



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA  
SEDE QUITO**

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL, BASADO EN EL COMPORTAMIENTO Y  
DESEMPEÑO SÍSMICO, EN UNA CONSTRUCCIÓN INFORMAL ELABORADA EN  
HORMIGÓN ARMADO, EN GUAJALÓ, CANTÓN QUITO, PROVINCIA PICHINCHA,  
EN EL AÑO 2021**

Trabajo de titulación previo a la obtención del  
título de Ingenieros Civiles

**AUTORES:**

Fredy Marcelo Arias Encarnación  
Jonathan Javier Guamán Quinatoa

**TUTOR:** Carlos Alexis Ayala Moya

Quito – Ecuador

2022

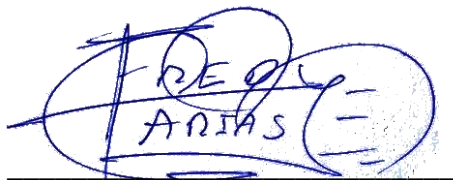
## CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Nosotros, Fredy Marcelo Arias Encarnación con documento de identificación N°1718537283 y Jonathan Javier Guamán Quinatoa con documento de identificación N°1720551413; manifestamos que:

Somos los autores y responsables del presente trabajo; y, autorizamos a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Quito, 11 de marzo del 2022

Atentamente,



Fredy Marcelo Arias Encarnación  
1718537283



Jonathan Javier Guamán Quinatoa  
1720551413

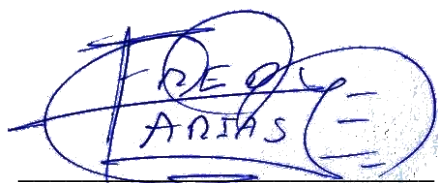
## **CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**

Nosotros, Fredy Marcelo Arias Encarnación con documento de identificación N°1718537283 y Jonathan Javier Guamán Quinatoa con documento de identificación N°1720551413; expresamos nuestra voluntad y por medio del presente documento cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del Proyecto Técnico: “Reforzamiento estructural, basado en el comportamiento y desempeño sísmico, en una construcción informal elaborada en hormigón armado, en Guajaló, Cantón Quito, Provincia Pichincha”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingenieros Civiles, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribimos este documento en el momento que hacemos la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 11 de marzo del 2022

Atentamente,



Fredy Marcelo Arias Encarnación  
1718537283



Jonathan Javier Guamán Quinatoa  
1720551413

## **CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN**

Yo, Carlos Alexis Ayala Moya con documento de identificación N° 1712968971, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL, BASADO EN EL COMPORTAMIENTO Y DESEMPEÑO SÍSMICO, EN UNA CONSTRUCCIÓN INFORMAL ELABORADA EN HORMIGÓN ARMADO, EN GUAJALO, CANTÓN QUITO, PROVINCIA PICHINCHA, realizado por Fredy Marcelo Arias Encarnación con documento de identificación N°1718537283 y Jonathan Javier Guamán Quinatoa con documento de identificación N°1720551413, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Proyecto Técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 11 de marzo del 2022

Atentamente,



Ing. Carlos Alexis Ayala Moya, M.Sc.

1712968971

## **AGRADECIMIENTO**

A Dios por bendecirme en todo momento, haberme brindado salud, regalado los mejores padres, hermanos y sobrinos. Por darme fortaleza para culminar con mi objetivo.

A mis padres Marcelo Arias y Paula Encarnación por su amor, paciencia, saberme guiar por el camino correcto además de la confianza y la fortaleza que me brindaron a lo largo de la carrera y de toda mi vida.

A mis hermanos Erika y Cristian por la motivación, el apoyo incondicional, por todos los momentos buenos y malos y el amor sincero brindado.

A mis abuelitos por el cariño, apoyo y las bendiciones brindadas a lo largo de toda mi vida.

Finalmente quiero agradecer al Ingeniero Carlos Ayala por ayudarnos a desarrollar este trabajo de titulación desde su concepción hasta su finalización y a la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Politécnica Salesiana por prepararme con valores y conocimiento necesario para afrontar nuevos retos académicos y profesionales.

FREDY ARIAS E.

## **AGRADECIMIENTO**

Sobre todo, a Dios, por acompañarme todos los días en mi formación académica, brindándome salud, amor, en los momentos más difíciles y darme las fuerzas necesarias para cumplir mis objetivos. En especial agradecerle por la bendición más grande que es mi familia.

A mis Padres, Nicolas y Elsa por ser las mejores y más importantes personas en vida, por el apoyo incondicional, por la comprensión y amor que me dan. Agradecerles por la educación, valores y principios que inculcaron en mí y por hacer de mí una mejor persona cada día.

A mi hermano David, por ser un ejemplo de buena persona, buen estudiante, buen líder. Por estar presente en los momentos más importantes de mi vida, brindarme su apoyo y cariño.

A mi cuñada Zully y a mis sobrinos David y Nicole. A mi cuñada por estar presente en los momentos más complicado que pasamos como familia y apoyarnos siempre como un miembro más de mi núcleo familiar. A mis sobrinos por alegrar mi vida desde el día que nacieron, por darme su cariño, y hacer mis días mejores.

Finalmente agradecer al Ingeniero Carlos Ayala por ayudarnos a desarrollar este trabajo de titulación desde su concepción hasta su finalización. Y a la facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Politécnica Salesiana por brindarme los conocimientos necesarios para culminar esta etapa estudiantil.

JONATHAN GUAMÁN Q.

## **DEDICATORIA**

Este trabajo de titulación se lo dedico a mis padres, Marcelo y Paula, y a mis hermanos Erika y Cristian, quienes creyeron siempre en mí.

*FREDY*

## **DEDICATORIA**

Este trabajo de titulación se lo dedico a mis padres, Nicolas y Elsa, quienes me apoyaron y creyeron siempre en mi

También se lo dedico a mi hermano David, su esposa y a mis sobrinos Nicole y David quienes siempre se han preocupado por mi bienestar.

*JONATHAN*



## RESUMEN

El presente proyecto va a evaluar el comportamiento que tendrá la estructura construida de manera informal bajo cargas sísmicas y se va a proponer alternativas para rehabilitar la misma, de esta manera se comprobará el nuevo comportamiento que será capaz de soportar. El proyecto de estudio se encuentra en la periferia de la ciudad de Quito en el Barrio Lucha de los Pobre y su uso es residencial, el sistema estructural usado son pórticos con mampostería no reforzada.

El proyecto en primera instancia va a recopilar toda la información necesaria para tener un punto de partida como son, planos arquitectónicos, visitas al proyecto, conversaciones con los propietarios y toda información que nos genera el grado más bajo de incertidumbre posible, posteriormente se analizara la ruta de análisis con la norma nacional y normas internacionales.

La norma usada para la evaluación de la estructura existente es el FEMA 154 dicha norma nos brinda formularios que nos guía a un método cualitativo para poder determinar el grado de vulnerabilidad que presenta la estructura, mientras que la ASCE 41-17 se va a usar para determinar el tipo de evaluación que se le realizara a la estructura y de esta manera poder determinar el tipo de rehabilitación más acorde a las necesidades. De la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) se va a usar capítulos como NEC-SE-DS (Peligro sismo resistente), NEC-SE-RE (Riesgo sísmico, Evaluación, Rehabilitaciones de Estructuras) y NEC-SE-MP (Mampostería Estructural).

Una vez evaluada la estructura se procede a modelar en un software de cálculo estructural con todas las consideraciones que nos mencionan las normas para este caso en particular, se analiza el comportamiento bajo condiciones sísmicas y se evidenciara las deficiencias de la de misma, posteriormente se plantea el proceso de rehabilitación que mejore el comportamiento pero que a su vez tenga coherencia con las posibilidades económicas de las personas que obtén por una rehabilitación, el proceso de rehabilitación más idóneo es el enchapado de las mampostería con

mallas electrosoldadas y hormigón proyectado, lo cual nos ayudaran a bajar las demandas en las columnas y en las vigas donde se encuentre la mampostería enchapada, dando así un aporte positivo bajo cargas gravitatorias y cargas laterales, convirtiendo a la estructura existente como sismo resistente, reduciendo las derivas y el periodo.

Se vuelve a analizar la estructura para verificar que el nuevo comportamiento sea optimo y cumpla con el nivel de desempeño de no colapso.

**Palabras clave:** rehabilitación, construcción informal, vulnerabilidad, desempeño, evaluación, enchapado, sismo resistente.

## **ABSTRACT**

The present project will evaluate the behavior of the structure built in an informal way under seismic loads and will propose alternatives to rehabilitate it, in this way the new behavior that it will be able to support will be verified. The study project is located on the outskirts of the city of Quito in the Barrio Lucha de los Pobres and its use is residential, the structural system used are unreinforced masonry porches.

The project will first collect all the necessary information to have a starting point such as architectural plans, visits to the project, conversations with the owners and all information that generates the lowest possible degree of uncertainty, then the analysis route will be analyzed with the national and international standards.

The standard used for the evaluation of the existing structure is FEMA 154, which provides us with forms that guide us to a qualitative method to determine the degree of vulnerability of the structure, while ASCE 41-17 will be used to determine the type of evaluation to be carried out on the structure and thus determine the type of rehabilitation best suited to the needs. Chapters NEC-SE-DS (Seismic Resistant Hazard), NEC-SE-RE (Seismic Risk, Evaluation, Rehabilitation of Structures) and NEC-SE-MP (Structural Masonry) will be used from the Ecuadorian Construction standard (NEC).

Once the structure is evaluated, it is modeled in a structural calculation software with all the considerations mentioned in the norms for this particular case, the behavior under seismic conditions is analyzed and the deficiencies of the structure are evidenced, then the rehabilitation process is proposed to improve the behavior but at the same time to be coherent with the economic possibilities of the people who obtain a rehabilitation, The most suitable rehabilitation process is the veneering of the masonry with electrowelded mesh and shotcrete, which will help us to lower

the demands on the columns and beams where the masonry is veneered, thus giving a positive contribution under gravity loads and lateral loads, converting the existing structure as seismic resistant, reducing the drifts and the period.

The structure is reanalyzed to verify that the new behavior is optimal and complies with the non-collapse performance level.

**Key words:** rehabilitation, informal construction, vulnerability, performance, evaluation, veneer, seismic resistant.

# Contenido

<b>AGRADECIMIENTO .....</b>	<b>IV</b>
<b>AGRADECIMIENTO .....</b>	<b>V</b>
<b>DEDICATORIA.....</b>	<b>VI</b>
<b>DEDICATORIA.....</b>	<b>VII</b>
<b>RESUMEN.....</b>	<b>VIII</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>X</b>
<b>CAPÍTULO I.....</b>	<b>26</b>
<b>ANTECEDENTES Y GENERALIDADES .....</b>	<b>26</b>
1.1 INTRODUCCIÓN .....	26
1.2 ANTECEDENTES .....	28
1.3 DELIMITACIÓN .....	29
1.4 JUSTIFICACIÓN.....	30
1.5 OBJETIVOS.....	30
<b>CAPÍTULO II.....</b>	<b>32</b>
<b>MARCO TEÓRICO .....</b>	<b>32</b>
2.1 PELIGRO SÍSMICO.....	32
2.1.1 <i>Fallas Geológicas</i> .....	35
2.1.1.1 <i>Fallas Geológicas en Quito</i> .....	36
2.2 SISTEMA ESTRUCTURAL .....	40
2.2.1 <i>Sistema aperticado, constituido por losas planas, vigas bandas y columnas</i> .....	41
2.2.2 <i>Sistema aperticado, constituido por losas alivianadas, vigas peraltadas y columnas</i> .....	42
2.3 CONSTRUCCIÓN INFORMAL .....	43
2.4 PATOLOGÍAS EN ESTRUCTURAS INFORMALES.....	44

2.5 IRREGULARIDADES.....	46
2.5.1 Irregularidad vertical o en elevación.....	48
2.5.2 Irregularidad Horizontal o en planta .....	50
2.5.3 Otros problemas de irregularidad en estructuras.....	53
2.5.3.1 Poca hiperestaticidad.....	53
2.5.3.2 Excesiva flexibilidad de piso .....	54
2.5.3.3 Excesiva flexibilidad estructural .....	54
2.6 EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN .....	54
2.6.1 Objetivo de desempeño .....	56
2.6.1.1 Objetivo de Desempeño Básico para Edificios Existentes (BPOE) .....	56
2.6.2 Nivel de desempeño del Edificio.....	57
2.6.3 Niveles de Peligro Sísmico ASCE_SEI 41-17.....	59
2.6.4 Nivel de Sismicidad .....	59
2.6.5 Niveles de evaluación.....	60
2.6.6 Principios de evaluación sísmica ASCE 41 .....	62
2.6.7 Información.....	63
2.6.7.1 Información sobre el emplazamiento y la cimentación. ....	64
2.6.7.2 Valores por defecto del material.....	64
2.6.7.3 Requisitos mínimos de recogida de datos.....	66
2.6.7.4 Factor de conocimiento k.....	67
2.6.7.5 Inspección visual .....	68
2.6.7.6 Propiedades de los Materiales .....	68
2.6.7.7 Propiedades de los componentes .....	69
2.7 TÉCNICAS DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL .....	70
2.7.1 Encamisado con concreto reforzado.....	71
2.7.2 Enchapado de Mampostería .....	72
2.7.2.1 Comportamiento de la mampostería bajo esfuerzos provocados por efectos sísmicos .....	73
2.7.2.2 Falla de corte por deslizamiento .....	74

2.7.2.3 Falla por tensión diagonal .....	74
2.7.2.4 Resistencia a la compresión del mortero de pega ( $f'_{cp}$ ) .....	74
2.7.2.5 Resistencia a la compresión de pieza de mampostería ( $f'_{cu}$ ).....	75
2.7.2.6 Resistencia a la compresión de la mampostería ( $f'_m$ ).....	75
2.7.3 Adición de elementos metálicos o polímeros reforzados.....	79
2.8 CARACTERÍSTICAS DE LA EDIFICACIÓN INFORMAL SELECCIONADA.....	80
<b>CAPÍTULO III.....</b>	<b>82</b>
<b>METODOLOGÍA.....</b>	<b>82</b>
3.1 INVESTIGACIÓN CUALITATIVA Y EXPERIMENTAL.....	82
<b>CAPÍTULO IV.....</b>	<b>84</b>
<b>EVALUACION DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE.....</b>	<b>84</b>
4.1 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN ESTRUCTURAL.....	84
4.1.1 Testimonio del propietario.....	86
4.1.2 Inspección visual .....	90
4.1.3 Tipo de edificación. ....	91
4.2 EVALUACIONES RÁPIDAS.....	92
4.2.1 Evaluación según FEMA 154 .....	92
4.2.1.1 Exploración rápida visual para posibles riesgos sísmicos Nivel 1 y 2.....	93
4.2.2 Evaluación según NEC SE RE .....	94
4.2.4 Evaluación según ASCE_SEI 41-17 .....	95
4.2.4.1 Valores por defecto de los materiales.....	95
4.2.4.2 Procedimiento de evaluación de nivel 1 .....	95
4.3 ESTADO ACTUAL DE LA ESTRUCTURA .....	99
4.3.1 Datos acorde a la geología local de la estructura.....	99
4.3.1.1 Factor de zona z .....	99
4.3.1.2 Perfiles de suelo para el diseño sísmico .....	100

4.3.1.3 Amplificación espectral “ $\eta$ ” .....	104
4.3.1.4 Factores de sitio $F_a$ , $F_d$ y $F_s$ .....	104
4.3.1.5 Factor de importancia “ $I$ ” .....	106
4.3.2 Cálculo del espectro de diseño .....	108
4.3.3 Periodo de vibración de la estructura ( $T_a$ ) .....	109
4.3.4 Cálculo de corte basal estático .....	111
4.3.5 Parámetros para análisis .....	112
4.3.5.1 Cargas .....	112
4.4 MODELADO DE LA ESTRUCTURAL EN ETABS 2016 .....	114
4.4.1 Geometría de la estructura .....	114
4.4.2 Definición del espectro de diseño en el programa ETABS 2016 .....	116
4.5 PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA .....	117
4.6 CORTE BASAL .....	118
4.6.1 CORTE BASAL ESTÁTICO .....	118
4.6.1 CORTE BASAL DINÁMICO .....	118
4.6.2 Corrección del corte basal .....	119
4.7 DERIVAS INELÁSTICAS .....	120
4.8 RELACIÓN DEMANDA CAPACIDAD D/C .....	121
<b>CAPÍTULO V .....</b>	<b>123</b>
<b>MEDIDAS DE REHABILITACIÓN .....</b>	<b>123</b>
5.1 ALTERNATIVAS CONSIDERADAS DE REFORZAMIENTO .....	123
5.1.1 Alternativa 1 enchapado de la mampostería .....	123
5.1.2 Alternativa 2 encamisado de columnas .....	124
5.2 CONDICIONANTES .....	124
5.3 SELECCIÓN DE LA MEDIDA DE REHABILITACIÓN .....	125
5.3.1 Justificación .....	125



5.3.2 Enchapado .....	128
5.3.2.1 Inclusión del enchape al modelo estructural .....	128
5.3.2.2 Modulo de elasticidad de la mampostería .....	129
5.3.2.3 Propiedades de la malla electrosoldada.....	129
5.3.2.3 Modelación de la mampostería enchapada .....	130
5.3.2.4 Propiedades .....	131
<b>CAPÍTULO 6 .....</b>	<b>134</b>
<b>REHABILITACION .....</b>	<b>134</b>
6.1 OBJETIVO DE DESEMPEÑO .....	134
6.1.1 Selección del objetivo de desempeño.....	134
6.1.2 Cumplimiento del Objetivo de Desempeño Básico para Edificios Existentes (BPOE) .....	134
6.1.2.2 Disposiciones de referencia.....	135
6.1.2.3 Verificación de campo .....	136
6.1.2.4 Fallas superficiales del terreno.....	137
6.2 NIVEL DE SISMICIDAD.....	140
6.2.3 Factor de zona Z.....	140
6.3 PROPIEDADES DEL MATERIAL Y EVALUACIÓN DE SU ESTADO .....	141
6.3.1 Resistencia a la compresión del hormigón.....	141
6.3.2 Procedimiento de evaluación Nivel 1 .....	145
6.4 PROCEDIMIENTO DE EVALUACIÓN NIVEL 2.....	148
6.4.1 CRITERIOS DE ACEPTACIÓN.....	149
6.4.1.1 Combinaciones de carga usadas.....	149
6.4.1.2 Consideraciones para la modelización matemática .....	149
6.4.1.3 Consideración de la torsión.....	150
6.4.1.4 Componentes primarios y secundarios .....	151
6.4.1.5 Amortiguamiento .....	151
6.4.1.6 Efectos sísmicos multidireccionales .....	152

6.4.1.7 Efectos P- $\Delta$ .....	152
6.4.1.8 Efectos de vuelco para procedimientos lineales. ....	153
6.4.1.9 Losas (Diafragmas Horizontales) .....	154
6.4.1.10 Interconexión .....	157
6.4.1.11 Separación.....	158
<b>6.4.2 Procedimientos de análisis lineales.....</b>	<b>162</b>
<b>6.4.3 Método para determinar las limitaciones en el uso de los procedimientos lineales.....</b>	<b>163</b>
6.4.3.1 Irregularidad de discontinuidad en el plano.....	163
6.4.3.2 Irregularidad de discontinuidad fuera del plano. ....	164
6.4.3.3 Irregularidad del piso débil.....	166
6.4.3.4 Irregularidad de resistencia a la torsión. ....	167
<b>6.4.4 Procedimiento dinámico lineal (LDP) .....</b>	<b>168</b>
6.4.4.1 Consideraciones sobre la modelización y el análisis del LDP.....	169
6.4.4.2 Método del espectro de respuesta para LDP .....	170
<b>6.4.4 Determinación de fuerzas y deformaciones para LDP .....</b>	<b>173</b>
6.4.4.1 Modificación de las demandas para el PDL .....	173
<b>6.4.5 Acciones controladas por deformación y por fuerza.....</b>	<b>175</b>
6.4.5.1 Componentes primarios y secundarios. ....	175
<b>6.4.6 Acciones controladas por la deformación .....</b>	<b>176</b>
6.4.6.1 Parámetros para el cálculo de esfuerzos y deformaciones .....	176
6.4.6.2 Criterios de aceptación de las acciones controladas por deformación para LDP .....	177
<b>6.4.7 Propiedades de los materiales para LDP.....</b>	<b>177</b>
<b>6.5 CAPACIDAD DE LOS ELEMENTOS CONTROLADOS POR DEFORMACIÓN.....</b>	<b>178</b>
<b>6.5.1 Modificación de la capacidad de los componentes para LDP .....</b>	<b>178</b>
6.5.1.1 Factor de conocimiento k.....	178
6.5.1.2 Factor de modificación m.....	179
6.5.1.3 Factor de modificación m para columnas .....	180
6.5.1.4 Factor de modificación m para vigas .....	183

6.5.1.5 Factor de modificación m para juntas viga-columnas .....	186
6.5.1.6 Parámetros para determinar las capacidades de los elementos.....	188
<b>6.6 RESULTADOS.....</b>	<b>193</b>
<b>6.6.1 Vigas .....</b>	<b>193</b>
6.6.1.2 Corte y Momento .....	193
<b>6.6.2 Columnas .....</b>	<b>200</b>
6.6.2.1 Axial y momentos.....	201
6.6.2.1 Corte.....	208
<b>6.6.3 Juntas viga-columna .....</b>	<b>210</b>
<b>6.6.4 Enchapado .....</b>	<b>212</b>
<b>6.7 ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LOS ELEMENTOS PREXISTENTES.....</b>	<b>215</b>
<b>6.7.1 Elementos vigas .....</b>	<b>215</b>
6.7.1.1 Corte.....	215
6.7.1.2 Momento .....	217
<b>6.7.2 Elementos Columnas.....</b>	<b>219</b>
6.7.2.1 Axial y Momento .....	219
6.7.2.2 Corte.....	220
<b>CAPÍTULO VII.....</b>	<b>223</b>
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>223</b>
7.1 CONCLUSIONES.....	223
7.2 RECOMENDACIONES.....	227
<b>REFERENCIAS .....</b>	<b>229</b>
<b>ANEXOS.....</b>	<b>232</b>
ANEXOS A. EXPLORACIÓN RÁPIDA VISUAL DE LOS EDIFICIOS PARA POSIBLES RIESGOS SÍSMICOS NIVEL 1 .....	232
ANEXOS B. EXPLORACIÓN RÁPIDA VISUAL DE LOS EDIFICIOS PARA POSIBLES RIESGOS SÍSMICOS NIVEL 2 .....	233
ANEXOS C. FORMULARIO SEGÚN NEC SE RE .....	234

## Índice de figuras

FIGURA 1 CONSTRUCCIÓN OBJETO DE ESTUDIO .....	29
FIGURA 2 ZONIFICACIÓN SÍSMICA DEL ECUADOR. ....	33
FIGURA 3 MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE QUITO .....	34
FIGURA 4 ELEMENTOS DE UNA FALLA.....	35
FIGURA 5 CARACTERÍSTICAS DE UNA FALLA.....	36
FIGURA 6 SISTEMA DE FALLAS DE QUITO .....	37
FIGURA 7 FALLA INVERSA .....	38
FIGURA 8 CARACTERÍSTICAS DE UNA FALLA .....	39
FIGURA 9 SISTEMAS ESTRUCTURALES DÚCTILES. ....	40
FIGURA 10 LOSA PLANA CON VIGAS EMBEBIDAS.....	41
FIGURA 11 LOSA CON VIGAS PERALTADAS.....	42
FIGURA 12 CONSTRUCCIÓN SISMO-RESISTENTE.....	47
FIGURA 13 IRREGULARIDAD VERTICAL O EN ELEVACIÓN .....	49
FIGURA 14 IRREGULARIDAD HORIZONTAL O EN PLANTA.....	51
FIGURA 15 ENCAMISADO EN CONCRETO REFORZADO DE UNA COLUMNA .....	71
FIGURA 16 ENCHAPADO CON MALLA ELECTROSOLDADA .....	72
FIGURA 17 REPRESENTACIÓN DE MAMPOSTERÍA.....	73
FIGURA 18 TIPOS DE FALLA EN MAMPOSTERÍA .....	74
FIGURA 19 ENSAYO DE COMPRESIÓN. ....	75
FIGURA 20 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE LA MAMPOSTERÍA F'M .....	76
FIGURA 21 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE LA MAMPOSTERÍA .....	76
FIGURA 22 ENSAYO DE LA MAMPOSTERÍA.....	77

FIGURA 23 <i>COMPORTAMIENTO MAMPOSTERÍA NO REFORZADA</i> .....	78
FIGURA 24 <i>ESCALERILLA DE REFORZAMIENTO</i> .....	79
FIGURA 25 <i>ADICIÓN DE UN PERFIL DE ACERO O POLÍMERO REFORZADO A UNA VIGA EXISTENTE</i> .....	79
FIGURA 26 <i>VARILLAS DE ACERO O DE POLÍMERO REFORZADO EN RANURAS EN EL REFORZAMIENTO DE UNA VIGA</i> .....	80
FIGURA 27 <i>VIVIENDA INFORMAL SELECCIONADA</i> .....	80
FIGURA 28 <i>PLANOS ARQUITECTÓNICOS DE LA RESIDENCIA GUAMÁN APROBADOS POR EL MUNICIPIO.</i> .....	85
FIGURA 29 <i>SECCIÓN TRANSVERSAL Y ARMADO DE COLUMNA</i> .....	88
FIGURA 30 <i>DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN EN X, Y DE COLUMNA</i> .....	88
FIGURA 31 <i>GEOMETRÍA Y ARMADO DE VIGA</i> .....	89
FIGURA 32 <i>INCORRECTA CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL PRESENTADA EN LA VIVIENDA.</i> .....	90
FIGURA 33 <i>ELEMENTO ESTRUCTURAL DESCUBIERTO.</i> .....	92
FIGURA 34 <i>MAPA DE ZONIFICACIÓN SÍSMICA.</i> .....	100
FIGURA 35 <i>ZONIFICACIÓN</i> .....	101
FIGURA 36 <i>ZONA DE SUELO L1</i> .....	102
FIGURA 37 <i>ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICO DE ACELERACIONES</i> .....	108
FIGURA 38 <i>ESPECTRO DE DISEÑO</i> .....	109
FIGURA 39 <i>ZONIFICACIÓN SÍSMICA DEL ECUADOR</i> .....	112
FIGURA 40 <i>MODELO DE ESTRUCTURA DE ESTUDIO.</i> .....	114
FIGURA 41 <i>PLANTA 1 EDIFICACIÓN ESTUDIADA.</i> .....	115
FIGURA 42 <i>ZONIFICACIÓN SÍSMICA DEL ECUADOR</i> .....	115
FIGURA 43 <i>MODELO DE ESTRUCTURA</i> .....	116
FIGURA 44 <i>RESISTENCIA ESPERADA DEL HORMIGÓN.</i> .....	116
FIGURA 45 <i>RESISTENCIA ESPERADA DE LA FLUENCIA DEL ACERO</i> .....	117
FIGURA 46 <i>DERIVA INELÁSTICA</i> .....	120
FIGURA 47 <i>DERIVA SISMO DINÁMICO EN DIRECCIÓN Y</i> .....	121
FIGURA 48 <i>RELACIÓN D/C BAJO CARGAS GRAVITATORIAS.</i> .....	122

FIGURA 49 RELACIÓN D/C BAJO CARGAS GRAVITATORIAS Y CARGAS SÍSMICAS. ....	122
FIGURA 50 COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS REFORZADAS .....	125
FIGURA 51 COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS REFORZADAS .....	126
FIGURA 52 IMPLANTACIÓN DEL ENCHAPADO EN EL PISO 1.....	127
FIGURA 53 IMPLANTACIÓN DEL ENCHAPADO EN EL PISO 1 Y PISO 2.....	127
FIGURA 54 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE LA MAMPOSTERÍA .....	128
FIGURA 55 MÓDULO DE ELASTICIDAD DE LA MAMPOSTERÍA.....	129
FIGURA 56 PROPIEDADES DE LA MALLA ELECTROSOLDADA. ....	129
FIGURA 57 MAMPOSTERÍA .....	130
FIGURA 58 DIAGRAMA DE LA MALLA .....	131
FIGURA 59 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN .....	131
FIGURA 60 CÓDIGOS Y NORMAS DE CONSTRUCCIÓN DE REFERENCIA .....	135
FIGURA 61 VERIFICACIÓN DE CAMPO EN LA RESIDENCIA GUAMÁN.....	136
FIGURA 62 VERIFICACIÓN DE LOS PLANOS DISPONIBLES CON LA FACHADA REAL DE LA VIVIENDA.....	137
FIGURA 63 NIVEL LÁSER DE LÍNEAS CRUZADAS JONHSON AUTONIVELANTE.....	138
FIGURA 64 VERIFICACIÓN DEL NIVEL DE LA LOSA DE LA PRIMERA PLANTA.....	138
FIGURA 65 VERIFICACIÓN DEL NIVEL DE LA LOSA DE LA ÚLTIMA PLANTA.....	139
FIGURA 66 ASIGNACIÓN DE EFECTOS P-Δ .....	152
FIGURA 67 COMPROBACIÓN DE VOLCAMIENTO. ....	153
FIGURA 68 SECCIÓN DE LOSA REAL .....	154
FIGURA 69 ASIGNACIÓN DE DIAFRAGMAS ESTRUCTURA ORIGINAL .....	155
FIGURA 70 ASIGNACIÓN DE DIAFRAGMAS DE PISO .....	156
FIGURA 71 ASIGNACIÓN DE DIAFRAGMAS DE PISO .....	157
FIGURA 72 MODELO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN REAL .....	158
FIGURA 73 MODELO ESTRUCTURAL DE LA ESTRUCTURA INDEPENDIZADA .....	159
FIGURA 74 VISTA EN PLANTA DE EDIFICACIONES ADYACENTES.....	160
FIGURA 75 DESPLAZAMIENTOS EN EL PUNTO SUPERIOR DE LA ESTRUCTURA .....	161

FIGURA 76 VALORES DE DESPLAZAMIENTOS TOMADOS EN UN PUNTO SUPERIOR DE LA ESTRUCTURA .....	161
FIGURA 77 DISCONTINUIDAD VERTICAL EN EL PLANO .....	163
FIGURA 78 ELEMENTO SISMORRESISTENTE CONTINUO A LO LARGO DEL PLANO .....	164
FIGURA 79 ELEMENTO CONTINUO A LO LARGO DEL PISO CONSIDERADO.....	164
FIGURA 80 EDIFICIO TÍPICO CON IRREGULARIDAD DE DESPLAZAMIENTO FUERA DEL PLANO .....	165
FIGURA 81 EDIFICIO ESTUDIADO SIN IRREGULARIDAD DE DESPLAZAMIENTOS FUERA DEL PLANO .....	165
FIGURA 82 ELEMENTO CONTINUO A LO LARGO DEL PISO CONSIDERADO.....	168
FIGURA 83 ESPECTRO DE RESPUESTAS CON LA DEMANDA SÍSMICA NO REDUCIDA $R=1$ .....	170
FIGURA 84 CLASIFICACIÓN DE JUNTAS .....	190
FIGURA 85 INERCIA AGRIETADA COLUMNAS .....	192
FIGURA 86 INERCIA AGRIETADA VIGAS .....	193
FIGURA 87 EJES DE VIGAS.....	194
FIGURA 88 VALORES DE LA RESISTENCIA A CORTE Y MOMENTO ESPERADOS CONTROLADOS POR LA DEFORMACIÓN .....	202
FIGURA 89 FACTOR DE REDUCCIÓN A CORTE PARA COLUMNAS .....	208
FIGURA 90 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MURO REFORZADO .....	213
FIGURA 91 SUPERFICIE OPTIMA .....	214
FIGURA 92 COLOCACIÓN DE LA MALLA ELECTROSOLDADA .....	214
FIGURA 93 COLOCACIÓN DEL MORTERO.....	215
FIGURA 94 CAPACIDAD A CORTE DE LAS VIGAS .....	216
FIGURA 95 CAPACIDAD MODIFICADA VIGAS A CORTE .....	217
FIGURA 96 CAPACIDAD DE VIGAS A MOMENTO .....	218
FIGURA 97 CAPACIDAD A MOMENTO MODIFICADA DE LAS VIGAS. ....	219
FIGURA 98 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN COLUMNA 20X25 .....	220
FIGURA 99 CAPACIDAD A CORTE DE LAS COLUMNAS .....	221
FIGURA 100 CAPACIDAD A CORTE MODIFICADA DE LAS COLUMNAS .....	222

## Índice de tablas

TABLA 1 ERRORES EN LA FASE DE REPLANTEO DE LA OBRA .....	44
TABLA 2 ERRORES EN LA FASE DE ENCOFRADO Y COLOCACIÓN DE ARMADURAS.....	45
TABLA 3 ERRORES EN LA FASE DE VACIADO DEL CONCRETO .....	45
TABLA 4 IRREGULARIDADES VERTICALES.....	49
TABLA 5 IRREGULARIDADES EN PLANTA .....	52
TABLA 6 VALORES DE FACTOR Z .....	59
TABLA 7 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN POR DEFECTO ( $F'_{c}$ ) DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL (KGF/CM <sup>2</sup> ) .....	65
TABLA 8 RESISTENCIA A LA FLUENCIA POR DEFECTO ( $F_{y}$ ) DEL ACERO DE REFUERZO (KGF/CM <sup>2</sup> ) .....	65
TABLA 9 REQUISITOS PARA LA RECOLECCIÓN DE DATOS .....	67
TABLA 10 FACTORES PARA TRADUCIR LAS PROPIEDADES DEL MATERIAL DE LÍMITE INFERIOR A LA RESISTENCIA <i>ESPERADA DEL MATERIAL</i> .....	69
TABLA 11 ARMADO DE COLUMNAS .....	87
TABLA 12 ARMADO DE VIGAS.....	89
TABLA 13 LIMITACIONES EN EL USO DE LOS PROCEDIMIENTOS DE NIVEL 1 Y 2 .....	96
TABLA 14 LISTAS DE COMPROBACIÓN NECESARIAS PARA UN EXAMEN DE NIVEL 1.....	97
TABLA 15 ZONA DE SUELO L1 .....	103
TABLA 16 TIPOS DE SUELO Y FACTORES DE SITIO FA.....	104
TABLA 17 TIPOS DE SUELO Y FACTORES DE SITIO FA .....	105
TABLA 18 TIPOS DE SUELO Y FACTORES DE SITIO FS .....	106
TABLA 19 RESUMEN DE FACTORES.....	106
TABLA 20 TIPOS DE USO, DESTINO E IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA.....	107
TABLA 21 TIPOS DE SUELO Y FACTORES DE SITIO FS .....	110
TABLA 22 VALORES DE SOBRECARGA ASIGNADOS.....	113



TABLA 23 VALORES DE CARGA VIVA ASIGNADOS.....	113
TABLA 24 PESO DE LA ESTRUCTURA.....	117
TABLA 25 CORTE BASAL ESTÁTICO.....	118
TABLA 26 CORTE BASAL DINÁMICO MÍNIMO.....	118
TABLA 27 CORTE BASAL DINÁMICO CALCULADO EN ETABS.....	119
TABLA 28 CORRECCIÓN CORTE BASAL.....	119
TABLA 29 PORCENTAJE DE CORTE BASAL DINÁMICO CONSIDERADO.....	119
TABLA 30 PORCENTAJE DE CORTE BASAL USADO PARA EL ANÁLISIS SACADO DE ETABS.....	120
TABLA 31 FACTOR DE AMPLIFICACIÓN POR TORSIÓN.....	150
TABLA 32 PARTICIPACIÓN MODAL Y PERIODO DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL.....	171
TABLA 33 PARTICIPACIÓN MODAL Y PERIODO DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL.....	171
TABLA 34 PARTICIPACIÓN MODAL DE LA ESTRUCTURA YA ADAPTADA.....	172
TABLA 35 TABLA PARA OBTENER LOS VALORES DE MODIFICACIÓN C1C2.....	173
TABLA 36 PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA.....	174
TABLA 37 FACTOR DE AMPLIFICACIÓN POR TORSIÓN.....	174
TABLA 38 CRITERIOS NUMÉRICOS DE ACEPTACIÓN DE LOS PROCEDIMIENTOS LINEALES PARA COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO.....	180
TABLA 39 CRITERIOS NUMÉRICOS DE ACEPTACIÓN PARA PROCEDIMIENTOS LINEALES-VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO.....	183
TABLA 40 CRITERIOS NUMÉRICOS DE ACEPTACIÓN DE PROCEDIMIENTOS LINEALES PARA JUNTAS DE VIGAS Y COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO.....	186
TABLA 41 CLASIFICACIÓN DE LA DEMANDA DE DUCTILIDAD DE LOS COMPONENTES.....	191
TABLA 42 FACTOR DE REDUCCIÓN PARA LA CAPACIDAD A CORTE DE LAS VIGAS.....	194
TABLA 43 SOLICITACIONES ULTIMAS MAYORADAS DE LOS ELEMENTOS VIGAS.....	195
TABLA 44 VALORES DE LA RESISTENCIA A CORTE Y MOMENTO ESPERADOS CONTROLADOS POR LA DEFORMACIÓN .....	197
TABLA 45 DEMANDA CAPACIDAD.....	199

TABLA 46 VALORES DE LA RESISTENCIA A CORTE Y MOMENTO ESPERADOS CONTROLADOS POR LA DEFORMACIÓN	
.....	201
TABLA 47 <i>DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN DE TODAS LAS COLUMNAS</i> .....	202
TABLA 48 <i>CAPACIDAD A CORTE DE COLUMNAS</i> .....	209

# CAPÍTULO I

## ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

### 1.1 Introducción

Ecuador es un país ubicado en el cinturón de fuego del pacifico, lo cual indica que tiene una peligrosidad sísmica latente generado por el fenómeno de subducción que se presenta entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana, además se presenta fallas geológicas en el interior de la placa Sudamericana que agravan más la vulnerabilidad de las estructuras construidas de manera informal. Delimitando el problema a la ciudad de Quito la Norma Ecuatoriana de la Construcción capitulo Peligro Sísmico (NEC -SE-DS), nos indica que la ciudad tiene una peligrosidad sísmica alta, a partir de 1985 se presentó normas para la construcción de estructuras sísmicamente resistentes, en años anteriores al mencionado toda estructura necesita ser evaluada y rehabilitada para que tenga un comportamiento aceptable.

El Institutos Nacional de Estadística y Censos (NEC) en el 2020 dio a conocer que la ciudad de Quito tiene una demografía de 2'781.641 habitantes y según la Cámara de la Industria de la Construcción (CAMICON) menciona en una de sus publicaciones que Quito tiene un 60% de construcción informales lo que nos da una señal inminente del peligro que corren millones de personas que habitan bajo una estructura construida de esta manera, sin mencionar la pérdida económica que se generaría con la ocurrencia de un evento sísmico de una magnitud considerable.

A lo largo de la historia de la ciudad se ha presentado terremotos con intensidades superiores a XI en la escala MKS-64 que nos indica los efectos destructivos ocasionados, desde el año 1868 no se ha presentado sismos con tal magnitud e intensidad que afecten de tal manera que se genere una cultura referente a las construcciones sismorresistentes, como claro ejemplo tenemos

a la ciudad de Riobamba que en el año de 1797 fue destruida en su totalidad causando 40000 muertes ocasionado por un sismo que hasta la actualidad es considerado el de mayor magnitud de toda la historia del Ecuador.

Morfológicamente el sistema de fallas de Quito, está compuesto por las siguientes colinas alargadas: El Tablón; San Miguel; Puengasi; La Bota -El Batán -Ilumbisi; El Colegio –El Inca; Catequilla –Bellavista, en su mayoría son sectores populares donde priman las construcciones irregulares y aumenta el nivel de destrucción que tendrá de darse un evento de magnitudes altas, el proyecto de estudio pretende evaluar la vulnerabilidad y rehabilitar una estructura existente, no se busca que tenga un comportamiento como si fuese una estructura nueva más bien se pretende que no colapse en el momento que ocurra un sismo y así salvaguarde la vida de las personas que habitan el inmueble, podemos llegar a este nivel de desempeño proponiendo alternativas como es el encamisado de vigas y columnas o el enchapado de mampostería de esta manera se puede llegar a cumplir el objetivo de desempeño buscado.

El análisis de estructuras existentes ha ido ganando importancia en la actualidad por el alcance a la información en internet, donde se evidencia las afectaciones económicas y el número de pérdidas humanas que se presentan por optar por construir de manera artesanal sin seguir lineamientos de normas establecidas para hacer que la estructura sea capaz de soportar cargas laterales provenientes de sismos.

## 1.2 Antecedentes

El territorio nacional está ubicado en el Cinturón de Fuego del Pacífico lo que representa una alta peligrosidad sísmica que deja vulnerable a ciudades que no tienen la cultura de construir de manera técnica respetando la normativa vigente. En el caso de la ciudad de Quito su caracterización de peligro sísmico con  $z=0.4g$ , lo que nos dice que su peligrosidad es alta y que podrá suceder un posible evento de gran magnitud.

A nivel nacional siempre ha existido la tendencia a construir de manera informal, ya sea por desconocimiento de los peligros que conlleva o por evitar trámites burocráticos. Quito ha sido una de las ciudades que más énfasis ha puesto en que se construya de manera técnica sin tener mayor éxito en las partes periféricas y sur de la ciudad.

En el Distrito metropolitano de Quito, se emitieron una serie de ordenanzas que tratan de persuadir a los propietarios de predios de zona urbana y rural para la actualización de sus catastros y empezar procedimientos técnicos que obedezcan la norma de construcción vigente. De esta manera, evitar posibles colapsos de estructuras y pérdidas de vidas humanas por la informalidad de las construcciones. A esta iniciativa se han unido entidades colaborantes como el Colegio de Arquitectos de Pichincha, mientras que el Municipio de Quito facilita los permisos de construcción y así tener construcciones seguras ante cualquier eventualidad.

Al no tener buenos resultados y comprobar que la tendencia continua, es decir, entre más demografía más construcciones informales. Esto ha provocado afectaciones como deformaciones, fisuras, agrietamientos y en el peor de los casos el colapso total o parcial de la estructura. Y el peligro aún es más latente tomando en cuenta que Quito es una ciudad que tiene una peligrosidad sísmica alta lo que genera más incertidumbre del estado de las construcciones ya realizadas de

manera informal y que están habitadas. Este problema sobre todo radica en mayor proporción en la parte sur y periférica de la ciudad.

Plantear una alternativa para ajustar lo técnico con lo económico recae en un reforzamiento estructural, dando así la posible solución de poder mantener la estructura existente que fue realizada de manera informal. Beneficiando a los sectores populares de la ciudad de Quito que tienen construcciones vulnerables ante eventos sísmicos de magnitudes considerables.

### **1.3 Delimitación**

Este proyecto se centrará en la vivienda ubicada en las calles S28 y E10 en el Barrio Guajalo Alto en la parroquia de la Argelia del cantón Quito.

#### **Figura 1**

*Construcción objeto de estudio*



*Nota.* La fotografía presenta la edificación motivo de este proyecto. Fuente: Autores.

## **1.4 Justificación**

En las ciudades con mayor población de nuestro país, encontramos estructuras informales con graves deficiencias estructurales que no han sido evaluadas o calificadas por profesionales. Es de suma importancia desarrollar una metodología que permita a los profesionales evaluar e implementar técnicas de reforzamiento estructural que mejoren el comportamiento de la edificación ante un sismo. El reforzamiento estructural nos permitirá modificar el comportamiento de la estructura incrementando la capacidad de carga gravitatoria y lateral, de tal manera que se corrijan los defectos estructurales que provocan las fallas en los elementos estructurales. Este proyecto se presenta con la finalidad de mejorar el comportamiento de la vivienda en estudio, frente a un posible evento sísmico a través de una evaluación sísmica y un reforzamiento estructural.

Para desarrollar este proyecto se cuenta con la autorización del propietario del inmueble, los conocimientos propios de ingeniería civil referentes a reforzamiento estructural, detallamiento sísmico resistente, el dominio de programas estructurales como, ETABS, entre otros.

## **1.5 Objetivos**

### ***Objetivo General***

Adecuar la construcción informal ubicada en la Barrio Guajalo Alto en la parroquia de la Argelia del, cantón Quito, a través del estudio de vulnerabilidad conforme las normativas ASCE\_SEI 41-17, ACI 562, y NEC SE RE, para un reforzamiento estructural y contrarrestar las deficiencias que conlleva una estructura construida sin cumplir la normativa vigente.

### ***1.5.2 Objetivos específicos***

- Estudiar la vulnerabilidad sísmica, analizando el comportamiento actual, con el fin de obtener un procedimiento adecuado.
- Modelar la estructura en las condiciones actuales, mediante la herramienta ETABS 2016, para obtener una perspectiva clara de sus deficiencias.
- Presentar alternativas (técnicas) de reforzamiento estructural en la tipología correspondiente a hormigón armado, con el fin de mejorar el comportamiento sísmico.
- Seleccionar la alternativa (técnica) de reforzamiento estructural más conveniente con base a la factibilidad constructiva y económica, para aplicarla en la edificación objeto de este estudio.
- Analizar la edificación reforzada, con la finalidad de verificar el nuevo desempeño sísmico que tendrá la estructura.



## CAPÍTULO II

### MARCO TEÓRICO

#### 2.1 Peligro sísmico

El Peligro sísmico se define como la probabilidad de excedencia de movimientos del suelo, en un periodo de tiempo y un lugar determinado.

El peligro sísmico puede ser cuantificado, dentro de un período específico de tiempo y dentro de una región determinada, por los movimientos del suelo cuyos parámetros: aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud o intensidad son cuantificados. (NEC, 2015).

El sitio donde se encuentra la estructura, pertenece a una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona Z, considerando la ubicación estratégica del Ecuador hace de esta región una zona altamente sísmica, dado que se acumula energía que al ser liberada generan sismos por la interacción entre la placa de Nazca y la placa continental Sudamericana, este evento es llamado subducción el cual ocasiona que la placa oceánica Nazca siendo más delgada se hunde y se desplace debajo de la placa Sudamericana. (NEC, 2015).

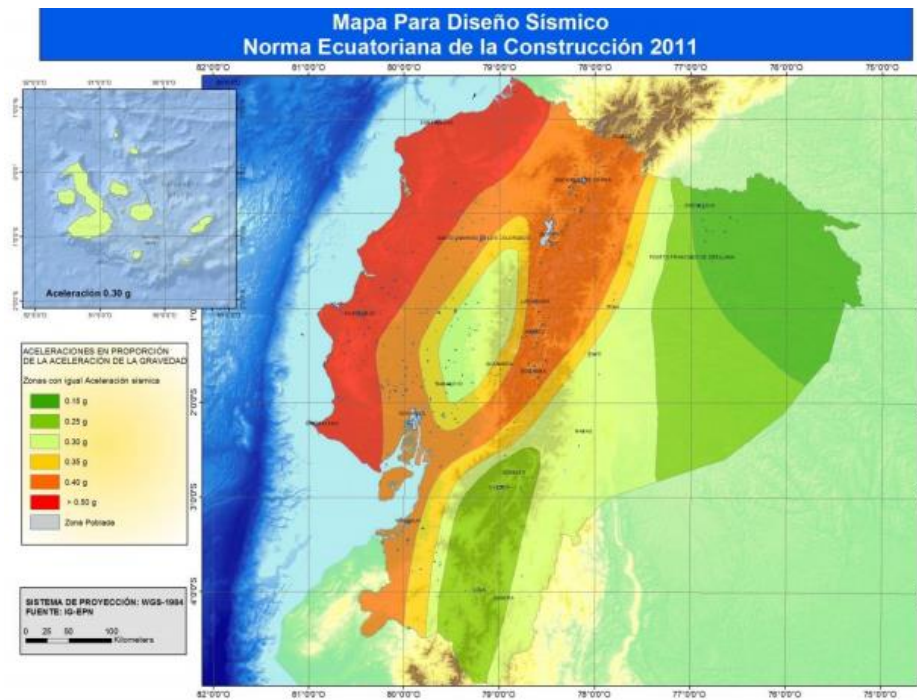
Al considerar el peligro sísmico en el Ecuador se debe hacer distinción de zonas ya que no es el mismo en todas sus regiones geográficas, en la región Costa pueden ocurrir sismos superficiales con una profundidad focal de hasta los 60 km siendo más destructivos, mientras que en la región Amazónica los sismos que se registran se da a 200 km de profundidad focal siendo estos menos agresivos y por otro lado están los sismos que se registran en la Sierra varían debido al sistema de fallas locales que existen a lo largo de la cordillera Andina, los cuales pueden llegar a ser muy peligrosos. Considerando esta caracterización del peligro sísmico en el Ecuador, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) plantea un mapa de Zonificación sísmica donde

se presenta las aceleraciones máximas esperadas en roca para la región continental e insular del país. Se usa el valor de Z, que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. (NEC, 2015)

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

## Figura 2

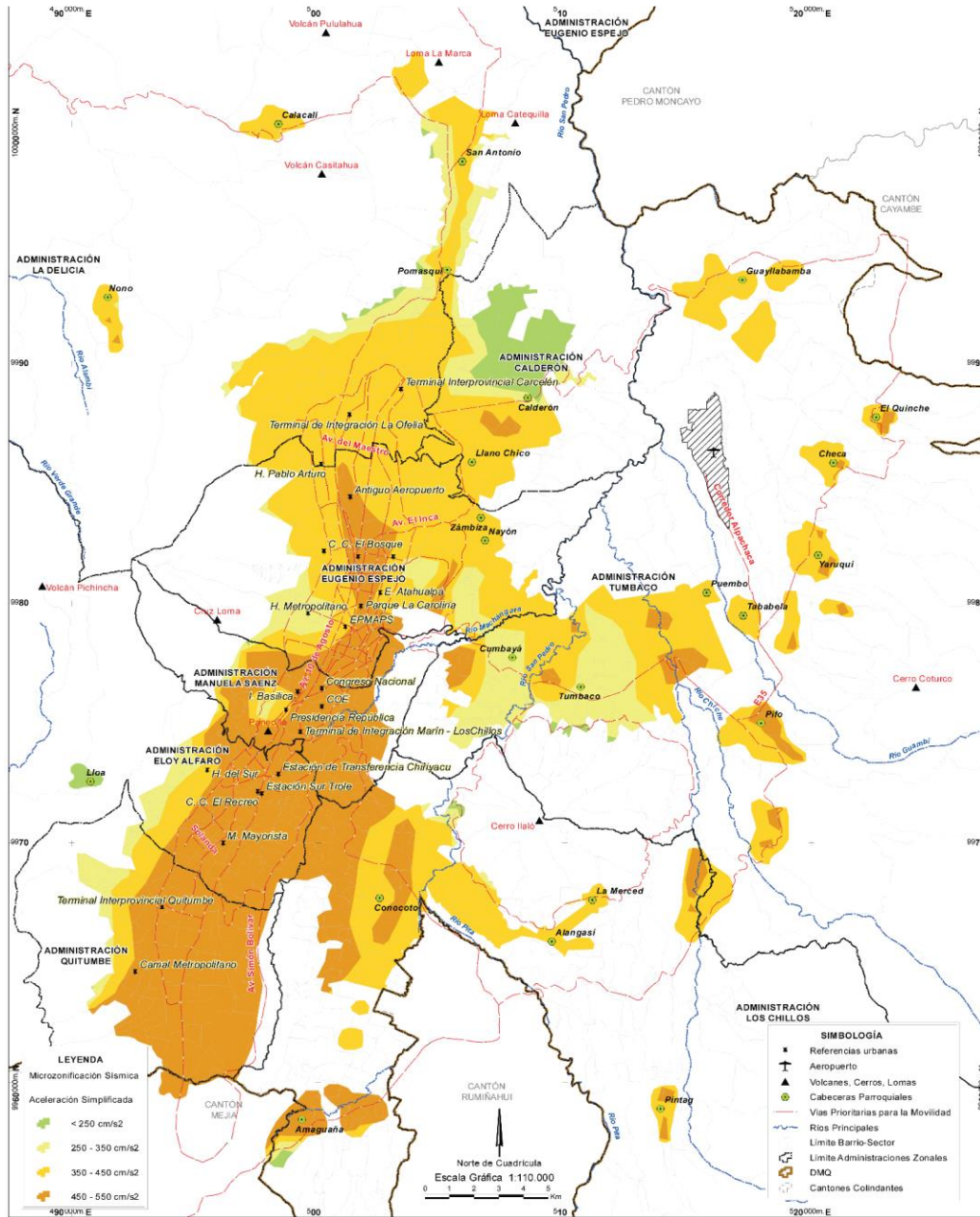
*Zonificación sísmica del Ecuador.*



*Nota.* Código de colores las zonas sísmicas. Fuente: NEC (2015)

Figura 3

Microzonificación Sísmica de Quito



Nota. Microzonificación Sísmica de Quito. Fuente: Municipio del Distrito Metropolitano de Quito (2015)

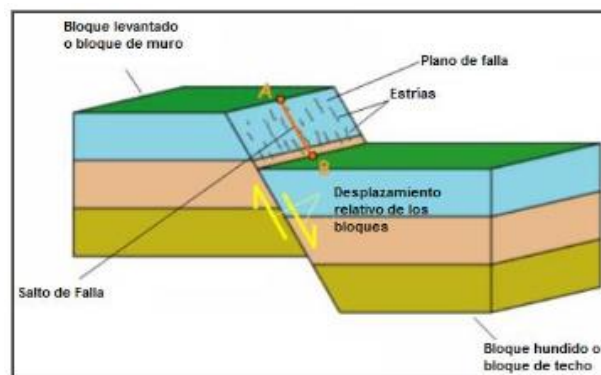
En el distrito metropolitano de Quito existe la probabilidad que ocurra un sismo similar al ocurrido en abril del 2016, si bien la probabilidad que se dé con una magnitud igual o superior es baja, no deja de ser un peligro a tomar en cuenta. Considerando que en nuestra ciudad existen varias zonas que tienen suelos de mala calidad y agravando los problemas de vulnerabilidad podemos encontrar aceleraciones de suelo que pueden superar los  $400\text{cm/s}^2$  como se muestra en la Figura 3.

### 2.1.1 Fallas Geológicas

Definimos una falla geológica como una fractura o zona de fracturas a lo largo de la cual ha ocurrido desplazamiento relativo de los bloques paralelo a la fractura (Bates y Jackson, 1980). Es además una superficie de discontinuidad sobre la cual ha ocurrido desplazamiento de cizalla (Keary, 1993).

#### Figura 4

Elementos de una falla



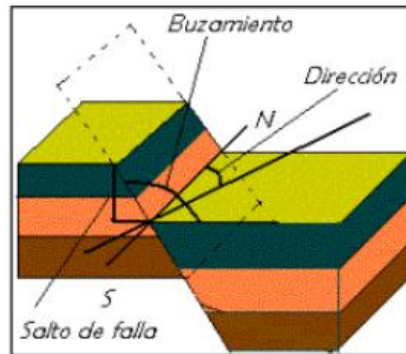
*Nota.* Se muestran los planos y bloques de falla. Fuente: Quishpe y Quishpe (2011).

- Bloque levantado o bloque superior: es el bloque que queda encima del plano de falla
- Bloque hundido o bloque inferior: es el bloque que queda debajo del plano de falla

- Plano de falla: es la superficie a lo largo de la cual se desplazan los bloques que se separan de la falla. Debido a este roce presentan estrías.

## Figura 5

### Características de una falla



*Nota.* Se muestran los planos y bloques de falla. Fuente: Quishpe y Quishpe (2011).

- Buzamiento: ángulo que forma el plano de falla con la horizontal.
- Dirección: ángulo que forma una línea horizontal contenida en el plano de falla con el eje norte-sur.
- Salto de falla: distancia vertical, medida entre los bordes del bloque levantado y el hundido.

#### 2.1.1.1 Fallas Geológicas en Quito.

Quito está a una elevación de 2800m dentro de la depresión interamericana, en una provincia sísmica y volcánica activa. El sistema de fallas de Quito se extiende aproximadamente 60km, sobre tres subcuencas colgantes la del Machángara, El Batán y San Antonio, las mencionadas subcuencas están conformadas por materias sedimentario volcanoplástico

cuaternario. La metrópoli está rodeada de múltiples volcanes de 4800m de altura, entre ellos y uno de los más cercanos el Guagua Pichincha considerado activo en la actualidad. (Alvarado, 2014)

Las líneas entrecortadas limitan las zonas de pliegue y dentro de ellas se observan las zonas de: deslizamiento; eje anticlinal; falla inversa. Morfológicamente el sistema de fallas de Quito, está compuesto al este de Quito las colinas orientadas hacia el Valles de Tumbaco y los Chillos, colinas en la zona oriental de la ciudad las lomas del Tablón frente a Amaguaña, Puengasi, Ilumbisi, el Batán, la bota y Bellavista-Catequilla en el norte pasando la Parroquia de Calderón. (Alvarado, 2014)

### Figura 6

*Sistema de fallas de Quito*



*Nota.* Esquema Geomorfológico del sistema de fallas de Quito. Fuente: AGU Alvarado (2014).

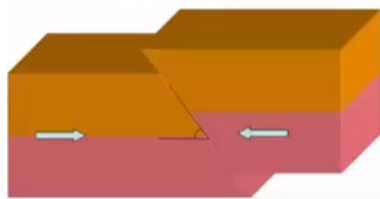
El sistema de fallas de la capital provocó que este territorio se encuentre entre 300 y 400 metros sobre del Callejón Interandino, además se evidencia una actividad micro sísmica constante con eventos sísmicos de magnitud superior o igual a 4 grados en la escala de Richter (Rivadeneira, y otros, 2007).

Los habitantes de la ciudad de Quito se encuentran en evidente peligro por la presencia de volcanes activos y sistemas de fallas geológicas que están bajo la ciudad, atemorizando de gran manera a las autoridades de turno por la cultura de construcción que ha venido llevando a lo largo de las décadas.

El Instituto Geofísico nos dice en sus informes que la ciudad de Quito este enfrentado a una falla inversa, es decir que hay un desplazamiento vertical, el bloque encima de la falla (pared colgante) se mueve hacia arriba con respecto al bloque ubicado debajo (pared fija). El movimiento se produce en contra de la gravedad producto de fuerzas de compresión tectónica que empuja el continente desde el Occidente y el resultado son acortamientos. (Alvarado, 2014)

## **Figura 7**

### *Falla inversa*



*Fuente: Tarbuck (2001).*

El bloque o pared colgante sería Quito, mientras que la pared por debajo sería los Valles esta es la razón por la que se tiene una diferencia de alturas de aproximadamente 400 metros. Por tal motivo a lo largo de los años se ha venido presentando sismos más recurrentes por ese cambio

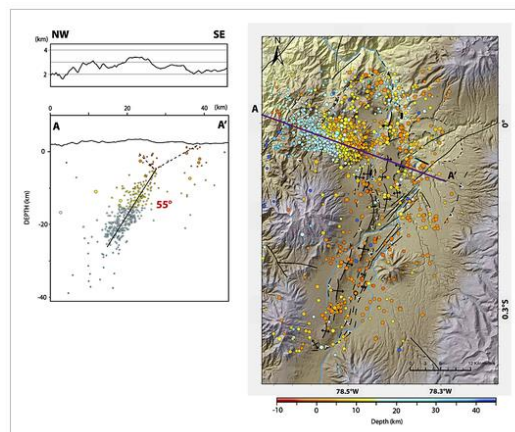
de alturas entre sitios tan cercanos. A lo largo de la historia se han presentado sismo en la llamada falla de Quito sin descartarse que puede existir ramificaciones al oriente de la ciudad.

Cuando ocurre un sismo de este estilo en la ciudad, menciona el Instituto Geofísico que van a ver réplicas de menor intensidad a lo largo de 8 semanas, en el transcurso de los últimos 500 años se han producido cinco eventos de importancia los investigadores aseguran que estos eventos tienen relación con la falla en la zona interandina, al sismo ocurrido en Guayabamba en 1587 se relaciona con el sistema de fallas de Quito. (Beauval, 2014)

El Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional ha desplegado en toda la ciudad y en sus alrededores un monitoreo volcánico y tectónico. Colocando diez sismómetros que están en funcionamiento 25 años y quince acelerómetros que van 3 años, Se ha logrado captar alrededor de 1758 eventos en la corteza entre los años 1994 al 2009 cuyas magnitudes van desde 3.0 a 5.3Mw con profundidades inferiores de 40 km que reafirman la alta sismicidad a la que está expuesta la ciudad. (Beauval, 2014)

## Figura 8

### *Características de una falla*



*Nota.* Figura Micro sismicidad en la ciudad de Quito Datos Fuente: IG – EPN (2014).



La tasa de ocurrencia de un sismo producido por el sistema de fallas de Quito depende del tipo de consideraciones y el lugar de estudio, para la falla de Quito podría ser el colapso individual de segmentos, Con base en esta hipótesis, se define cinco segmentos que son de sur a norte: Puengasí, Ilumbisí-La Bota, Carcelén-El Inca, Bellavista-Catequilla y Tangahuilla la magnitud será corresponden a un mínimo  $M_w = 5.7$  para el segmento Carcelén-El Inca y un máximo de  $M_w = 6.4$  para el segmento Puengasí. El tiempo de recurrencia sería entonces de 200 a 400 años. (Alvarado, 2014)

## 2.2 Sistema estructural

El Sistema estructural se define como un conjunto de elementos estructurales (estructura del edificio) vinculados entre sí para soportar la edificación y transmitir cargas aplicadas de forma segura al suelo, sin exceder las tensiones permisibles en los miembros y permitiendo la estabilidad y sin sufrir deformaciones excesivas.

### Figura 9

*Sistemas estructurales Dúctiles.*

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

*Nota.* Se muestra valor de reducción de respuesta estructural R Fuente: NEC (2015)

Este documento se enfocará en estudiar una construcción informal en particular que dispondrá de vigas, columnas elaboradas en hormigón armado formando un sistema aporcado.

### ***2.2.1 Sistema aporcado, constituido por losas planas, vigas bandas y columnas***

Ese sistema es uno de los más utilizados, esto debido a las facilidades constructivas que presenta ya que el nivel de la losa está en un mismo plano, por lo cual no presenta vigas descolgadas, lo que facilita el montaje del encofrado y desencofrado, la colocación de armaduras, la fundición del hormigón. En este tipo de conjunto estructural se tiene una interacción directa entre la losa y la columna, ya que por ser losa plana y al tener vigas embebidas o carecer de estas, se apoya directamente sobre las columnas, en donde, la transmisión de cargas se da de losa a columnas, dando lugar a que los momentos se transmitan por flexión y por corte excéntrico o punzonamiento en la losa, condiciones para las cuales no son diseñados estos elementos y que ante la presencia de un sismo puede ocasionar daños estructurales irremediables. (Correa & Machado, 2012).

### **Figura 10**

*Losa plana con Vigas embebidas*



*Nota.* Se presenta la idealización y un ejemplo real. Fuente: Romo (2008)

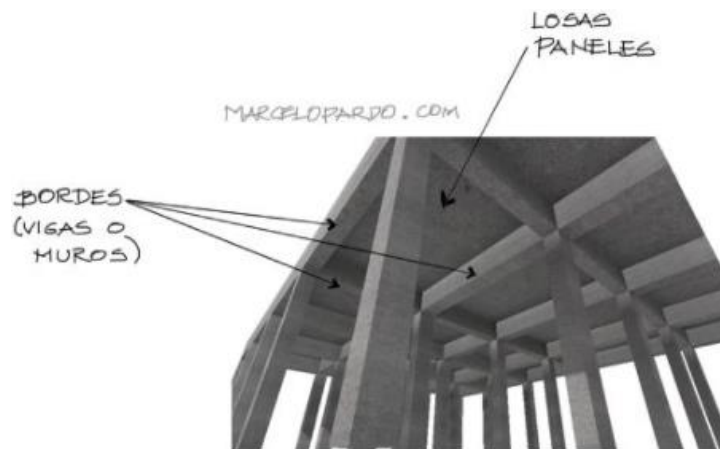
### ***2.2.2 Sistema aporticado, constituido por losas alivianadas, vigas peraltadas y columnas.***

El sistema que está constituido por columnas y la losa con vigas peraltadas parece mucho más rígida y resistente debido a las vigas que a modo de nervios rigidizan la estructura. En la mayoría de los casos, las losas con vigas suelen ser más seguras que las losas sin vigas (en el supuesto de que ambas estén bien diseñadas). Esto se debe a que la resistencia al cortante de las losas sin vigas se ve vulnerada debido al poco espesor con el que cuenta para resistir este efecto.

Por otro lado, el análisis de las solicitaciones también suele realizarse de manera diferente. Por ejemplo, en losas apoyadas sobre vigas, el refuerzo en la dirección de la luz más corta de un paño de losa suele ser mayor que el refuerzo en la dirección más larga. Lo contrario sucede en las losas sin vigas, donde la luz más larga de un paño entre cuatro columnas suele llevar más acero que el tramo corto.

#### **Figura 11**

*Losa con vigas peraltadas*



*Nota.* Losa con vigas peraltadas. Fuente: (Pardo, 2011)

## 2.3 Construcción informal

“El 90% de construcciones en las zonas periféricas de Quito son informales. Mientras que en toda la ciudad el nivel es de un 60%” (Camicon,2016)

Según estudios realizados por el Distrito metropolitano de Quito se determinó que nuestra ciudad no estaría en condiciones de soportar un sismo parecido en magnitud al ocurrido en la Costa. Podemos recordar que el 10 de agosto de 1990, un sismo de grado 5, cuyo epicentro se localizó en la parroquia Pomasqui, afectó a gran parte Quito. Los efectos de este movimiento fueron 3 personas muertas y 417 familias damnificadas, aproximadamente 5.000 personas afectadas, daños en 900 edificaciones; además, hubo daños a monumentos e iglesias en Pomasqui, San Antonio de Pichincha y Calderón. (Telégrafo, 2016)

En los últimos 30 años, la vivienda informal y los barrios formados por invasiones han constituido la mayor parte del desarrollo urbano en las ciudades más grandes de América Latina, las estadísticas revelan que la vivienda informal es el indicador más importante del carente crecimiento de viviendas en los países menos desarrollados (Vélez, 2016).

Se conoce como asentamiento informal al conjunto de viviendas construidas sin ninguna formalidad legal y sin cumplir con las leyes de planificación urbana, estos asentamientos se localizan mayoritariamente en la periferia de las ciudades en zonas de alta vulnerabilidad sísmica, se destacan por una serie de falencias estructurales y sociales, careciendo de servicios básicos, áreas verdes, consecuentemente las condiciones de habitabilidad son precarias (Vélez, 2016).

Se estima que más del 60% de construcciones informales de nuestra ciudad no soportarían o no tienen garantía de resistir un sismo igual o superior a 6 grados en la escala de

Richter. Por lo tanto, es necesaria la valoración estructural de construcciones en Quito, el análisis y reforzamiento estructural requiere de profesionales y especialistas. (CAMICON, 2016).

El control de construcciones es un proceso muy deficiente en nuestra ciudad, esto debido a que el enfoque del control municipal es principalmente arquitectónico, es decir se enfocan demasiado en la estética dejando en segundo plano la parte estructural, que es la que cuida de la vida de los usuarios, en este caso la vida de los habitantes de la estructura.

## 2.4 Patologías en estructuras informales

Generalmente, la principal causa de defectos en la construcción, se debe a la falta de personal calificado en las fases que comprende la ejecución del proyecto. Muchas veces el desconocimiento, la negligencia, la falta de supervisión y control, la escasez de mano de obra especializada o la rapidez exigida para el cumplimiento de los trabajos, impiden la correcta ejecución de las obras, afectando negativamente el resultado final y originando consecuencias que pueden llegar a ser inaceptables (Astorga y Rivero, 2009).

**Tabla 1**

Errores en la fase de replanteo de la obra

Errores en la fase de replanteo de la obra	
Defecto	Daño
<p>Colocación de las columnas en posición incorrecta:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Cuando se coloca el acero de la columna en la cara opuesta a la estimada en el proyecto.</li> <li>• Cuando las columnas se colocan giradas</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Conlleva a modificaciones de las inercias.</li> <li>• Las columnas tendrán resistencias inferiores a la prevista.</li> </ul>
<p>Falta de alineación vertical:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Cuando el centro de una columna queda desviado con respecto al centro de su columna superior</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Genera excentricidades que pueden causar graves problemas en el comportamiento sísmico de la estructura.</li> </ul>

*Nota.* Datos tomados de Astorga y Rivero (2009).

**Tabla 2***Errores en la fase de encofrado y colocación de armaduras*

Errores en la fase de encofrado y colocación de armaduras	
Defecto	Daño
Recubrimiento excesivo o insuficiente: <ul style="list-style-type: none"> <li>Exceso de recubrimiento en vigas o columnas.</li> <li>Recubrimiento insuficiente</li> </ul>	Conlleva a la corrosión del acero. <ul style="list-style-type: none"> <li>El concreto sufrirá mayores retracciones, que en ocasiones pueden llegar a romperlo, dejando expuesto al acero.</li> <li>El acero se encontrará expuesto a las acciones agresivas del medio ambiente.</li> </ul>
Insuficiente longitud de anclaje o falta de ganchos en vigas de extremos <ul style="list-style-type: none"> <li>La barra de acero se desliza en el concreto</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Pueden aparecer pequeñas fisuras verticales en la parte superior de la viga, cerca del encuentro con la columna. existe riesgo de inestabilidad al no colaborar el acero y el concreto.</li> </ul>
Separación inadecuada del acero transversal <ul style="list-style-type: none"> <li>Cuando los estribos están muy separados entre sí</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Puede originarse el pandeo del acero longitudinal.</li> <li>Se disminuye la resistencia a las fuerzas cortantes y a la torsión.               <ul style="list-style-type: none"> <li>El concreto sufre mayores deformaciones y aparecen fisuras verticales en el centro de las caras.</li> </ul> </li> </ul>
Separación inadecuada del acero longitudinal <ul style="list-style-type: none"> <li>Cuando las barras de acero no están suficientemente separadas entre sí</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>La armadura muy junta no permite el paso fluido del concreto a través de la misma, lo que ocasiona una mala distribución de los elementos del concreto y por lo tanto, una distribución inadecuada de la resistencia.</li> </ul>
Falta de acero de retracción <ul style="list-style-type: none"> <li>Cuando no se colocan mallas de acero en losas</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Se producen grietas producto de cambios de temperatura y retracción del concreto</li> </ul>

*Nota.* Datos tomados de Astorga y Rivero (2009).

**Tabla 3***Errores en la fase de vaciado del concreto*

Errores en la fase de vaciado del concreto	
Defecto	Daño
Vibrado insuficiente del concreto <ul style="list-style-type: none"> <li>Se producen vacíos en el concreto que limitan su adherencia con el acero y no garantizan una distribución uniforme de la mezcla</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Resistencia heterogénea dentro del mismo elemento.</li> <li>Incide en la deformación y ayuda a la formación de grietas.</li> <li>Facilita la entrada de agua y humedad</li> </ul>
Mezcla de concreto inadecuada <ul style="list-style-type: none"> <li>Concreto de mala calidad, concreto defectuoso, exceso de agua, empleo de aditivos perjudiciales.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Disminuye la resistencia del elemento.</li> <li>Se producen vacíos en el interior del elemento.               <ul style="list-style-type: none"> <li>Falta de adherencia</li> </ul> </li> <li>Facilita la corrosión de la armadura.</li> </ul>
Curado defectuoso del concreto.	<ul style="list-style-type: none"> <li>Provoca fisuras, falta de adherencia y resistencia del concreto.               <ul style="list-style-type: none"> <li>Aumenta los asentamientos.</li> <li>Aumenta la retracción.</li> </ul> </li> </ul>
Encofrado y desencofrado <ul style="list-style-type: none"> <li>Cuando se mueve el encofrado durante el fraguado del concreto.</li> <li>Cuando el desencofrado es inadecuado</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Se originan fisuras longitudinales en las vigas, más abiertas en la parte superior, y que se van cerrando a medida que desciende.</li> <li>Si se desencofra prematuramente, se producen mayores deformaciones.</li> </ul>

*Nota.* Datos tomados de Astorga y Rivero (2009).

Los materiales utilizados en la construcción, en especial de edificaciones de ocupación, deben ser materiales óptimos, tienen que cumplir con requisitos mínimos de calidad, tienen que ser apropiados para resistir las cargas de diseño y las condiciones del medio ambiente, es necesario que perduren en el tiempo durante la vida útil de la obra. (Astorga y Rivero, 2009)

Muchas veces por criterios económicos o falta de ética profesional, se emplean materiales inapropiados en la construcción de edificaciones formales y más aún en informales, poniendo en riesgo la integridad de la estructura y de sus ocupantes. (Astorga y Rivero, 2009)

## **2.5 Irregularidades**

Es importante mencionar que gran parte de los daños que sufre una edificación ante un sismo severo pueden deberse a las irregularidades que presentan las edificaciones en su configuración estructural, lo que puede causar daños o fallas de los elementos estructurales en los que la resistencia y ductilidad no soportaron el efecto del sismo (NEC, 2015).

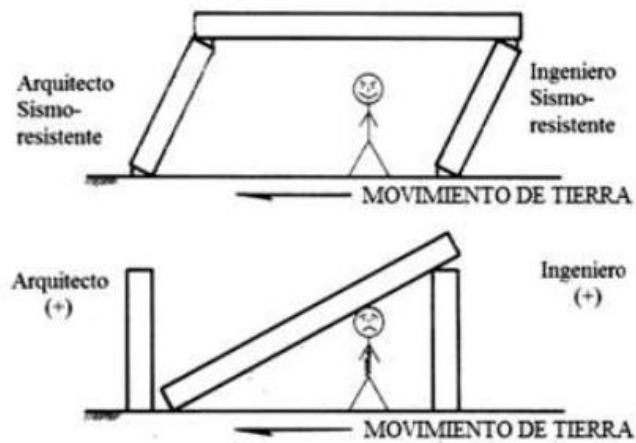
Independientemente de las fallas estructurales, errores en normativa o códigos, falencias en el análisis y diseño estructural, la configuración estructural de la edificación es sumamente importante y puede ser decisiva ante un evento sísmico. Una edificación estructuralmente se puede etiquetar como regular e irregular en forma y tamaño.

Según la Guía práctica para la evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras NEC (2015) “Configuración estructural se refiere a la disposición de los elementos y del sistema estructural de la edificación en forma horizontal y vertical. Como se mencionó antes, mientras la configuración estructural de una edificación sea más compleja, mayor será el daño que reciba bajo la acción de un sismo severo.”

En Las distintas guías tanto locales como internacionales se hace énfasis en la configuración estructural, ya que se menciona que este ámbito debe ser manejado por profesionales que entiendan bien la importancia de este apartado en la construcción. Desde la concepción de cualquier proyecto se debe plantear una configuración estructural, evitando en los posible los diseños arquitectónicos que conllevan configuraciones estructurales peligrosas.

## Figura 12

### Construcción Sismo-resistente



*Nota.* La figura refleja la importancia del diseño Sismo- resistente. Fuente: NEC (2015).

Las configuraciones estructurales regulares tienen simetría en elevación y en planta, por consecuencia se tendrán distribuciones de las fuerzas de gravedad uniformes, y una resistencia lateral óptima.

Por otro lado, las configuraciones estructurales irregulares presentarán fuerzas considerablemente grandes de torsión ya que estas configuraciones no presentarán simetría y se podrán observar discontinuidades tanto en la geometría, los elementos estructurales y por consecuencia en la masa y rigidez de los elementos estructurales



### ***2.5.1 Irregularidad vertical o en elevación***

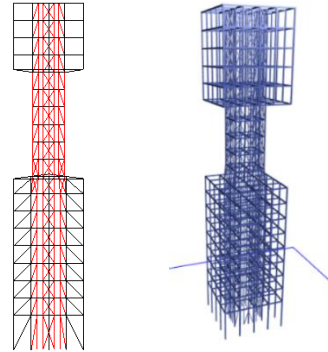
Nos referimos a irregularidades en elevación cuando existen grandes concentraciones de esfuerzos, distribuciones irregulares de fuerzas, cambios bruscos de resistencia, variación en la masa y geometría, deformaciones en toda la altura de la edificación ocasionados por irregulares verticales en la edificación

La guía de Evaluación y rehabilitación de conformidad con la NEC 2015 nos presenta las principales irregularidades en elevación que suelen presentarse en nuestro país, a continuación, se enlistaran las principales

- Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas.
- Piso débil (Discontinuidad en la resistencia).
- Columnas de menor resistencia que las vigas.
- Columnas cortas o esbeltas.
- Vigas cortas.
- Ausencia de Vigas
- Distribución y concentración de masa.
- Piso flexible.
- Irregularidad geométrica.

**Figura 13**

*Irregularidad vertical o en elevación*



*Nota.* Modelo Tipo de una estructura irregular en elevación. Fuente: Autores.

**Tabla 4**

*Irregularidades verticales*

<b>IRREGULARIDADES VERTICALES</b>	
<p style="text-align: center;"><b>Irregularidad de masa</b></p> <p>Se considerará que existe irregularidad de masa cuando el peso sísmico de cualquier piso sea superior al 200% de sus pisos adyacentes. No es necesario considerar la irregularidad en el caso de cubiertas</p>	
<p style="text-align: center;"><b>Irregularidad de rigidez-piso blando</b></p> <p>Un piso blando es aquel en el que la rigidez lateral es inferior al 70 % de la del piso superior o inferior al 80% de la rigidez lateral promedio de los tres pisos superiores.</p>	
<p style="text-align: center;"><b>Irregularidad geométrica vertical</b></p> <p>Se considerará que existe una irregularidad geométrica vertical cuando la dimensión horizontal del sistema de resistencia de fuerza lateral en cualquier piso sea más del 150 % de la del piso adyacente.</p>	

<b>IRREGULARIDADES VERTICALES</b>	
<p style="text-align: center;"><b>Discontinuidad en el plano en elementos verticales que resisten fuerzas laterales</b></p> <p>Un desplazamiento en el plano de los elementos que resisten fuerzas laterales mayor que la longitud de esos elementos</p>	
<p style="text-align: center;"><b>Discontinuidad en la capacidad-piso débil</b></p> <p>Un piso débil es aquel en el que la resistencia lateral del piso es inferior al 80% de la del piso superior. La resistencia lateral del piso es la resistencia total de todos los elementos resistentes a la fuerza sísmica que comparten el cortante del piso en la dirección considerada.</p>	

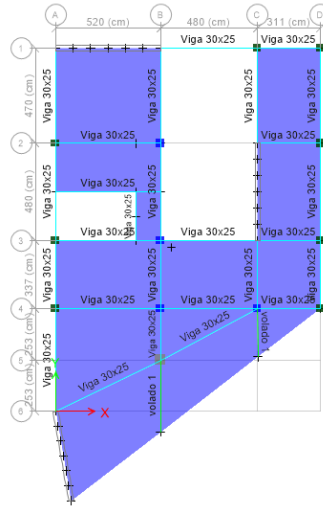
*Nota.* Tabla traducida por los autores del documento DISEÑO DE EDIFICIOS RESISTENTES A TERREMOTOS. PGP ACM, National Institute of Construction Management and Research (2017).

### ***2.5.2 Irregularidad Horizontal o en planta***

Se presentan cuando se diseñan plantas con formas complejas o irregulares, las cuales influyen en el comportamiento final de la estructura, estas irregularidades provocaran zonas de concentraciones de esfuerzos en cortes, esquinas o cualquier cambio brusco de sección.

## Figura 14

### *Irregularidad Horizontal o en planta*



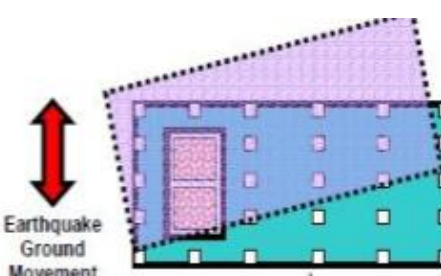
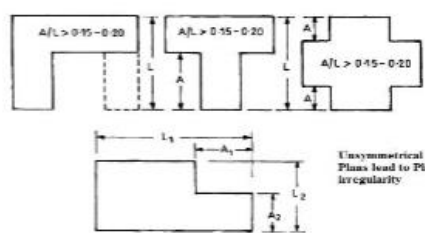
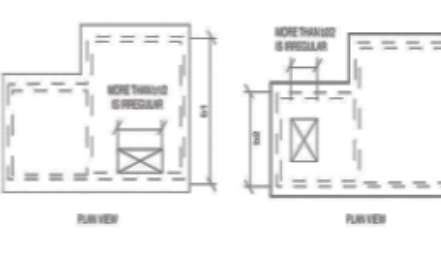
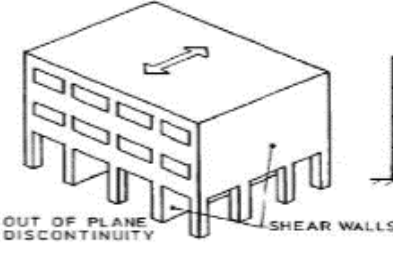
*Nota.* Modelo Tipo de una estructura irregular en planta. Fuente: Autores

La guía de Evaluación y rehabilitación de conformidad con la NEC 2015 recomienda que las estructuras deben ser en lo posible lo más regulares y simétricas en planta, también nos presenta varios problemas de configuración estructural en planta que a continuación enlistaremos.

- Excesiva longitud en una edificación.
- Geometría y disposición de elementos estructurales en planta.
- Discontinuidades en el sistema de piso.
- Ejes estructurales no paralelos.
- Diferencia considerable entre el centro de rigidez y el centro de masa

**Tabla 5**

*Irregularidades en Planta*

<b>IRREGULARIDADES EN PLANTA</b>	
<p><b>Irregularidad torsional</b></p> <p>Se considerará que existe cuando el máximo derivado de piso, calculado con excentricidad de diseño, en un extremo de las estructuras transversales a un eje es más de 1,2 veces el promedio de las derivas de piso en los dos extremos de la estructura</p>	
<p><b>Retrocesos en las Esquinas</b></p> <p>Las configuraciones en planta de una estructura y su sistema de resistencia de fuerza lateral contienen esquinas reentrantes, donde ambas proyecciones de la estructura más allá de la esquina reentrante son mayores que el 15% de su dimensión en planta en la dirección dada.</p>	
<p><b>Discontinuidad de diafragmas</b> Diafragmas con discontinuidades abruptas o variaciones en la rigidez, incluidos aquellos que tienen áreas recortadas o abiertas superiores al 50 % del área bruta del diafragma cerrado, o cambios en la rigidez efectiva del diafragma de más del 50 % de un piso al siguiente</p>	
<p><b>Compensaciones fuera del plano</b> Discontinuidades en una trayectoria de resistencia de fuerza lateral, como compensaciones fuera del plano de elementos vert</p>	

<b>IRREGULARIDADES EN PLANTA</b>	
<p style="text-align: center;"><b>Sistemas no paralelos</b></p> <p>Los elementos verticales que resisten la fuerza lateral no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales o los elementos que resisten la fuerza lateral</p>	

*Nota.* Tabla traducida por los autores del documento DISEÑO DE EDIFICIOS RESISTENTES A TERREMOTOS. PGP ACM, National Institute of Construction Management and Research (2017).

### **2.5.3 Otros problemas de irregularidad en estructuras**

#### **2.5.3.1 Poca hiperestaticidad**

Al momento de realizar el cálculo estructural y diseñar es importante proveer de redundancia estructural a la edificación, es decir los elementos estructurales como las columnas, muros de corte y vigas tienen que estar presente en un número considerable, esto para permitir que las demandas de ductilidad y resistencia se compartan entre los elementos mencionados.

Según la Guía práctica para la evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras NEC (2015) “Cuando se tiene pocos elementos estructurales verticales (Poca hiperestaticidad) el riesgo al colapso de la estructura aumenta, pues el fallo de uno de ellos puede provocar directamente dicho colapso.” Es recomendable tener más elementos estructurales ya que así tendremos un mejor comportamiento estructural ante la presencia de un sismo.

### **2.5.3.2 Excesiva flexibilidad de piso**

La excesiva flexibilidad de piso se presenta cuando existen grandes aberturas en los elementos horizontales de piso, cuando tenemos una relación largo-ancho del piso y cuando existen grandes diferencias en la rigidez de los elementos horizontales de piso. La excesiva flexibilidad de piso genera deformaciones laterales no uniformes, lo cual afecta de gran manera a los elementos no considerados estructurales pero que se encuentran adosados a la losa como la mampostería. Otro efecto de la excesiva flexibilidad de piso es la dificultad de predecir el comportamiento dinámico de la estructura debido a que la distribución de las fuerzas sísmicas no irá acorde a la rigidez que presentan los elementos verticales (NEC, 2015)

### **2.5.3.3 Excesiva flexibilidad estructural**

Cuando una edificación tiene excesiva flexibilidad estructural tendrá derivas considerables por causa de las deformaciones laterales en cada planta, este tipo de irregularidad puede conllevar problemas como la presencia de los pisos flexibles por la inestabilidad de la estructura y la afectación a los elementos no estructurales. Esta irregularidad se puede presentar por los siguientes motivos:

- Luces excesivas.
- Alturas libres excesivas.

## **2.6 Evaluación y rehabilitación**

En base a la normativa vigente, evaluación sísmica se define como un proceso o metodología aprobada para evaluar las deficiencias en un edificio que impiden que cumpla con el objetivo de desempeño seleccionado. Definimos la rehabilitación sísmica como el cumplimiento del diseño de medidas elaboradas para mejorar el desempeño sísmico de los componentes

estructurales o no estructurales de un edificio, mejorando y corrigiendo las deficiencias identificadas en una evaluación sísmica relativa a un objetivo de desempeño seleccionado (ASCE 41-17, 2017).

Según Build Change (2015) “Una vez que se ha entendido la estructura y que se han identificado sus deficiencias, se puede desarrollar un proyecto de reforzamiento adecuado”.

La necesidad de una evaluación exhaustiva del estado actual de la edificación es de gran importancia para poder definir el reforzamiento que mejor se ajuste, para dicha evaluación de la propiedad el punto de partida será la recopilación de información disponible como planos disponibles, las especificaciones, fotografías para confirmar el armado en planos, la documentación y otros datos de valor que se puede aportar como testimonios de los dueños. Esta información puede reducir considerablemente la cantidad de ensayos in situ. La información que sea deficiente deberá ser completada por ensayos de los materiales basados en los requisitos propuestos por normas internacionales, la experiencia en la aplicación adecuada de las prácticas de ensayo y la interpretación de los resultados es de vital importancia para saber valores reales. A lo largo del tiempo las técnicas constructivas que se solían aplicar van perdiendo fundamentos y esto se traduce en el comportamiento sísmico de la estructura existente. (ASCE 41-17, 2017).

Las estructuras que resultan de la rehabilitación no se diseñan con la suficiente resistencia para que permanezcan elásticas y sin daños ante un evento sísmico, sino se diseñan para soportar las demandas sísmicas las cuales serán modificadas mediante coeficientes en las combinaciones o en sistemas especificados en guías o códigos. Dichos factores serán utilizados en toda la estructura teniendo un nivel relativamente alto de confianza en las propiedades de los materiales.



Según FEMA P-2006 (2018):

Los edificios existentes no suelen tener suficiente capacidad lateral para permanecer elásticos y sin daños en el evento sísmico de diseño. A diferencia de los edificios nuevos, muchas estructuras existentes tienen sistemas laterales arcaicos o irregulares o carecen de los detalles dúctiles requeridos por los códigos de construcción más recientes. Por lo tanto, no se espera que el comportamiento inelástico de los componentes sea consistente en toda la estructura existente. (p.1-3)

Es importante mencionar que siempre es necesario ejercer un juicio de ingeniería adecuado ante las diferentes guías y normativas internacionales, ya que las mismas presentan enfoques para resolver problemas prácticos de ingeniería utilizando una metodología acorde a la realidad de cada país.

### ***2.6.1 Objetivo de desempeño***

Los Objetivos de Desempeño consiste en un objetivo de Nivel de Desempeño Estructural seleccionado en combinación con un Nivel de Riesgo Sísmico específico que varía con la Categoría de Riesgo del edificio designada, que se determina de acuerdo con el código de edificación vigente. Las recomendaciones para la selección de un Objetivo de Desempeño apropiado están más allá del alcance de este documento y varían sustancialmente dependiendo de las circunstancias. Sin embargo, para muchas evaluaciones sísmicas y adaptaciones, el Objetivo de Desempeño Básico es el más usado (FEMA P-2006,2018).

#### **2.6.1.1 Objetivo de Desempeño Básico para Edificios Existentes (BPOE).**

El BPOE acepta un nivel de seguridad inferior y un riesgo de colapso superior al que proporcionarían las normas para edificios nuevos. Se espera que los edificios que cumplen los

requisitos del BPOE sufran pocos daños a causa de terremotos relativamente frecuentes y moderados. Se permite el uso de procedimientos de nivel 1, nivel 2 o nivel 3 para demostrar el cumplimiento del BPOE

### ***2.6.2 Nivel de desempeño del Edificio***

Un Nivel de desempeño del Edificio es una combinación del comportamiento de los componentes estructurales y no estructurales y se expresa como un estado de daño discreto entre los cuales encontramos. (FEMA P-2006,2018).

- Ocupación Inmediata (IO): El edificio se puede ocupar con seguridad poco después de un terremoto Seguridad
- Control de Daños, Seguridad Vital (LS): La estructura está dañada, pero conserva resistencia contra el inicio del colapso Prevención del colapso
- Seguridad Limitada y Prevención de Colapso (CP): La estructura está dañada y mantiene el apoyo de la gravedad, pero no conserva ninguna resistencia contra el colapso

Según el ASCE\_SEI 41-17 (2017): El nivel de desempeño estructural de un edificio se seleccionará entre seis Niveles de Comportamiento Estructural discretos y dos Rangos de Comportamiento Estructural intermedios definidos en esta sección. Los más usados son los niveles discretos de comportamiento estructural: ocupación inmediata (S-1), control de daños (S-2), seguridad vital (S-3), seguridad limitada (S-4), prevención del colapso (S-5) y no considerado (S-6).

- **Nivel de desempeño estructural de ocupación inmediata (S-1).** Se define como el estado de daños posteriores al terremoto en el que una estructura es segura para ser

ocupada y conserva esencialmente su resistencia y rigidez anteriores al terremoto. resistencia y rigidez anteriores al terremoto. Una estructura que cumple con los criterios de aceptación criterios de aceptación de esta norma para la Ocupación Inmediata se espera que alcance este estado después del terremoto.

- **Nivel de desempeño estructural de control de daños (S-2).** Se define como un estado de daños posterior al terremoto entre el Nivel de Desempeño Estructural de Seguridad de Vida (S-3) y el nivel de desempeño estructural de ocupación inmediata (S-1).
- **Nivel de Desempeño Estructural de Seguridad Vital (S-3).** Se define como el estado de daño posterior al terremoto en el que una estructura tiene componentes dañados, pero conserva un margen de seguridad contra la aparición de un colapso parcial o total. Estado de daño en el que una estructura tiene componentes dañados, pero conserva un margen de seguridad contra la aparición de un colapso parcial o total
- **Rango de desempeño estructural de seguridad reducido (S-4).** Se define como el rango continuo de estados de daño entre el nivel de desempeño estructural de seguridad vital (S-3) y el nivel de desempeño estructural de prevención de colapsos (S-5). (S-3) y el Nivel de Desempeño Estructural para la Prevención de Colapsos (S-5).
- **Nivel de desempeño estructural de prevención de colapsos (S-5).** Se define como el estado de daño posterior al terremoto en el que una estructura tiene componentes dañados y sigue soportando cargas gravitatorias, pero no tiene margen para evitar el colapso.

- **Desempeño estructural no considerado (S-6).** Cuando una evaluación o adaptación no se refiere a la estructura, el nivel de desempeño estructural será el de Desempeño estructural no considerado (S-6).

### 2.6.3 Niveles de Peligro Sísmico ASCE\_SEI 41-17

Los Niveles de Peligro Sísmico se definen como su probabilidad de superación en un período de tiempo específico y pueden incluir, por ejemplo, un movimiento de tierra con una probabilidad de superación del 10% en 50 años o una probabilidad de superación del 50% en 50 años (FEMA P-2006,2018).

### 2.6.4 Nivel de Sismicidad

La ASCE 41-17 nos presenta distintos niveles de sismicidad, sin embargo, apangándonos a nuestra realidad encontraremos caracterizados tres niveles, intermedio, alto y muy alto. Dichos valores están relacionados con las diferentes zonas sísmicas presentadas en la NEC 15

**Tabla 6**

*Valores de factor Z*

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
<b>Valor factor Z</b>	0,15	0,25	0,3	0,35	<b>0,4</b>	$\geq 0.50$
<b>Caracterización del peligro sísmico</b>	intermedio	Alta	Alta	Alta	<b>Alta</b>	Muy Alta

*Nota.* NEC SE DS (2015)

### **2.6.5 Niveles de evaluación**

En base a la normativa reconocida como vigente, evaluación sísmica se define como un proceso o metodología aprobada para evaluar las deficiencias en un edificio que impiden que cumpla con el objetivo de desempeño seleccionado. Definimos la rehabilitación sísmica como el cumplimiento del diseño de medidas elaboradas para mejorar el desempeño sísmico de los componentes estructurales o no estructurales de un edificio, mejorando y corrigiendo las deficiencias identificadas en una evaluación sísmica relativa a un objetivo de desempeño seleccionado (ASCE 41-17, 2017).

La ASCE\_SEI 41- 17 nos proporciona distintos enfoques de evaluación en tres niveles, los cuales nos ayudan a identificar y solucionar las posibles deficiencias sísmicas que podamos encontrar en una edificación existente.

- Nivel 1: Se utiliza para evaluar los componentes primarios y las conexiones, usando cálculos simplificados.
- Nivel 2: Se utiliza para encontrar deficiencias utilizando procedimientos de análisis lineal para revisar los elementos identificados como posibles deficiencias
- Nivel 3: Se utiliza en caso de que las estructuras no cumplan los criterios y limitaciones de los niveles 1 y 2 o cuando se requiera una evaluación mucho más detallada utilizando análisis no lineal

Cuando el procedimiento de evaluación nivel 1 no determine el cumplimiento del objetivo de desempeño se realizará una evaluación de nivel dos. Según FEMA P-2006 (2018):

“Los procedimientos de nivel 1 y 2 tienen por objeto evaluar y reducir el riesgo sísmico de manera eficiente mediante el uso de procedimientos simplificados para tipos de edificios específicos y se permite demostrar el cumplimiento sólo de los niveles de desempeño estructural de ocupación inmediata, control de daños o seguridad de la vida, dependiendo de la categoría de riesgo de la estructura”.

En la norma ASCE\_SEI 41-17 podemos encontrar cuatro tipos de procedimientos de análisis para la evaluación del comportamiento del edificio:

- Procedimiento lineal estático (LSP)
- Procedimiento dinámico lineal (LDP)
- Procedimiento estático no lineal (NSP)
- Procedimiento dinámico no lineal (NDP)

El Procedimiento lineal estático y el procedimiento lineal dinámico son los únicos permitidos para el análisis de nivel 2, mientras que se pueden usar cualquiera de los 4 métodos enlistados para el Nivel 3. Se espera que el LSP y LPD den como resultados desplazamientos que se aproximen a los desplazamientos máximos esperados para el Nivel de Peligrosidad Sísmica establecido, obteniendo fuerzas en los elementos que superen las fuerzas que se obtendrían de un edificio al ceder. En el caso de los procedimientos no lineales es necesario experiencia para modelar los elementos necesarios de una edificación como un sistema no lineal, tales como vigas, columna, nudos y cimentaciones. (FEMA P-2006,2018).

### ***2.6.6 Principios de evaluación sísmica ASCE 41***

La evaluación de las edificaciones existentes se basa en evaluaciones a nivel de componentes, a diferencia de sistema para los edificios nuevos. Las edificaciones existentes disponen de una amplia gama de tipos de sistemas de resistencia a fuerzas sísmicas, las cuales varían desde sistemas de materiales antiguos mampostería no reforzada hasta sistemas similares a los utilizados en la construcción de edificaciones actuales como los marcos de hormigón. La mayoría de los sistemas mencionados no suelen cumplir los requisitos que exigen los códigos de construcción más recientes para los sistemas de resistencia a las fuerzas sísmicas y de cargas por gravedad. (FEMA P-2006,2018).

La ASCE\_SEI 41-17 tiene disposiciones basadas en el desplazamiento usados en los distintos procedimientos de análisis, usando procedimientos lineales que capturan la fluencia y la ductilidad a través de modificadores llamados factores  $m$ , los cuales varían en torno al material y el desempeño de la estructura, siendo específicos para cada componente. Los procedimientos de análisis lineal de la ASCE\_SEI 41-17 buscan brindar una estimación conservadora y aproximada de la respuesta del edificio y un desempeño fiable. (FEMA P-2006,2018).

El enfoque de diseño basado en el desempeño de la norma ASCE\_SEI 41-17 pretende evaluar el edificio para el comportamiento real esperado durante un terremoto. Por lo tanto, se utiliza la resistencia esperada de los componentes, con un factor de reducción de la resistencia de  $\phi = 1,0$ . Los edificios existentes a menudo no cuentan con una inspección o registros de pruebas de materiales, por lo que se puede utilizar la investigación destructiva para determinar las propiedades de los materiales. Dependiendo del nivel de información disponible, se pueden utilizar las resistencias de los materiales por defecto, y se puede aplicar un factor de conocimiento para reducir la resistencia del material cuando sea apropiado. (FEMA P-2006 ,2018, p.2-7)

Cuando utilizamos la norma ASCE\_SEI 41-17 Para evaluar una edificación existente, se analizan los componentes basándonos en los detalles de construcción y los factores  $m$  resultantes, los cuales se compararán con la demanda sísmica no reducida. Si los criterios de aceptación no se cumplen se podrá aumentar el sistema estructural con el fin de reducir la demanda de los componentes individuales, también se puede aumentar la resistencia y/o ductilidad de componentes específicos. (FEMA P-2006,2018).

Las filosofías de diseño de edificios nuevos y de evaluación y adaptación de edificios existentes son similares cuando se consideran desde un punto de vista puramente matemático. Los factores  $R$  reducen la demanda y son generalmente constantes para el edificio, mientras que los factores  $m$  aumentan la capacidad y varían en función de la ductilidad esperada de la acción de los componentes. Aunque no son directamente equivalentes, la comparación del factor  $R$  del sistema y los factores  $m$  de los componentes, pueden proporcionar un contexto que ayude a tomar decisiones de ingeniería. (FEMA P-2006,2018).

### ***2.6.7 Información***

Según Build Change (2015) “Una vez que se ha entendido la estructura y que se han identificado sus deficiencias, se puede desarrollar un proyecto de reforzamiento adecuado”

De acuerdo a nuestra normativa y guía, antes de comenzar una evaluación o rehabilitación, se debe obtener suficiente información general sobre la construcción para determinar la evaluación permitida o los procedimientos de rehabilitación, los pasos para este proceso lo definen la norma ASCE\_SEI 41-17.

La necesidad de una evaluación exhaustiva del estado actual de la edificación es de gran importancia para poder definir el reforzamiento que mejor se ajuste, para dicha evaluación de la



propiedad el punto de partida será la recopilación de información disponible como planos disponibles, las especificaciones, fotografías para confirmar el armado en planos, la documentación y otros datos de valor que se puede aportar como testimonios de los dueños. Esta información puede reducir considerablemente la cantidad de ensayos in situ.

#### **2.6.7.1 Información sobre el emplazamiento y la cimentación.**

El apartado 3.2.4 de la ASCE\_SEI 41-17 nos permite hacer uso de la capacidad de cimentación existente aplicable o la información sobre riesgos geológicos disponible para el emplazamiento. Se realizará un reconocimiento del emplazamiento para observar las variaciones de los planos de construcción o variación de la información existente, las modificaciones de los cimientos que no se muestran en la documentación existente, la presencia de actividades de desarrollo o nivelación adyacentes y la evidencia de un desempeño deficiente de los cimientos. Cuando la información histórica indique que se han producido riesgos geológicos en las inmediaciones del emplazamiento, se realizará una investigación del subsuelo específica para investigar la posibilidad de riesgos geológicos en el emplazamiento. (ASCE\_SEI 41-17,2017).

#### **2.6.7.2 Valores por defecto del material**

La ASCE 41-17 nos permite el uso de valores por defecto para las propiedades de los materiales en las comprobaciones rápidas de nivel 1. Se hace uso de los siguientes valores por defecto a menos que se indique lo contrario que los documentos de construcción disponibles o los ensayos indiquen lo contrario.

**Tabla 7***Resistencia a la compresión por defecto ( $f'c$ ) del hormigón estructural (kgf/cm<sup>2</sup>)*

<b>Elemento en el tiempo</b>	<b>Vigas</b>	<b>Columnas y Losas</b>	<b>Muros</b>
<b>1900-1919</b>	140	110	70
<b>1920-1949</b>	140	140	140
<b>1965-1969</b>	210	210	175
<b>1970-Presente</b>	210	210	210

*Nota.* Tabla 4-2 tomada de la ASCE\_SEI 41-17 (2017, p. 43).**Tabla 8***Resistencia a la fluencia por defecto ( $f_y$ ) del acero de refuerzo (kgf/cm<sup>2</sup>)*

		<b>Estructural</b>	<b>Intermedia</b>	<b>Duro</b>	<b>G60</b>	<b>Otros</b>		
	<b>Grado</b>	2320	2800	3515	4200	4570	4920	5275
<b>Año</b>	<b>kgf/cm<sup>2</sup></b>	2320	2800	3515	4200	4570	4920	5275
1911-1959		x	x	x		x		
1959-1966		x	x	x	x	x	x	x
1966-1987			x	x	x	x	x	
1987-Presente			x	x	x	x	x	x

*Nota.* Tabla 4-3 tomada de la ASCE\_SEI 41-17 (2017, p. 44).

### **2.6.7.3 Requisitos mínimos de recogida de datos**

La ASCE en su capítulo 6.2 nos presenta los requisitos mínimos de recogida de datos. Como mínimo la recopilación de información sobre el estado de las obras consistirá en lo siguiente:

- La información se obtendrá de los planos de diseño con información suficiente para analizar las demandas de los componentes y calcular las capacidades de los componentes. Para la obtención de datos mínimos los planos de diseño deberán mostrar, como mínimo, la configuración del sistema de cargas por gravedad y del sistema de resistencia sísmica y las conexiones típicas con suficiente detalle para llevar a cabo los procedimientos de análisis lineal. Cuando se disponga de planos de diseño, la información se verificará mediante una evaluación visual del estado
- En ausencia de información suficiente en los planos de diseño la información incompleta o inexistente se complementará con una evaluación completa del estado.
- En ausencia de registros de ensayos de materiales e informes de garantía de calidad, se utilizarán las propiedades por defecto de los materiales.
- La información necesaria sobre los edificios adyacentes, se obtendrá mediante estudios de campo y de la información tal y como se construyó, facilitada por el propietario del edificio en cuestión.
- La información sobre el emplazamiento y la cimentación se recopilará de acuerdo con el apartado 3.2.4 de la ASCE\_41-17

**Tabla 9***Requisitos para la recolección de datos***Table 6-1. Data Collection Requirements**

Data	Level of Knowledge					
	Minimum		Usual		Comprehensive	
Performance Level	Life Safety (S-3) or lower		Damage Control (S-2) or lower		Immediate Occupancy (S-1) or lower	
Analysis Procedures	LSP, LDP		All		All	
Testing	No tests <sup>a</sup>		Usual testing		Comprehensive testing	
Drawings	Design drawings	Field survey drawings prepared in absence of design drawings	Design drawings	Field survey drawings prepared in absence of design drawings	Design drawings	Field survey drawings prepared in absence of design drawings
Condition Assessment <sup>b</sup>	Visual	Comprehensive	Visual	Comprehensive	Visual	Comprehensive
Material Properties	From design drawings (or documents) <sup>c</sup>	From default values	From design drawings (or documents) and tests	From usual tests	From design drawings (or documents) and tests	From comprehensive tests
Knowledge Factor ( $\kappa$ ) <sup>d</sup>	0.9 <sup>e,f</sup>	0.75	1.00	1.00	1.00	1.00

Nota. Tabla 6-1 ASCE\_SEI 41-17 (2017, p. 60)

Cuando se utilizan procedimientos lineales, se permite la recogida de datos coherente con el nivel mínimo de conocimientos (ASCE\_SEI 41-17,2017).

#### 2.6.7.4 Factor de conocimiento k

Para tener en cuenta la incertidumbre en la recopilación de datos de construcción, se seleccionará un factor de conocimiento “k”, de la Tabla anterior “*Requisitos para la recolección de datos*”, teniendo en cuenta el objetivo de desempeño seleccionado, el procedimiento de análisis y el proceso de recopilación de datos. Los factores de conocimiento se seleccionarán a partir de la Tabla “*Requisitos para la recolección de datos*”, en función de cada componente, según el nivel de conocimiento obtenido para ese componente durante la recogida de datos. Los factores de

conocimiento se aplicarán para determinar las capacidades de los componentes. En ningún caso se puede aplicar un valor superior a  $k=1$ . (ASCE\_SEI 41-17,2017).

La ASCE\_SEI 41-17 nos permite realizar un análisis antes del proceso de recogida de datos de datos, utilizando un valor supuesto de  $\kappa$ , siempre que el valor de  $\kappa$  se corrobore mediante la recogida de datos de acuerdo con los requisitos antes de la aplicación de las estrategias. (ASCE\_SEI 41-17,2017).

#### **2.6.7.5 Inspección visual**

La normativa nos pide como mínimo, que una muestra representativa de la construcción en cada categoría de material principal de elementos deberá ser observada visualmente por el profesional del diseño, esto para confirmar que los valores de los materiales asignados reflejan la condición y la colocación de los materiales y que se asigna el factor de conocimiento apropiado. En el caso de que dicho examen visual representativo no se complete para cualquier tipo de construcción de material típico, entonces  $k=0,75$ . (ASCE\_SEI 41-17, 2017).

Al momento de obtener la información necesaria sobre los edificios adyacentes, se obtendrá mediante estudios de campo y la investigación de la información tal y como se construyó, puesta a disposición por el propietario del edificio adyacente en cuestión. (ASCE\_SEI 41-17, 2017).

#### **2.6.7.6 Propiedades de los Materiales**

Las propiedades nominales de los materiales, o las propiedades especificadas en los documentos de construcción, se tomarán como propiedades inferiores de los materiales. Las correspondientes propiedades esperadas de los materiales se calcularán multiplicando los valores límite inferiores por un factor tomado de la siguiente tabla para pasar de los valores límite

inferiores a los esperados. Se permitirán factores alternativos cuando estén justificados por los datos de los ensayos. (ASCE\_SEI 41-17,2017).

### **Tabla 10**

*Factores para traducir las propiedades del material de límite inferior a la resistencia esperada del material*

<b>Propiedades de los Materiales</b>	<b>Factor</b>
Resistencia a la compresión del hormigón	1.5
Resistencia a la tracción y al límite elástico del acero de armadura	1.25
Resistencia a la fluencia del acero de conexión	1.5

Nota. Tabla 10-1 tomada de la ASCE\_SEI 41-17 (2017, p.142).

#### **2.6.7.7 Propiedades de los componentes**

La ASCE\_SEI 41-17 nos dice que se establecerán las siguientes propiedades de los componentes y las condiciones de construcción:

- Dimensiones de la sección transversal de los componentes individuales y configuración global de la estructura.
- Configuración de las conexiones de los componentes, tamaño, profundidad, tipo de anclajes, espesor del material de conexión anclaje e interconexión de los empotramientos, y la presencia de componentes de arriostramiento o rigidez.
- Modificaciones de los componentes o de la configuración general de la estructura.

- Estado físico más reciente de los componentes y las conexiones y el grado de deterioro.
- Deformaciones más allá de las esperadas por las cargas de gravedad, como las causadas por asentamientos o terremotos pasados sismos pasados
- Presencia de otras condiciones que influyen en el comportamiento del edificio, como los componentes no estructurales que pueden interactuar con los componentes estructurales durante la excitación durante sísmica.

## **2.7 Técnicas de reforzamiento estructural**

Para proceder a reforzar la estructura objeto de estudio, es sumamente importante implementar técnicas o medidas para corregir las distintas patologías que se pueden presentar en la estructura. Según el manual de reforzamiento de estructuras de concreto de Sika (2017) “Algunas de las técnicas de intervención incrementan la resistencia y/o la ductilidad de la estructura y otras reducen la demanda sísmica, las intervenciones locales pueden tener un efecto sobre la respuesta local o global en mayor o menor grado.”

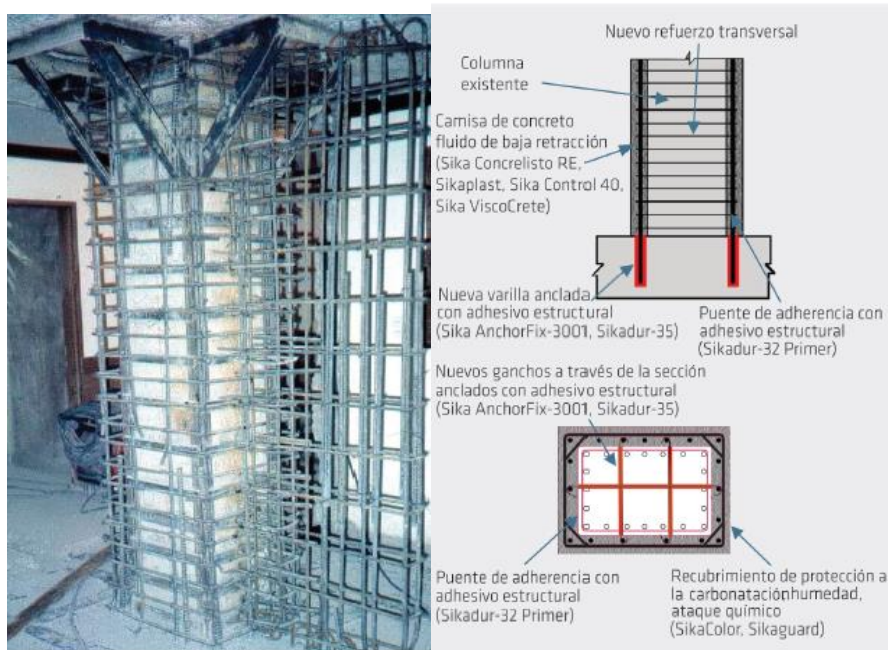
Entre varias técnicas disponibles, mencionaremos algunas que son opciones potenciales para aplicar a la edificación de estudio

- Adición/relleno con muros de cortante sobre/dentro de marcos existentes
- Adición/relleno con elementos metálicos (marcos, paneles) sobre/dentro de marcos existentes
- Adición de muros laterales o alas a columnas existentes
- Adición de contrafuertes a la estructura · Engrosamiento o ensanchamiento de elementos (SIKA, 2017)

### 2.7.1 Encamisado con concreto reforzado

**Figura 15**

*Encamisado en concreto reforzado de una columna*



Nota. Encamisado de columna de hormigón armado. Fuente: Sika (2017)

La técnica del encamisado de elementos ya construidos con adición de nuevo concreto reforzado es muy utilizado para proporcionar más resistencia, aumentar la rigidez. El encamisado no necesariamente debe quedar en contacto con la losa o viga, ya que se puede dejar un espacio u holgura, debido a que la transferencia de carga axial al encamisado o enchaquetado en las zonas superior e inferior de la columna se hace a través del confinamiento del concreto y en la zona intermedia de la columna (Sika, 2017)

Cuando se requiere dar rigidez a la columna debe haber contacto del enchaquetado con la losa o viga. Si nuestro objetivo es solo aumentar ductilidad y no resistencia, es suficiente aplicar la técnica de envoltura o zunchado. Si requerimos adicionalmente mejorar la capacidad a flexión

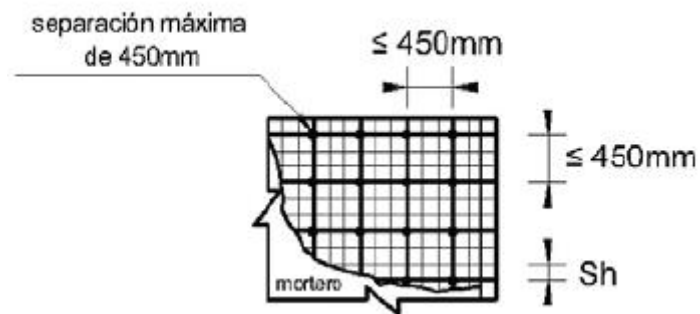


hay que pasar el nuevo refuerzo vertical a través de huecos perforados o huecos taladrados en la placa y colocar concreto nuevo en la unión viga-columna y el refuerzo añadido debe estar bien anclado a la cimentación. (Sika, 2017)

### 2.7.2 Enchapado de Mampostería

#### Figura 16

*Enchapado con malla electrosoldada*



*Nota.* La figura muestra un detalle de la colocación de malla Fuente: NEC (2015)

Se considera una de las técnicas más factibles ya que es menos agresiva que las anteriores, según la NEC (2015), “Consiste en colocar sobre la pared un recubrimiento con mortero reforzado con malla electro soldada”

En edificaciones ya construidas los elementos de concreto y de mampostería se pueden reforzar colocando mallas metálicas con mortero recubriendo a los elementos con ferrocemento. Las mallas de alambre soldado se deben anclar a la mampostería, así como a columnas y vigas existentes, para así alcanzar su esfuerzo especificado de fluencia (NEC, 2015).

### 2.7.2.1 Comportamiento de la mampostería bajo esfuerzos provocados por efectos sísmicos

Mampostería es el resultado de un proceso constructivo que se ha usado a lo largo de la historia en construcciones de millones de estructuras, especialmente en aquellas que están destinadas al uso familiar, consta de piezas unidas por medio de mortero, las unidades pueden ser naturales (piedras) o artificiales (adobe, ladrillos, bloques), este tipo de configuración no resiste cargas sísmicas, se considera como uno de los sistemas con capacidad mínima de disipación de energía en el rango inelástico, pero bajo cargas gravitatorias tiene la capacidad de soportar demandas relativamente altas. (Aguilar & Alcocer, 2001).

**Figura 17**

*Representación de mampostería*

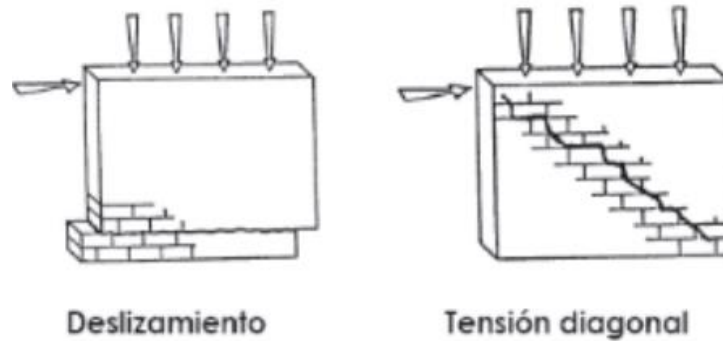


*Nota.* mampostería no reforzada. Fuente: Páez & Parra (2009).

La falla en muros de mampostería no reforzada ocurre cuando está sometida a fuerzas cortantes y no tienen un área de acero que sea capaz de soportar las sollicitaciones, se pueden producir varios escenarios de falla como deslizamiento y tensión diagonal. (Páez & Parra, 2009).

## Figura 18

### *Tipos de falla en mampostería*



*Nota.* Fallas en mampostería no reforzada. Fuente: Páez & Parra (2009).

#### **2.7.2.2 Falla de corte por deslizamiento**

Este tipo de falla se produce en la junta horizontal del mortero como resultado de un error constructivo donde no se genera la suficiente adherencia entre la pieza y el mortero.

#### **2.7.2.3 Falla por tensión diagonal**

Este tipo de falla se origina cuando la mampostería no reforzada no tiene elementos de confinamiento (columnas y vigas), situación que genera grandes tensiones de compresión en las esquinas de la mampostería, las mismas pueden ocasionar ese tipo de falla por aplastamiento, la falla se genera de forma diagonal.

#### **2.7.2.4 Resistencia a la compresión del mortero de pega ( $f'_{cp}$ ).**

La resistencia a los 28 días del mortero de pega va desde  $25 \text{ kgf/cm}^2$  a  $200 \text{ kgf/cm}^2$ , dependerá de la dosificación usada y las necesidades en las que se quiera usar, para fines de rehabilitación de estructuras se usaran resistencias entre  $100 \text{ kgf/cm}^2$  a  $150 \text{ kgf/cm}^2$ .

### 2.7.2.5 Resistencia a la compresión de pieza de mampostería ( $f'_{cu}$ ).

Es capacidad de la pieza para soportar carga de compresión, los valores de  $f'_{cu}$  dependerán de la calidad de los materiales que se usen para su elaboración, los valores oscilan entre 100 kgf/cm<sup>2</sup> hasta 300 kgf/cm<sup>2</sup>.

#### Figura 19

*Ensayo de compresión.*



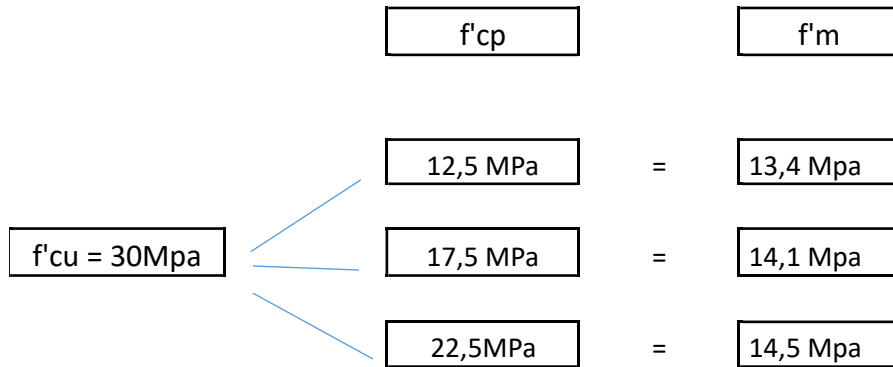
*Nota.* Ensayo de compresión de ladrillo. Fuente: Páez & Parra (2009).

### 2.7.2.6 Resistencia a la compresión de la mampostería ( $f'_m$ )

Es la capacidad a la compresión de la pieza que conforma la mampostería en conjunto con la resistencia a la compresión del mortero que las une, dicha resistencia se puede determinar de forma experimental o de forma teoría (ACI 530).

**Figura 20**

*Resistencia a la compresión de la mampostería  $f'm$*



*Nota.* Resistencias de mortero de pega. Fuente: Autores

Se puede observar que con una pieza de buen material y con un mortero de resistencia a la compresión de 178 kgf/cm<sup>2</sup> se puede obtener una resistencia del conjunto de 143 kgf/cm<sup>2</sup> este es el punto de equilibrio entre una buena resistencia y un costo aceptable.

**Figura 21**

Resistencia a la compresión de la mampostería



*Nota.* Resistencia ideal según  $f'u$  y  $f'_{cp}$ . Fuente: Páez & Parra (2009).

Por otro lado, se puede obtener la resistencia a la compresión de la mampostería de manera experimental, ensayado todo el conjunto en una máquina de compresión en un laboratorio.

## **Figura 22**

*Ensayo de la mampostería*

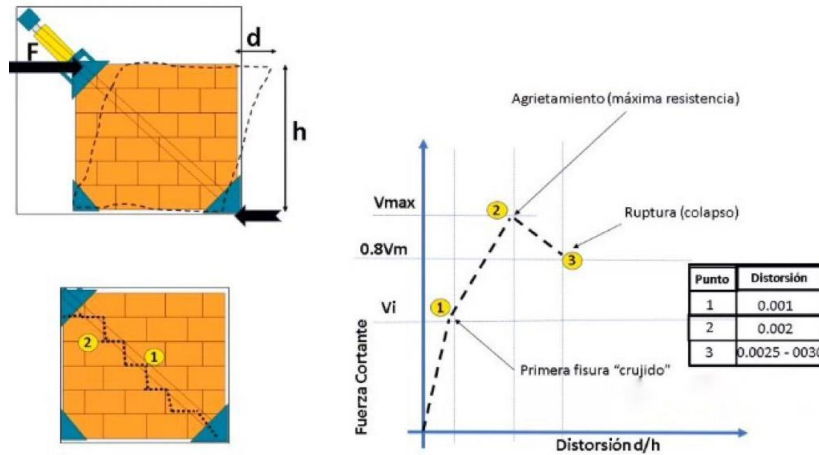


*Nota.* Ensayo del conjunto. Fuente: Páez & Parra (2009).

La mampostería modelada bajo fuerzas cortante (simulando fuerzas sísmicas) la curva del comportamiento que va a tener, tiene 3 puntos, en el punto uno, la mampostería ya empieza a tener fisuraciones la distorsión aumenta, cuando llegamos al punto 2 la mampostería ya ha alcanzado el valor máximo que soportara bajo esfuerzos de corte y por último en el punto 3 colapsa totalmente la mampostería.

**Figura 23**

*Comportamiento mampostería no reforzada*



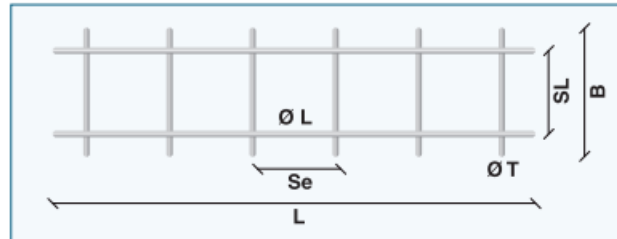
*Nota.* Mampostería bajo esfuerzos cortantes. Fuente: Páez & Parra (2009).

Como se logra apreciar en el punto 3 su distorsión máxima justo antes del colapso es de 0.3%, podemos concluir que cuando se tiene la unión de piezas con mortero sin refuerzo, no tiene un comportamiento dúctil no logra alcanzar una deriva lo suficientemente alta antes del colapso.

En la actualidad existen varios métodos de reforzamiento, cuando se habla del porqué de las construcciones informales recae en la problemática económica, los propietarios no cuentan con un presupuesto alto para la contratación de profesionales de la construcción, así como tampoco van a estar dispuestos a afrontar costos elevados por la rehabilitación de sus construcciones para que se tornen sismos resistentes. Por tal motivo este proyecto quiere abarcar a ese 60% de construcciones de la ciudad de Quito con una alternativa asequible que es el enchapado de mampostería existente que no es más que la adición de armadura electrosoldadas formada por alambres longitudinales y estribos transversales de menor diámetro para reforzar la mampostería.

## Figura 24

### Escalerilla de reforzamiento



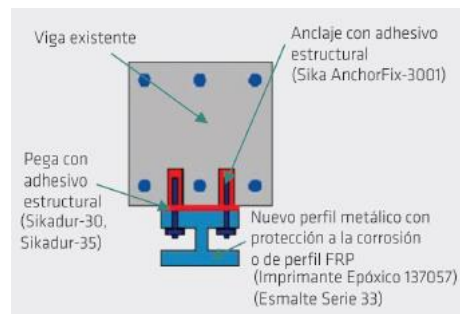
*Nota.* Malla para reforzamiento de mampostería. Fuente: Ideal Alambrec (2009).

Cuando añadimos esta malla lo que se logra es un aporte de resistencia en el plano, absorbiendo así los esfuerzos de tensión ocasionados durante un sismo, logrando disminuir los esfuerzos cortantes que hacen que colapse la mampostería no reforzada

### 2.7.3 Adición de elementos metálicos o polímeros reforzados.

## Figura 25

### Adición de un perfil de acero o polímero reforzado a una viga existente



Fuente: Sika (2017)

Esta técnica consiste en unir elementos metálicos robustos, perfiles tipo I, H a vigas, a columnas, a losas existentes conformando un elemento estructural compuesto para darle al mismo

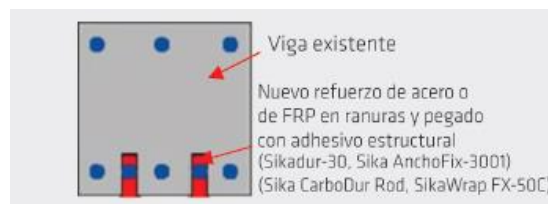


elemento una mayor resistencia o capacidad de soportar mayores cargas y una mayor rigidez o disminuir las deformaciones.

Adicionar platinas, láminas, ángulos de acero a elementos estructurales de concreto reforzado (vigas, columnas, capiteles, ménsulas, muros) o mampostería aumentara su capacidad de soportar mayores cargas es decir obtendremos mayor resistencia y se disminuirán las deformaciones aumentando su rigidez.

### Figura 26

*Varillas de acero o de polímero reforzado en ranuras en el reforzamiento de una viga*



Fuente: Sika (2017)

## 2.8 Características de la edificación informal seleccionada

### Figura 27

*Vivienda informal seleccionada*



*Nota.* La fotografía presenta la edificación motivo de este proyecto. Fuente: Autores

La vivienda seleccionada se encuentra en la zona periférica de Quito, comparte muchas características con gran cantidad de edificaciones informales. A continuación, mencionares varias características que hicieron sujeto de estudio a esta edificación.

- Número de pisos entre 2 y 3
- Altura de entrepiso promedio de 2.4m
- Adosamiento
- Mampostería de bloque alivianado
- Presenta luces típicas entre 3.5m y 4.5m

## CAPÍTULO III

### METODOLOGÍA

#### 3.1 Investigación cualitativa y experimental

Para el desarrollo de nuestro proyecto nos impusimos como método de investigación el descriptivo, juntamente con el método de estudio de caso, la investigación descriptiva según Sampieri (1997), “Pretende medir o recoger información de manera independiente o conjunta sobre las variables a las que se refieren”. De esta manera como primer paso, procederemos a recoger toda la información necesaria para nuestro proyecto.

Empezaremos documentándonos por medio tesis, libros, artículos académicos, normas y cualquier otro tipo de bibliografía que nos sirva durante el proceso investigativo. También haremos uso de especificaciones técnicas de materiales, proporcionadas por los fabricantes de tales materiales.

Nos enfocaremos principalmente en el estudio y la revisión de la norma ASCE\_SEI 41-17 (Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings) y ACI 562 (Evaluación, reparación y rehabilitación de edificaciones existentes de concreto), es importante mencionar que la normativa “ASCE 41-13” es la unión de la ASCE 41-06 y ASCE 31-03 en la cual está basado el apartado de nuestra normativa nacional vigente NEC-Rehabilitación Sísmica de Estructuras. Es de suma importancia basarnos en la ASCE\_SEI 41-17 ya que es la última actualización proporcionada por la Sociedad América de Ingenieros Civiles y el Instituto de Ingeniería Estructural SEI.

Después de tener una base sólida de conocimientos respecto al tema de nuestro proyecto, procederemos a realizar una visita técnica a la edificación objeto de estudio. Aquí podremos observar las posibles problemáticas que presenta la edificación informal, en esta etapa haremos el

levantamiento de la edificación, obtendremos la mayor cantidad de datos respecto a su construcción, conoceremos bajo qué criterios fue construida esta edificación.

Ya con los datos necesarios llevaremos un registro bien organizado, mediante los datos del levantamiento, encuestas y posibles ensayos no destructivos (en caso de ser necesarios), obtendremos planos estructurales, los cuales deberán representar en lo posible la realidad de la vivienda. A continuación, analizaremos la estructura, haciendo uso de los conocimientos adquiridos en nuestra preparación como Ingenieros Civiles y usando un software modelaremos la estructura, permitiéndonos conocer el estado estructural actual de la vivienda, el software también nos ayudara a verificar los cálculos realizados.

Considerando todos los aspectos de la vivienda analizada, haremos uso del método analítico y experimental, debido a que una estructura se descompone en partes, las cuales presentan un comportamiento particular, incluiremos elementos con los que experimentaremos por medio del Software, manipulando variables y observando sus resultados.

En base a los resultados obtenidos, plantearemos posibles soluciones de acuerdo a la ASCE\_SEI 41-17, de las cuales determinaremos la más viable. A partir de esta solución realizaremos nuevamente la evaluación de la estructura y verificaremos el comportamiento correcto de la vivienda.

## CAPÍTULO IV

### EVALUACION DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE

#### 4.1 Recopilación de información estructural

La información obtenida de la estructura consta de planos arquitectónicos, inspección visual y testimonio del propietario, los distintos materiales que se usaron en la elaboración de dicha estructura. Es de gran valor conocer el método constructivo, la cantidad más aproximada de acero que se usó en las vigas, columnas, cimentaciones y losas. De esta manera nos podemos acercar de mejor manera a la realidad y que se reduzca la incertidumbre que produce analizar una estructura ya existente.

Los planos arquitectónicos constan de cortes, fachadas y planos de cada nivel, la importancia de estos planos nos brinda información precisa de donde está ubicado los elementos estructurales y elementos no estructurales.

Dicha estructura fue elaborada en el 2005 tiene una antigüedad de 16 años, los dueños de la edificación mencionan que recuerdan como fueron armados los elementos principales ya que el propietario trabaja en obras civiles y colaboro en el armado de tu edificación. Esta información es de gran valor para poder saber el desempeño individual y grupal de la estructura.

A continuación se presentan los planos arquitectónicos disponibles de la vivienda objeto de estudio.



#### ***4.1.1 Testimonio del propietario***

El propietario de la residencia Guamán, es el señor Nicolas Guamán, quien nos brinda mucha información sobre el proceso de construcción de la vivienda, y al mismo tiempo información personal que será de gran ayuda para el desarrollo de este proyecto de evaluación y rehabilitación.

El dueño de la vivienda nos comenta que las viviendas construidas por el han sido de 2 y 3 plantas, adicionalmente nos informa que, a formado parte de otras viviendas, edificios de mediana altura y un sin número de obras civiles. Esta información nos permite inferir que la vivienda fue construida por una persona con amplio conocimiento empírico en la construcción de viviendas

El señor Nicolas nos menciona que la casa fue construida hace aproximadamente 16 años y fue legalizada hace 15 años. Con respecto a los materiales nos informa que el hormigón fue elaborado para un quintal de cemento, una carretilla y media de arena y unas dos carretillas de ripio al ras para controlar la dosificación.

También nos comentó que en vigas y columnas se usaron aceros longitudinales de la siguiente forma, 4 Ø de 12mm en todos los elementos como acero longitudinal como consta en fotos, y se colocaron estribos de Ø de 10mm cada 15 cm, en todas las vigas y columnas. El acero longitudinal en columnas fue colocado sin empalmes ya que ahí se usaron piezas completas

Con respecto a las cimentaciones, estas fueron realizadas a 1.5m de profundidad y tienen una dimensión de 1.5m x 1.5m x 0.2m, armadas con varilla de 12mm cada 20cm.

La vivienda cuenta con cadenas de piso, armadas con acero longitudinal de 4 Ø de 12 mm, y acero transversal de Ø de 8mm, colocado cada 20 cm, las dimensiones de las cadenas son de 0.35m x 0.30m y estas conectan todos los elementos de columna a nivel de piso.

Esto con respecto a la estructura nueva que es la que se encuentra justo en frente de la calle S28, con respecto a la estructura más antigua de una planta, con una “media agua”, nos comentó que esa estructura que consta en los planos, tiene alrededor de 25 años de antigüedad, ya que es de una planta no pretende modificarla.

Como dato adicional nos comentó que las dos estructuras se encuentran unidas por una loseta, que conecta la losa de la estructura antigua con losa de la estructura nueva, así mismo se conectan por medio de las gradas.

**Tabla 11**

*Armado de columnas*

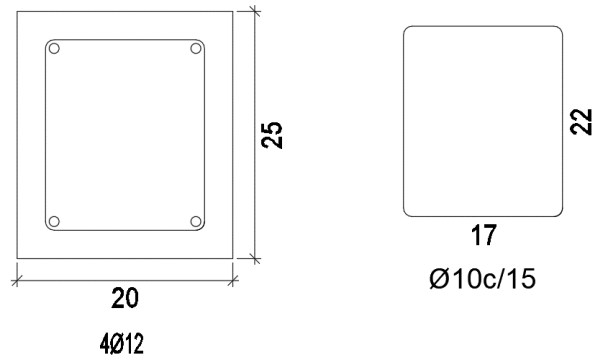
Columna									
Nivel	Seccion		Armado longitudinal		As	As_min	As_max	cuantía	CUMPLE
	b [m]	h [m]	#	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]		
7,16									
4,78	20	25	4	1,2	4,52	5	15	0,9%	NO
2,19	20	25	4	1,2	4,52	5	15	0,9%	NO
-1,5	20	25	4	1,2	4,52	5	15	0,9%	NO

Nota. Cuantía de columnas.



**Figura 29**

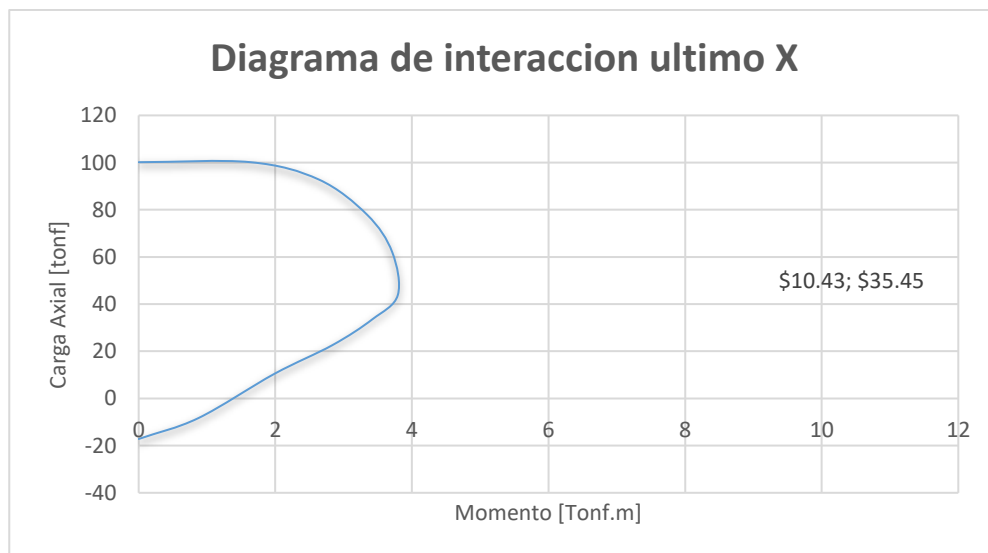
*Sección transversal y armado de columna*

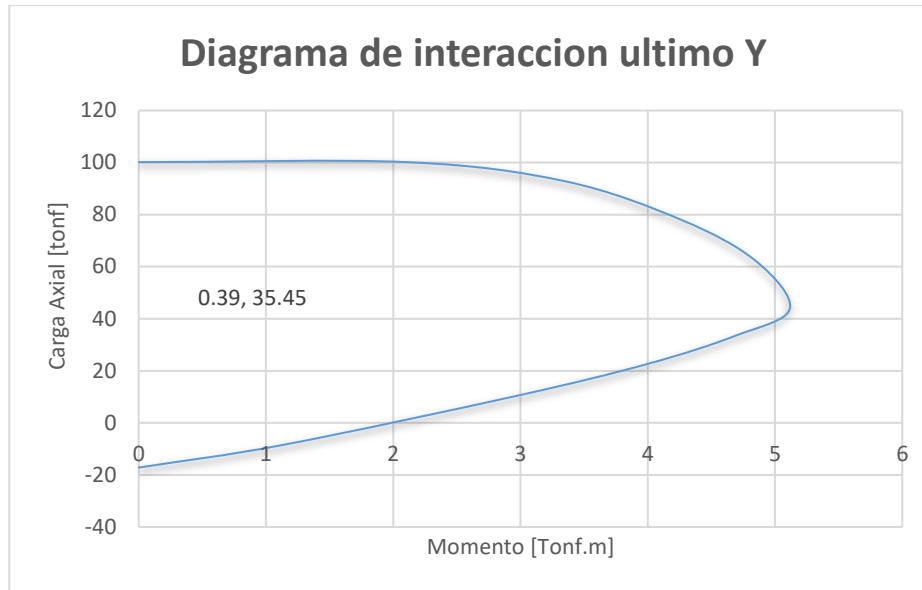


*Nota.* Armado de columna y geometría. Fuente: Autores.

**Figura 30**

*Diagramas de interacción en x, y de columna*





*Nota.* Diagrama de interaccion ultimo de columnas. Fuente: Autores.

**Tabla 12**

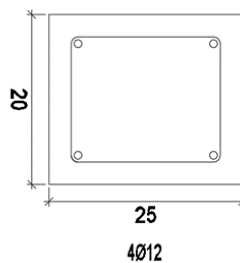
*Armado de vigas*

Seccion		Armado longitudinal $\Phi$		As
b [cm]	h [cm]	#	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]
25	20	4	1,2	4,52
25	20	4	1,2	4,52
25	20	4	1,2	4,52

*Nota.* Secciones de vigas.

**Figura 31**

*Geometría y armado de viga*



*Nota.* Armado y sección transversal de viga. Fuente: Autores.

### ***4.1.2 Inspección visual***

La inspección visual se facilita ya que la estructura fue legalizada ante la administración zonal correspondiente en la época donde se necesitaban solamente los planos arquitectónicos para dicha legalización, con la disponibilidad de los planos arquitectónicos de todas las plantas podemos darnos ideas más claras de las posibles deficiencias observando donde se encuentran los elementos estructurales y no estructurales, luces, irregularidades en planta y en elevación. Al ir al sitio donde está emplazada la estructura se puede ver las condiciones actuales de la estructura, encontrando muy pocas deficiencias visibles, una de las que llama más la atención es un acople entre dos bloques de estructuras una un más antigua que la otra unidas en sus losas.

### **Figura 32**

*Incorrecta configuración estructural presentada en la vivienda.*



*Nota.* Losas montadas una sobre otra, acople entre dos estructuras Fuente: Autores.

### ***4.1.3 Tipo de edificación.***

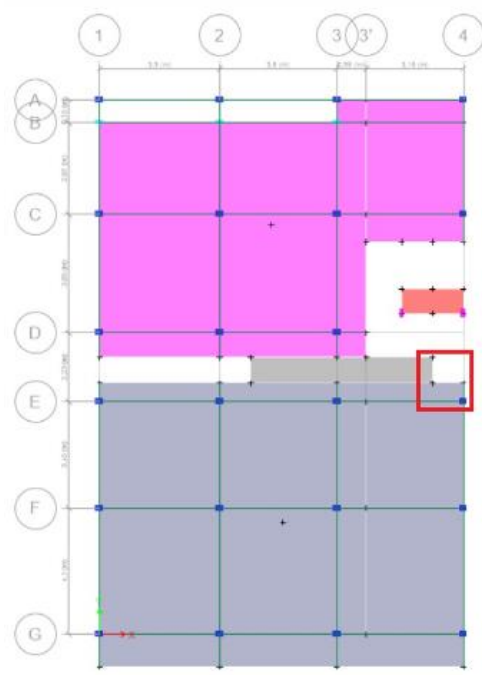
Como nos estamos rigiendo a la ASCE\_SEI 41-17, es necesario que clasificar a nuestra edificación dentro de uno de las edificaciones tipos comunes, las cuales se encuentran enumeradas en la Tabla 3-1 de la ASCE\_SEI 41-17. La residencia Guamán clasifica como estructura conformada por marcos a momento de hormigón (C1).

Según la descripción de la Tabla 3-1 de la ASCE\_SEI 41-17 (2017), con respecto al tipo de edificación Marcos a momento de Hormigón, tenemos:

Estos edificios están formados por un conjunto de vigas y pilares de hormigón in situ. La estructura del suelo y del techo consiste en losas de hormigón in situ, vigas de hormigón, viguetas unidireccionales, viguetas reticulares bidireccionales o vigas planas. Las fuerzas sísmicas son resistidas por marcos de momento de hormigón que desarrollan su rigidez a través de conexiones monolíticas entre vigas y columnas. En las construcciones más antiguas, o en niveles de baja sismicidad, se permite que los marcos de momento estén formados por los listones de los pilares de los sistemas de forjados planos de dos vías. de losas planas. Los pórticos modernos en niveles de alta sismicidad tienen refuerzos en las juntas, tirantes muy espaciados y detalles especiales. y detalles especiales para proporcionar un comportamiento dúctil. Estos detalles no suelen estar presentes en las construcciones más antiguas. El sistema de cimentación puede consistir en una variedad de elementos. (p.32)

**Figura 33**

Elemento estructural descubierto.



*Nota.* Viga banda peralte 20cm, descubierta ya que se redujo el volado. Fuente: Autores.

## 4.2 Evaluaciones rápidas

### 4.2.1 Evaluación según FEMA 154

La Revisión visual rápida de edificios para detectar posibles riesgos sísmicos propuesta por el FEMA 154 nos ayuda a clasificar a la estructura de manera cualitativa para saber el nivel de vulnerabilidad que presenta, no requiere una detallada revisión para llenar el formulario propuesto. Revisando la metodología “encuesta desde la acera” y ahondando en los parámetros se puede visualizar las deficiencias para empezar a llenar el formulario. (FEMA P-154, 2015).

Este formulario parte por un puntaje básico que se le asigna a cada tipología estructural paso siguiente se visualiza las posibles irregularidades en planta y elevación este puntaje es vital

ya que uno de los problemas que enfrenta la ingeniería civil es evitar configuraciones extrañas que afecten el comportamiento sísmico de la estructura y de ser el caso que las existiese el diseñador tiene un reto importante para equilibrar las fuerzas que generan las cargas horizontales y verticales sobre la misma. (FEMA P-154, 2015).

Otro importante ítem a calificar es si la estructura de estudio fue realizada antes, después o durante un código de construcción, a medida que pasa el tiempo las normas de construcción son más rigurosas porque se quiere a toda forma evitar el colapso de las estructuras y pérdidas de vida esa es la filosofía que se maneja a nivel de Latinoamérica. (FEMA P-154, 2015)

Y por último se puntúa según el tipo de suelo donde está emplazada la estructura, uno de los parámetros para dicha clasificación es la velocidad de onda cortante, este parámetro nos muestra la propagación que se genera por movimientos en las placas tectónicas.

El valor que se obtiene puede ser interpretado de dos maneras, una es si la estructura tiene un riesgo bajo y no se encuentra en peligro las vidas humanas que están habitando la estructura, por otra parte, el resultado contrario sería un peligro eminente para la vida de los habitantes y se necesita una evaluación y posible rehabilitación. En la edificación de estudio el valor fue de 1.9 esta calificación está por debajo del valor aceptable para lo cual es necesario realizar una detallada evaluación estructural.

#### **4.2.1.1 Exploración rápida visual para posibles riesgos sísmicos Nivel 1 y 2**

Es un método cualitativo, el cual nos dará un indicativo si se deberá reforzar una estructura existente, este indicativo esta dado por un índice, si el valor es menor o igual a 2 hay que realizar un análisis más detallado, se parte por un análisis lineal estático y dinámico, si no

cumple se debe realizar un análisis no lineal de la estructura y volver a verificar si cumple y de ser el caso que no cumpla necesariamente se deberá reforzar.

Si llenando los formularios el valor es superior a dos se concluye que la estructura no necesita ningún análisis y no deberá ser reforzada. Si el índice es igual a 2 se concluirá que la probabilidad de que colapse la estructura es de 1 a 100.

#### ***4.2.2 Evaluación según NEC SE RE***

La Norma Ecuatoriana de la construcción en el capítulo de rehabilitación sísmica, contiene un apartado de inspección y evaluación simplificada de estructuras existentes pre-evento. Llenando el formulario se obtuvo un valor de 1.7 similar al obtenido en el FEMA 154, esta similitud se da porque la NEC SE RE para la evaluación rápida de vulnerabilidad sísmica está basada en FEMA 154, Dicho valor obtenido del formulario de la Norma Ecuatoriana nos da mayor confiabilidad ya que se apega a la realidad de nuestro territorio y a la amenaza sísmica que estamos expuestos.

El puntaje final que obtendrá la calificación después de considerar todos los modificadores presentados en el formulario, se debe marcar el grado de vulnerabilidad que tiene la estructura, si  $S > 2.5$  se considera que la estructura tiene vulnerabilidad baja, si esta entre 2.5 a 2 se considera a la edificación que presenta una vulnerabilidad media y si es valor es  $< 2$  entonces se concluye que la edificación presenta una vulnerabilidad alta y se deberá evaluar

#### **4.2.3 Resultados de la evaluación FEMA Y NEC**

Los formularios de FEMA 154 (Anexo A y B) y el formulario de la Norma Ecuatoriana de la Construcción capítulo de rehabilitación sísmica de estructuras (Anexo 3) nos dan una

calificación cualitativa donde indica que la estructura presenta alta vulnerabilidad ante un evento sísmico y que es necesario una detallada evaluación

#### ***4.2.4 Evaluación según ASCE\_SEI 41-17***

##### **4.2.4.1 Valores por defecto de los materiales**

La ASCE 41-17 nos permite el uso de valores por defecto para las propiedades de los materiales en las comprobaciones rápidas de nivel 1. Se hace uso de los siguientes valores por defecto a menos que se indique lo contrario que los documentos de construcción disponibles o los ensayos indiquen lo contrario.

Debido a que nuestra estructura fue construida hace 15 años, los elementos de la tabla 7 pertenecerían al periodo de tiempo 1970-Presente, por lo cual en la tabla 7 se mencionan los valores recomendados por el ASCE\_SEI 41-17 de la Resistencia a la compresión por defecto ( $f'_c$ ) del hormigón estructural ( $\text{kg/cm}^2$ )

Debido a que nuestra estructura fue construida hace 15 años, los elementos de la tabla 8 pertenecerían al periodo de tiempo 1987-Presente, por lo cual en la tabla 8 se mencionan los valores recomendados por el ASCE\_SEI 41-17 de la Resistencia a la fluencia por defecto ( $f_y$ ) del acero de refuerzo ( $\text{kg/cm}^2$ )

##### **4.2.4.2 Procedimiento de evaluación de nivel 1**

El procedimiento de nivel 1 es eficaz para identificar rápidamente las deficiencias sísmicas potencialmente peligrosas de un edificio mediante el uso de listas de comprobación y cálculos de comprobación rápida de los principales componentes de la vivienda. Este procedimiento se limita a tipos de edificios comunes específicos, tal y como se indica en ASCE 41-17 en la Tabla 3-3, y



al número de plantas de la Tabla 3-4 de ASCE 41-13, la cual se indica continuación. El método está estructurado para evaluar los edificios según el Objetivo de Desempeño Básico para Edificios Existentes (BPOE) en los Niveles de Desempeño de Ocupación Inmediata (IO) o de Seguridad de Vida (LS).

**Tabla 13**

*Limitaciones en el uso de los procedimientos de nivel 1 y 2*

Common Building Type <sup>a</sup>	Number of Stories <sup>b</sup> beyond which the Tier 3 Systematic Procedures Are Required							
	Level of Seismicity							
	Very Low		Low		Moderate		High	
	S-5	S-1	S-5	S-1	S-5	S-1	S-5	S-1
<b>Wood Frames</b>								
Light (W1)	NL	NL	NL	4	4	4	4	4
Multistory, multiunit residential (W1a)	NL	NL	NL	6	6	6	6	4
Commercial and industrial (W2)	NL	NL	NL	6	6	6	6	4
<b>Steel Moment Frames</b>								
Rigid diaphragm (S1)	NL	NL	NL	12	12	8	8	6
Flexible diaphragm (S1a)	NL	NL	NL	12	12	8	8	6
<b>Steel Braced Frames</b>								
Rigid diaphragm (S2)	NL	NL	NL	8	8	8	8	6
Flexible diaphragm (S2a)	NL	NL	NL	8	8	8	8	6
<b>Metal Building Frames (S3)</b>	NL	1	1	1	1	1	1	1
<b>Dual Systems with Backup Steel Moment Frames (S4)</b>	NL	NL	NL	12	12	8	8	6
<b>Steel Frames with Infill Masonry Shear Walls</b>								
Rigid diaphragm (S5)	NL	NL	NL	12	12	8	8	4
Flexible diaphragm (S5a)	NL	NL	NL	12	12	8	8	4
<b>Steel Plate Shear Wall (S6)</b>	NP <sup>c</sup>	NP <sup>c</sup>	NP <sup>c</sup>	NP <sup>c</sup>	NP <sup>c</sup>	NP <sup>c</sup>	NP <sup>c</sup>	NP <sup>c</sup>
<b>Cold-Formed Steel Light-Frame Construction</b>								
Shear wall system (CFS1)	NL	NL	NL	6	6	6	6	4
Strap-braced wall system (CFS2)	NL	NL	NL	6	6	6	6	4
<b>Concrete Moment Frames (C1)</b>	NL	NL	NL	12	12	8	8	6
<b>Concrete Shear Walls</b>								
Rigid diaphragm (C2)	NL	NL	NL	12	12	8	8	6
Flexible diaphragm (C2a)	NL	NL	NL	12	12	8	8	6
<b>Concrete Frame with Infill Masonry Shear Walls</b>								
Rigid diaphragm (C3)	NL	NL	NL	12	12	8	8	4
Flexible diaphragm (C3a)	NL	NL	NL	12	12	8	8	4
<b>Precast or Tilt-Up Concrete Shear Walls</b>								
Flexible diaphragm (PC1)	NL	NL	3	2	2	2	2	2
Rigid diaphragm (PC1a)	NL	NL	3	2	2	2	2	2

*Nota.* Se indica el número de plantas límite para C1, tabla 3-4 ASCE\_SEI 41-17 (2017).

El procedimiento de nivel 1 utiliza listas de comprobación para detectar rápidamente las deficiencias. La norma proporciona estas listas de comprobación para evaluar cada tipo de edificio común, componentes no estructurales y cimientos para varios niveles de sismicidad y niveles de desempeño. La Tabla 4-6 de la norma ASCE 41-17 proporciona una matriz de las listas de comprobación necesarias que pueden encontrarse en el Capítulo 16. (ASCE\_SEI 41-13,2013).

A continuación, se presenta la tabla mencionada, en la cual se resaltan las listas a utilizar en función del nivel de sismicidad

**Tabla 14**

*Listas de comprobación necesarias para un examen de nivel I*

Nivel de Sismicidad	Nivel de Edificio Desempeño	Muy baja Sismicidad Lista de comprobación (Sección 17.1.1)	Configuración básica Lista de comprobación (apartado 17.1.2)	Lista de verificación para la prevención de colapsos (Sec. 17.2 a 17.17)	Inmediato Ocupación Lista de comprobación (Sec. 17.2 hasta 17.17)	Riesgos Reducción o Seguridad de la vida No estructural Lista de comprobación (Sec. 17.19)	Posición Retención No estructural Lista de control (Art. 17.19)
Muy Bajo	CP	X					
Muy Bajo	IO		X		X		X
Bajo	CP		X	X		X	
Bajo	IO		X		X		X
Moderado	CP		X	X		X	
Moderado	IO		X		X		X
Alto	CP		X	X		X	
Alto	IO		X		X		X

*Nota.* Se resaltan las listas de comprobaciones usadas tabla 4-6 de la ASCE\_SEI 41-17 (2017).

Las listas de comprobación se marcarán como "Conforme" (C), "No conforme" (NC), "No aplicable" (N/A) o "Desconocido" (U). Las afirmaciones conformes identifican aspectos que son aceptables según los criterios de esta norma, mientras que las afirmaciones no conformes o desconocidas identifican aspectos que requieren una investigación más profunda para demostrar el cumplimiento del objetivo de desempeño aplicable. Algunas afirmaciones de la evaluación pueden no ser aplicables al edificio concreto que se está evaluando.

**4.2.4.2.1 Lista de comprobación de la configuración básica para la prevención del colapso**

Status	Declaración de evaluación
<b><i>Baja sismicidad Sistema de construcción - General</i></b>	
<u>C</u> NC N/A U	CAMINO DE CARGA: La estructura contiene un camino de carga completo y bien definido, incluyendo elementos estructurales y conexiones, que sirve para transferir las fuerzas de inercia asociadas a la masa de todos sus elementos los cimientos.
C NC <u>N/A</u> U	EDIFICIOS ADJUNTOS: La distancia libre entre el edificio que se evalúa y cualquier edificio adyacente es superior al 0,25% de la altura del edificio más corto en sismicidad baja, al 0,5% en sismicidad moderada y al 1,5% en sismicidad alta.
C NC <u>N/A</u> U	MEZZANINES: Los entrepisos interiores están arriostrados independientemente de la estructura principal o están anclados a los elementos sismorresistentes de la estructura principal.
<b><i>Sistema de construcción-Configuración del edificio</i></b>	
<u>C</u> NC N/A U	PISO DÉBIL: La suma de las resistencias al corte del sistema de resistencia a la fuerza sísmica en cualquier piso en cada dirección no es inferior al 80% de la resistencia en el piso adyacente superior.
<u>C</u> NC N/A U	PISO BLANDO: La rigidez del sistema de resistencia a la fuerza sísmica en cualquier piso es inferior al 70% de la rigidez del sistema de resistencia a la fuerza sísmica en un piso adyacente o menos del 80% de la rigidez promedio del sistema de resistencia a la fuerza sísmica de los tres pisos superiores.
<u>C</u> NC N/A U	IRREGULARIDADES VERTICALES: Todos los elementos verticales del sistema sismorresistente son continuos con la cimentación.
<u>C</u> NC N/A U	GEOMETRÍA: No hay cambios en la dimensión horizontal neta del sistema de resistencia a la fuerza sísmica de más del 30% en un piso en relación con los pisos adyacentes, excluyendo los áticos de una planta y los entresuelos.
<u>C</u> NC N/A U	MASA: No hay un cambio en la masa efectiva de más del 50% de un piso a siguiente. No es necesario tener en cuenta los techos ligeros, los áticos y los entresuelos.
C <u>NC</u> N/A U	TORSIÓN: La distancia estimada entre el centro de masa del piso y el centro de rigidez del piso es inferior al 20% de la anchura del edificio en cualquier dimensión.

Status	Declaración de evaluación
<b><i>Sismicidad moderada (complete los siguientes puntos además de los puntos para sismicidad baja) Peligros geológicos del lugar</i></b>	
C NC <u>N/A</u> U	LIQUEFACCIÓN: No existen en el edificio suelos susceptibles de licuefacción, saturados y granulares sueltos que podrían poner en peligro el comportamiento sísmico del edificio no existen en los suelos de cimentación a una profundidad de 15,2 m bajo el edificio.
<u>C</u> NC N/A U	FALLO DE LA PENDIENTE: El sitio de construcción está ubicado lejos de posibles fallas de taludes inducidas por terremotos o despdesempeños de rocas, de manera que no se vea afectado por dichas fallas o sea capaz de acomodar cualquier movimiento previsto sin fallar.
<u>C</u> NC N/A U	RUPTURA DE FALLA SUPERFICIAL: No se prevé la ruptura de la falla superficial ni el desplazamiento de la superficie en el lugar de construcción.
<b><i>Alta sismicidad (complete los siguientes puntos además de los puntos para sismicidad moderada) Configuración de los cimientos</i></b>	
<u>C</u> NC N/A U	Volcamiento: La relación entre la menor dimensión horizontal del sistema sismorresistente a nivel de los cimientos y la altura del edificio (base/altura) es superior a 0,6Sa.
<u>C</u> NC N/A U	LOS VÍNCULOS ENTRE LOS ELEMENTOS DE LOS CIMIENTOS: La cimentación dispone de anclajes adecuados para resistir las fuerzas sísmicas cuando las zapatas, los pilotes y las pilas no están restringidos por vigas, losas o suelos clasificados como Clase A, B o C.

### 4.3 Estado actual de la estructura

Para evaluar el estado actual de la estructura, se modelará tal y como se encuentra actualmente, considerando datos de la NEC y parámetros básicos obtenidos de la ASCE\_SEI.

#### 4.3.1 Datos acorde a la geología local de la estructura

##### 4.3.1.1 Factor de zona z

El factor z representa la aceleración máxima en roca, que se espera en para un sismo de diseño, para diseños más conservadores o de mediana escala podríamos optar por un valor de z

según el sitio de emplazamiento de la estructura. La NEC capítulo de diseño sismorresistente nos da seis opciones con el valor de cada zona sísmica podemos observar la caracterización del peligro sísmico que representa la construcción en la zona elegida. Podemos observar en el mapa de zonificación sísmica los valores referentes de Z. (NEC SE DG, 2015)

Para este estudio se escogió la zona V en base a lo anteriormente expuesto con un valor de factor  $Z = 0.4$ .

#### 4.3.1.2 Perfiles de suelo para el diseño sísmico

El efecto local de amplificación de ondas sísmicas del suelo es determinante a la hora de diseñar, ya que de esto depende si en la estructura se generan daños graves en los elementos estructurales y no estructurales, aspecto que se dejan de las construcciones informales. (Valverde , 2000).

### Figura 34

*Mapa de zonificación sísmica.*



*Nota.* Zonificación de Quito. Fuente: Earthquake Risk Management Project.

“Los Flancos orientales del Pichincha, están representados con la letra F en el mapa de la zonificación básica de Quito están compuestos por cenizas volcánicas y depósitos de cangahua”. (Valverde , 2000)

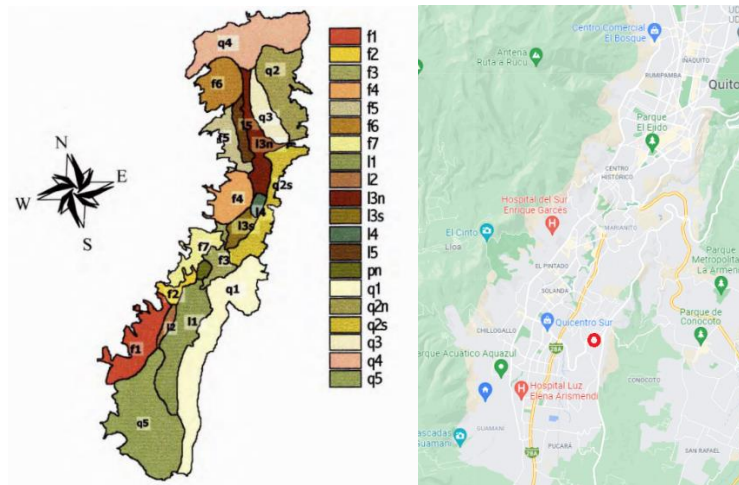
“La depresión central, representada con L en el mapa de zonificación básica, está conformada por antiguos depósitos de ceniza volcánica y de depósitos lacustres superficialmente”. (Valverde , 2000)

“Zonas de altos morfológicos como las lomas de Ilumbisi, Puengasi, Guanguiltagua y San Isidro, las zonas de la Q del mapa. Son depósitos de cangahua y cenizas volcánicas”. (Valverde , 2000)

El proyecto de manejo de riesgos sísmico de la ciudad de Quito nos da 20 clasificaciones diferentes según su velocidad de onda de corte Vs. La Ubicación del proyecto de estudio este marcado con un círculo rojo.

### Figura 35

#### Zonificación



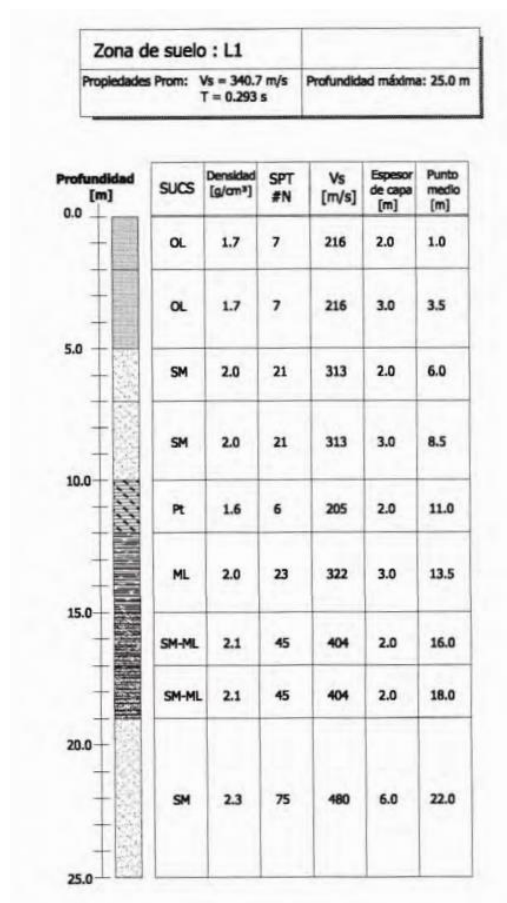
Nota. Figura Zonificación de Quito Fuente: Earthquake Risk Management Project

Cotejando las dos imágenes podemos observar que estamos en la zona L1 de la clasificación que propone el proyecto Manejo del Riesgo Sísmico por medio del programa SHAKE91.

Los autores de la investigación brindan información valiosa para poder clasificar el suelo según la NEC SE DS el valor de velocidad de onda de corte que es un parámetro vital para elegir el tipo al que pertenece la zona de estudio.

**Figura 36**

*Zona de suelo L1*



*Nota.* zona de suelo L1 la velocidad de onda en este sitio es de 340.7m/s. Fuente: Valverde (2000).

La norma NEC SE DS nos da seis opciones de clasificación del suelo que van a depender de el parámetro de velocidad de onda de corte, en los suelos A, B, C, D y E el parámetro de clasificación son los 30m superiores del perfil. Mientras que para el suelo F se aplica criterios diferentes donde no se deben limitar a solo los 30m superiores del perfil.

**Tabla 15**

*Zona de suelo L1*

Tipo de perfil	Descripción	Definición
<b>A</b>	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
<b>B</b>	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
<b>C</b>	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios.	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ kPa}$
<b>D</b>	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
<b>E</b>	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$
<b>F</b>	Los suelos tipo requieren una evaluación de un ingeniero geotecnista.	

*Nota.* NEC SE DS 2015



Se pudo obtener una clasificación D con la ayuda del estudio de Microzonificación sísmica de los suelos del distrito metropolitano de la ciudad de Quito y la tablade los tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico. Lo ideal sería un estudio de suelos, pero al tener estas limitantes se opta por usar bibliografía acorde al objetivo de estudio.

#### 4.3.1.3 Amplificación espectral “ $\eta$ ”

Varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:

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

#### 4.3.1.4 Factores de sitio Fa, Fd y Fs

Valores que dependen del tipo de perfil de suelo, zona sísmica y factor Z

##### 4.3.1.4.1 Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.

Se presentan los valores del coeficiente Fa que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones tomando en cuenta los efectos de sitio. (NEC SE DS, 2015)

**Tabla 16**

Tipos de suelo y factores de sitio Fa

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
<b>FACTOR Z</b>	<b>0,15</b>	<b>0,25</b>	<b>0,3</b>	<b>0,35</b>	<b>0,4</b>	<b>≥0.5</b>
<b>A</b>	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
<b>B</b>	1	1	1	1	1	1
<b>C</b>	1,4	1,3	1,25	1,23	1,2	1,18
<b>D</b>	1,6	1,4	1,3	1,25	1,2	1,12
<b>E</b>	1,8	1,4	1,25	1,1	1	0,85

Nota. NEC SE DS (2015)

#### 4.3.1.4.2 Fd: Desplazamientos para diseño en roca

Se presentan los valores a considerar del coeficiente Fd que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos considerando los efectos de sitio. (NEC SE DS, 2015).

**Tabla 17**

*Tipos de suelo y factores de sitio Fa*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
FACTOR Z	<b>0,15</b>	<b>0,25</b>	<b>0,3</b>	<b>0,35</b>	<b>0,4</b>	<b>≥0.5</b>
A	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B	1	1	1	1	1	1
C	1,36	1,28	1,19	1,15	1,11	1,06
D	1,62	1,45	1,36	1,28	1,19	1,11
E	2,1	1,75	1,7	1,65	1,6	1,5

*Nota.* NEC SE DS (2015)

#### 4.3.1.4.3 Fs: Comportamiento no lineal de los suelos

Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo para los espectros de aceleraciones y desplazamientos. (NEC SE DS, 2015).

**Tabla 18***Tipos de suelo y factores de sitio  $F_s$* 

<b>Tipos de suelo y factores de sitio <math>F_s</math></b>						
<b>Tipo de perfil del subsuelo</b>	<b>Zona sísmica y factor Z</b>					
	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>	<b>IV</b>	<b>V</b>	<b>VI</b>
<b>FACTOR Z</b>	<b>0,15</b>	<b>0,25</b>	<b>0,3</b>	<b>0,35</b>	<b>0,4</b>	<b>≥0.5</b>
<b>A</b>	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
<b>B</b>	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
<b>C</b>	0,85	0,94	1,02	1,06	1,11	1,23
<b>D</b>	1,02	1,06	1,11	1,19	1,28	1,4
<b>E</b>	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2

*Nota.* NEC SE DS (2015)**4.3.1.5 Factor de importancia “I”**

El factor de importancia va a depender del uso que le vayamos a dar a la estructura el valor oscila entre 1 a 1.5 a mayor valor vamos a magnificar más las solicitaciones a la edificación. (NEC SE DS, 2015).

**Tabla 19***Resumen de factores*

$\eta$	Z	Fa	Fd	Fs	R
<b>2,48</b>	0.4	1,2	1,19	1,28	1

*Nota.* NEC SE DS (2015)

**Tabla 20***Tipos de uso, destino e importancia de la estructura*

<b>Tipo de uso, destino e importancia de la estructura</b>		
<b>Categoría</b>	<b>Tipo De Uso, Destino e Importancia</b>	<b>Coficiente I</b>
<b>Edificaciones esenciales</b>	Hospitales, clínicas, centros de salud o emergencia sanitaria, instalaciones militares de policía, bomberos, defensa civil, garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias.	1,5
<b>Estructuras de ocupación especial</b>	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de 300 persona, todas las estructuras que albergan más de 5000 personas, edificios públicos que requieren operar continuamente.	1,3
<b>Otras estructuras</b>	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1

*Nota.* NEC SE DS (2015)

### 4.3.2 Cálculo del espectro de diseño

El espectro de diseño esta expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño. (NEC SE DS, 2015).

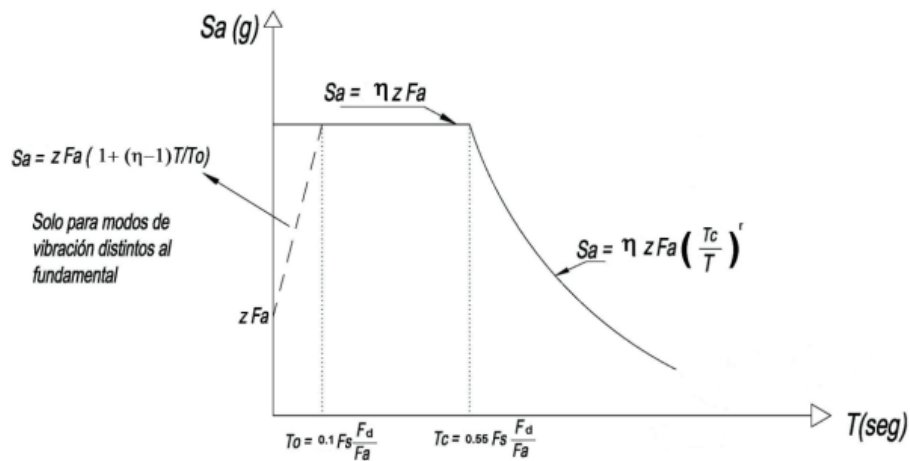
Se necesita parámetros ya explicados en los anteriormente.

- Factor de zona sísmica  $Z$
- El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura.
- Valores de los coeficientes de amplificación de suelo  $F_a$ ,  $F_d$ ,  $F_s$ .

En la siguiente figura se muestra un esquema representativo del espectro de respuesta elástico.

**Figura 37**

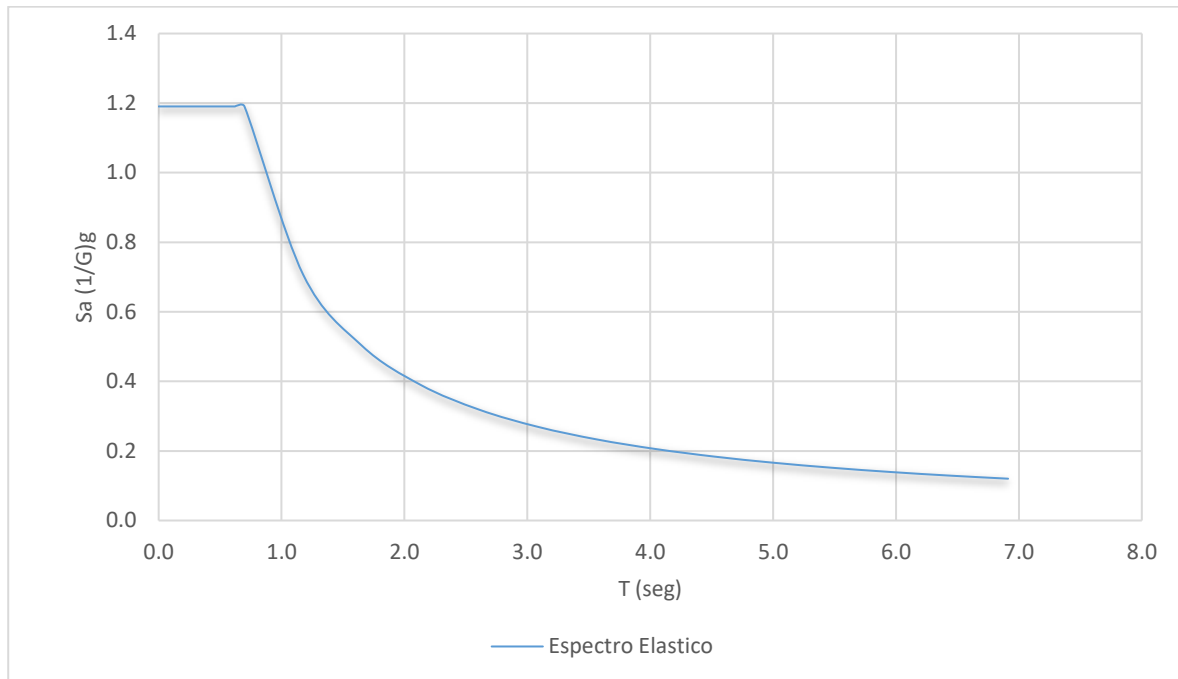
*Espectro de respuesta elástico de aceleraciones*



Fuente: NEC-SE-DS (2015)

**Figura 38**

*Espectro de diseño*



*Nota.* Esquema elaborado en Excel. Fuente: Autores.

#### **4.3.3 Periodo de vibración de la estructura ( $T_a$ )**

La NEC SE DS nos da dos métodos el primero es un aproximado que nos ayuda a calcular las fuerzas sísmicas que se aplican en la estructura para una primera aproximación de las secciones transversales que va a tener la estructura. (NEC SE DS, 2015).

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

$C_t$ = Coeficiente que depende del tipo de edificio

$H$ = Altura máxima de la edificación de  $n$  pisos meditados desde la base.

$T$ = Periodo de vibración.

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

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

$$T_c = 0.55 * 1.28 * \frac{1.19}{1.20}$$

$$T_c = 0.698$$

$S_a(T_a)$ = Aceleración espectral.

$$S_a = \eta * Z * F_a$$

$$S_a = 2.48 * 5 * 1.2$$

$$S_a = 1.19 \text{ g}$$

### Tabla 21

Tipos de suelo y factores de sitio  $F_s$

<b>Coficiente estructural</b>	<b>Ct</b>	<b><math>\alpha</math></b>
<b>Estructuras metálicas sin arriostramientos</b>	0,072	0,8
<b>Estructuras metálicas con arriostramientos</b>	0,073	0,75
<b>Sin muros estructurales ni rigidizadores</b>	<b>0,055</b>	<b>0,9</b>
<b>Con muros estructurales y rigidizadores</b>	0,055	0,75

Nota. NEC SE DS (2015)

Cálculo del periodo de vibración de la estructura

$$T = Ct * h^\alpha$$

$$T = 0.055 * 6.86^{0.9}$$

$$T = 0.311s$$

#### 4.3.4 Cálculo de corte basal estático

El corte basal estático es la fracción de peso que actúa lateralmente sobre la edificación en toda su altura.

$$V_{basal} = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi E * \phi P} * W$$

I=Coeficiente de importancia.

Sa (Ta)= Aceleración espectral.

R=Factor de reducción sísmica.

$\phi E$ = Coeficiente de irregularidad en elevación.

$\phi P$ = Coeficiente de irregularidad en planta.

W=Carga sísmica reactiva.

$$V_{basal} = \frac{1 * 1.19g}{1 * 1 * 1} * W$$

$$V_{basal} = 1.1904 * W$$



**Figura 39**

*Zonificación sísmica del Ecuador*

Period	Acceleration
0	1.1904
0,1	1.1904
0,2	1.1904
0,3	1.1904
0,4	1.1904
0,5	1.1904

*Nota.* se define parámetros para crear el espectro. Fuente: NEC SE DS (2015)

### **4.3.5 Parámetros para análisis**

La estructura en mención fue analizada mediante un modelo matemático en un programa de cálculo estructural que va a simular el comportamiento de la estructura bajo cargas estáticas y cargas dinámicas que es el objetivo de estudio. La combinación a usarse es la que establece la Guía para la evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras.

#### **4.3.5.1 Cargas**

Las cargas a tomarse en cuenta son cargas vivas, cargas muertas - sobrecargas y cargas sísmicas, las combinaciones de cargas no van a ser las mismas que se usaran para una estructura nueva.

#### **4.3.5.1.1 Carga permanente**

Conocemos por carga permanente a el peso propio de la estructura, en la modelo matemática se le asigno la geometría de los elementos estructurales y él nos da un cálculo exacto del peso.

#### **4.3.5.1.2 Sobrecarga**

Se tomo en cuenta el peso aproximado de las instalaciones eléctricas, instalaciones hidrosanitarias, mampostería y acabados.

**Tabla 22**

*Valores de sobrecarga asignados*

<b>Sobrecarga de la estructura</b>	<b>Carga [ kgf/m2]</b>
<b>Acabados</b>	50
<b>Mampostería</b>	185
<b>Instalaciones</b>	15
<b>Total</b>	<b>250</b>

Nota. Autores.

#### **4.3.5.1.3 Carga viva**

La estructura analizada su uso es residencial en todos sus niveles.

**Tabla 23**

*Valores de carga viva asignados.*

<b>Sobrecarga de la estructura</b>	<b>Carga [ kgf/m2]</b>
Residencial	200
Corredores y escaleras	480

Fuente Autores.

## 4.4 Modelado de la estructural en ETABS 2016

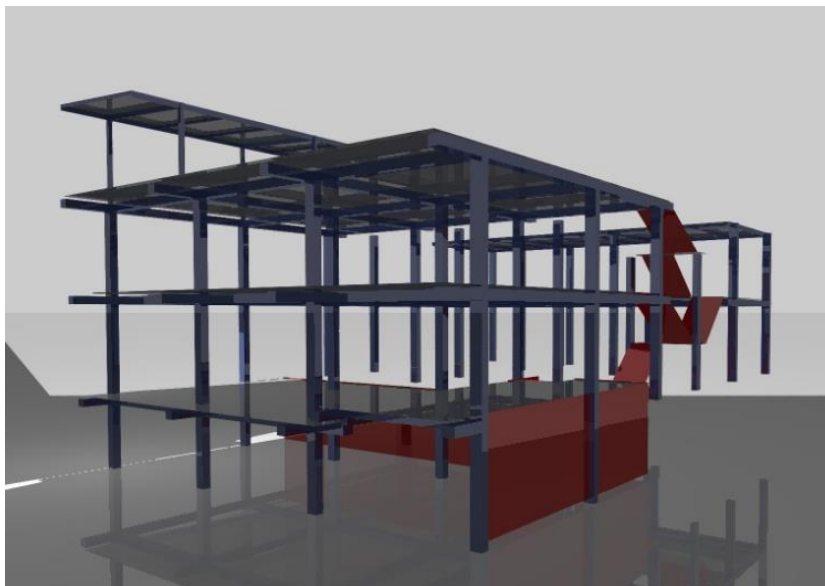
### 4.4.1 Geometría de la estructura

Para la elaboración del modelo en el software de cálculo estructural, se realizó en base de los planos arquitectónico que estaban a la disposición, tomando en cuenta los materiales usados, la geometría de los elementos estructurales y las alturas de entrepiso se empezó el proceso de modelado.

La ASCE\_SEI 41-17 permite los modelos analíticos que representen una estructura comprendida con vigas y columnas, utilizando elementos lineales con propiedades concentradas en las líneas centrales de los componentes.

#### **Figura 40**

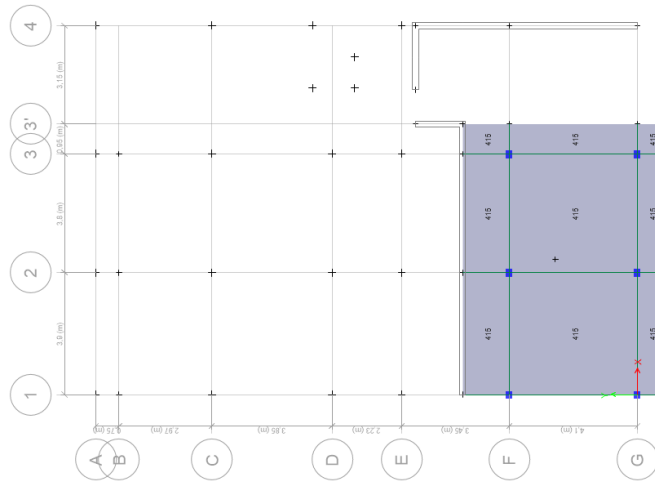
*Modelo de estructura de estudio.*



*Nota.* Modelo tridimensional obtenido de Etabs. Fuente: Autores

**Figura 41**

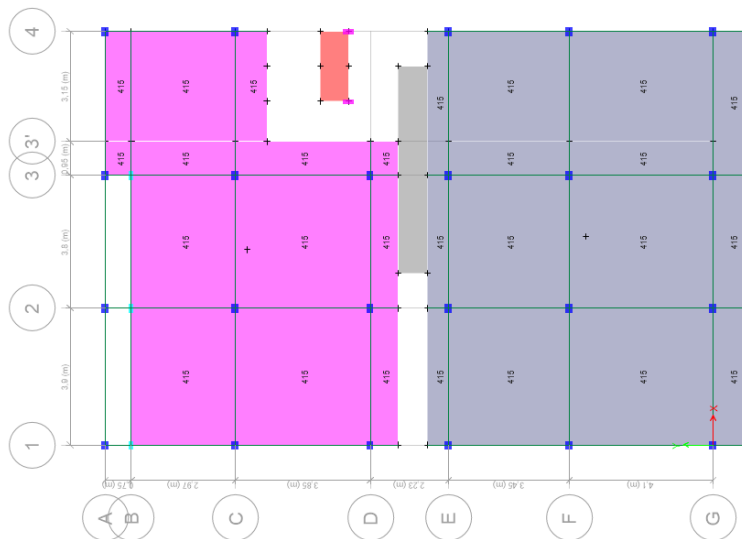
*Planta 1 edificación estudiada.*



*Nota.* visualización de 1er nivel de la estructura. Fuentes: Autores

**Figura 42**

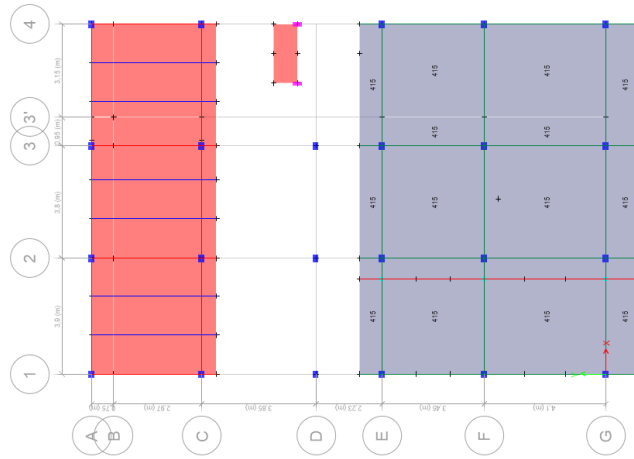
*Zonificación sísmica del Ecuador*



*Nota.* visualización del 2do nivel de la estructura. Fuente: Autores.

**Figura 43**

*Modelo de estructura*



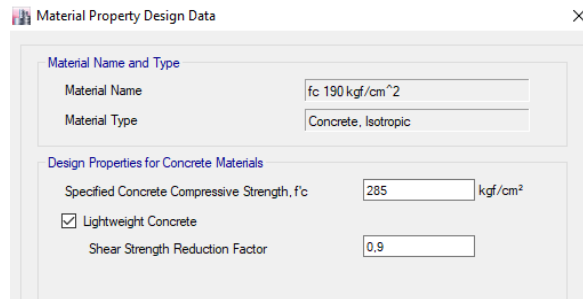
*Nota.* visualización de 3er nivel de la estructura, en este nivel tiene la particularidad que se unen dos estructuras con diferentes años de elaboración. Fuente: Autores.

#### 4.4.2 Definición del espectro de diseño en el programa ETABS 2016

**Figura 44**

*Resistencia esperada del hormigón.*

<b>f'c [kgf/cm<sup>2</sup>]</b>	<b>factor</b>	<b>f'ce [kgf/cm<sup>2</sup>]</b>
190	1,5	285
<b>fy [kgf/cm<sup>2</sup>]</b>	<b>factor</b>	<b>fye [kgf/cm<sup>2</sup>]</b>
4200	1,25	5250



*Nota.* Como menciona la norma se debe calcular la edificación con la residencia esperada.

Fuentes: Autores.

## Figura 45

*Resistencia esperada de la fluencia del acero*

Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name:

Material Type:

Design Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Strength, Fy:  kgf/cm<sup>2</sup>

Minimum Tensile Strength, Fu:  kgf/cm<sup>2</sup>

Expected Yield Strength, Fye:  kgf/cm<sup>2</sup>

Expected Tensile Strength, Fue:  kgf/cm<sup>2</sup>

OK Cancel

*Nota.* Como menciona la norma se debe calcular la edificación con la residencia esperada.

Fuentes: Autores.

## 4.5 Peso total de la estructura

**Tabla 24**

*Peso de la estructura.*

Load Case/Combo	FZ [tonf]
Dead	200,01
SOBRECARGA	158,42
<b>Peso muerto total</b>	<b>358,43</b>

*Nota.* Peso de los elementos estructurales. Fuente. Autores.

## 4.6 Corte basal

### 4.6.1 Corte basal estático

$$V_{basal} = C * W$$

$$V_{basal} = 1.1904 * 358.43$$

$$V_{basal} = 426.675 \text{ tonf}$$

**Tabla 25**

*Corte basal estático*

Patrones de carga	Tipo	Dirección	C	Peso Empleado Tonf	Corte en la Base Tonf
Sismo Ex	Sismico	X	1,19	358,43	426,67
Sismo Ey	Sismico	Y	1,19	358,43	426,64

*Nota.* Corte basal estático. Fuente. Autores.

### 4.6.1 Corte basal dinámico

Porcentaje mínimo de corte basal dinámico para estructuras irregulares

**Tabla 26**

**Corte basal dinámico mínimo.**

Corte basal estático		
W =	358,43	Tonf
C =	1,190	
<b>V estático =</b>	<b>426,675</b>	Tonf
85 % V estático =	362,67	Tonf

*Nota.* Corte basal dinámico mínimo. Fuentes. Autores.

**Tabla 27****Corte basal dinámico calculado en ETABS**

Vx Dinámico ETABS =	180,47 Tonf
Vy Dinámico ETABS =	184,82 Tonf

Nota. Corte basal dinámico sin corregir. Fuentes. Autores.

**4.6.2 Corrección del corte basal****Tabla 28***Corrección corte basal*

<b>Corrección corte basal</b>	
Proporción x =	2,010
Proporción y =	1,962
Gravedad =	9,81
Factor modificado x =	19,71
Factor modificado y =	19,24
Vx Dinámico corregido =	363,45
Vy Dinámico corregido =	363,74

Nota. Corte basal dinámico corregido. Fuentes. Autores.

Porcentaje de corte basal que se tomara en cuenta para el estudio en mención.

**Tabla 29***Porcentaje de corte basal dinámico considerado.*

<b>75 % de corte Dinámico X</b>	<b>272,59 tonf</b>
<b>75 % de corte Dinámico Y</b>	<b>272,80 tonf</b>

Nota. Corte basal dinámico 75%. Fuentes. Autores.



**Tabla 30**

*Porcentaje de corte basal usado para el análisis sacado de ETABS*

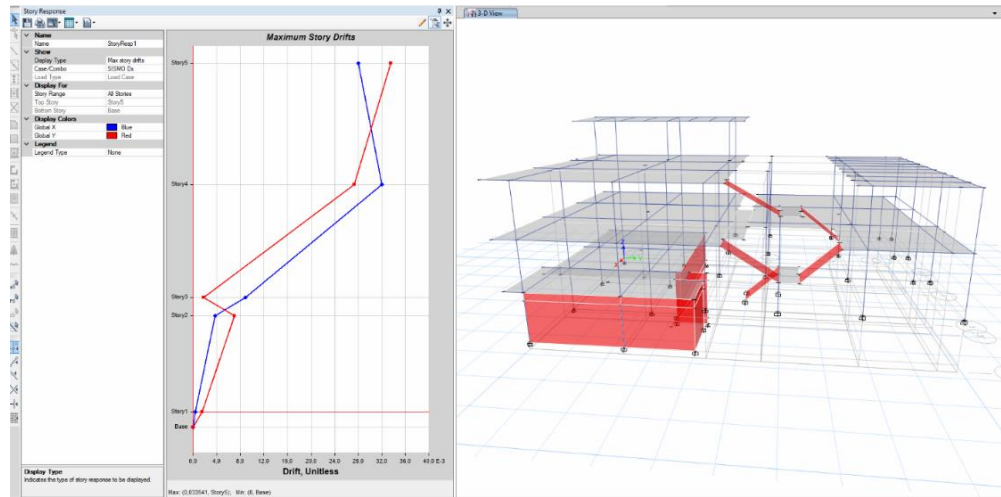
Load Case/Combo	FX	FY	FZ
	tonf	tonf	tonf
SISMO Dx Max	272,59	232,95	0
SISMO Dy Max	227,64	272,80	0

Nota. Corte basal dinámico 75% en Etabs. Fuentes. Autores.

#### 4.7 Derivas inelásticas

**Figura 46**

*Deriva inelástica*

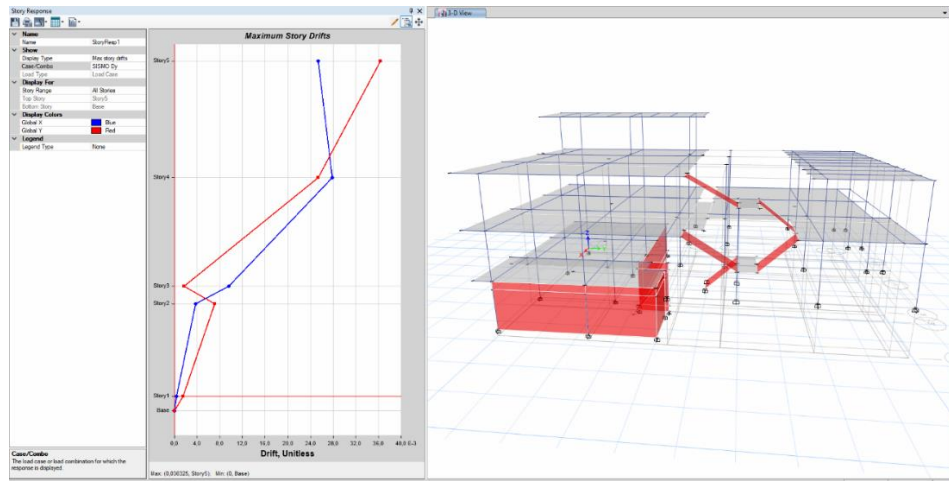


Nota. Deriva sismo dinámico en dirección x. Fuente: Autores.

$$0.033541 * 0.75 * 1 * 100 = 2.52\% > 2\%$$

**Figura 47**

*Deriva sismo dinámico en dirección y*



*Nota.* Deriva sismo dinámico en dirección y. Fuente: Autores.

$$0.036325 * 0.75 * 1 * 100 = 2.72\% > 2\%$$

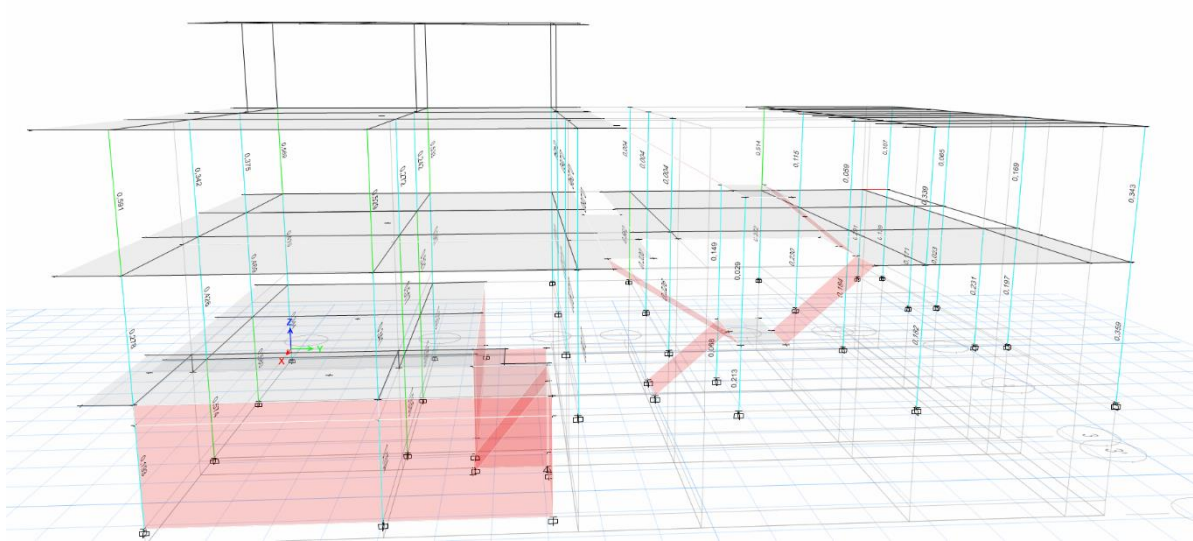
#### **4.8 Relación demanda capacidad D/C**

Podemos observar mediante la relación demanda capacidad que una estructura puede ser resistente y segura bajo cargas gravitatorias, mientras que la misma estructura sometida a cargas laterales (sísmicas) tiene un comportamiento inadecuado.

Como tenemos conocimiento y se habló en los capítulos anteriores, el país donde habitamos y en específico la ciudad de Quito tiene un nivel de peligrosidad alta, lo que nos indica que hay un periodo de retorno establecido y en cualquier momento podemos estar afrontando un sismo que afecte a la seguridad de los habitantes de la estructura.

**Figura 48**

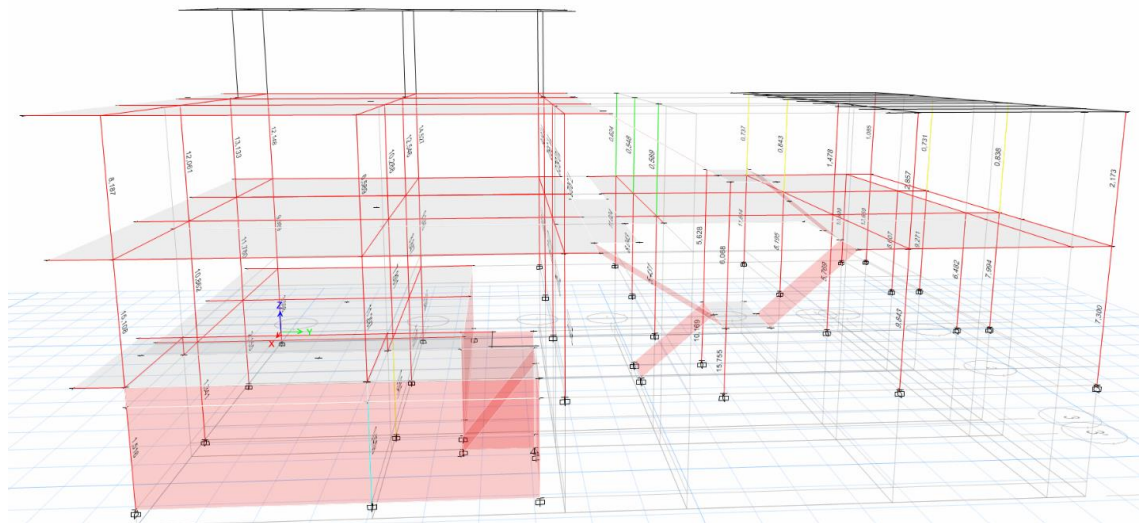
*Relación D/C bajo cargas gravitatorias.*



*Nota.* se puede observar que la estructura resiste bajo cargas gravitatorias. Fuente: Autores.

**Figura 49**

*Relación D/C bajo cargas gravitatorias y cargas sísmicas.*



*Nota.* Bajo cargas gravitatorias y sísmicas el comportamiento es inadecuado. Fuente: Autores.

## CAPÍTULO V

### MEDIDAS DE REHABILITACIÓN

La adaptación sísmica de un edificio de hormigón implica el diseño de nuevos componentes conectados a la estructura existente, la mejora sísmica de los componentes existentes, o ambos

“Las medidas de adaptación incluirán la sustitución o la adaptación del componente o la modificación de la estructura para que el componente deje de ser deficiente para el objetivo de desempeño seleccionado. Si se opta por la sustitución del componente, el nuevo componente se diseñará de acuerdo con esta norma y se detallará y construirá de conformidad con el código de construcción aplicable. Las medidas de rehabilitación se evaluarán para garantizar que la rehabilitación completada alcanza el objetivo de desempeño seleccionado” (ASCE\_SEI 41-17, 2017, p. 152).

#### **5.1 Alternativas consideradas de reforzamiento.**

Dentro de las medidas consideradas en base al estado actual de la vivienda se tienen:

##### ***5.1.1 Alternativa 1 enchapado de la mampostería.***

En primer lugar, se consideró el enchapado de la mampostería, debido a que es necesario un aporte a la rigidez de la estructura en la dirección perpendicular a la dimensión más larga de la estructura, simulando la acción reducida de un muro a corte.

Una de las razones principales para considerar el enchapado como alternativa para reforzamiento, es el apartado económico, ya que este tipo de reforzamiento se considera uno de los más económicos.

### **5.1.2 Alternativa 2 encamisado de columnas.**

En segundo lugar, se consideró el encamisado de columnas, ya que las demandas tanto por resistencia y ductilidad que obtuvimos del programa de análisis estructural nos indicó que son deficientes. Por lo tanto, el encamisado nos dará un aporte positivo, lo cual nos hará alcanzar la demanda, de las cargas obtenidas considerando los efectos de gravedad y efectos sísmicos.

## **5.2 Condicionantes**

A continuación, se presentan varios aspectos a tomar en cuenta para la selección de la técnica de rehabilitación a adoptar en la estructura de estudio.

- Se buscará un equilibrio entre lo técnico y lo económico
- No se afectará de gran manera los elementos estructurales existentes, ya que el costo de reparación de dichos elementos es elevado.
- La técnica de rehabilitación será escogida de acuerdo a las necesidades presentadas en la estructura existe.
- Se pueden realizar cambios en la planta baja ya que esta planta cuenta con estacionamientos y locales.
- En la segunda y tercera planta se procura mantener la arquitectura y afectar lo menos posible el interior de dichas plantas, ya que estas plantas están habitadas y cuenta con espacios ya distribuidos, considerando las instalaciones sanitarias, hidrosanitarias, eléctricas y la división de espacios con mampostería.

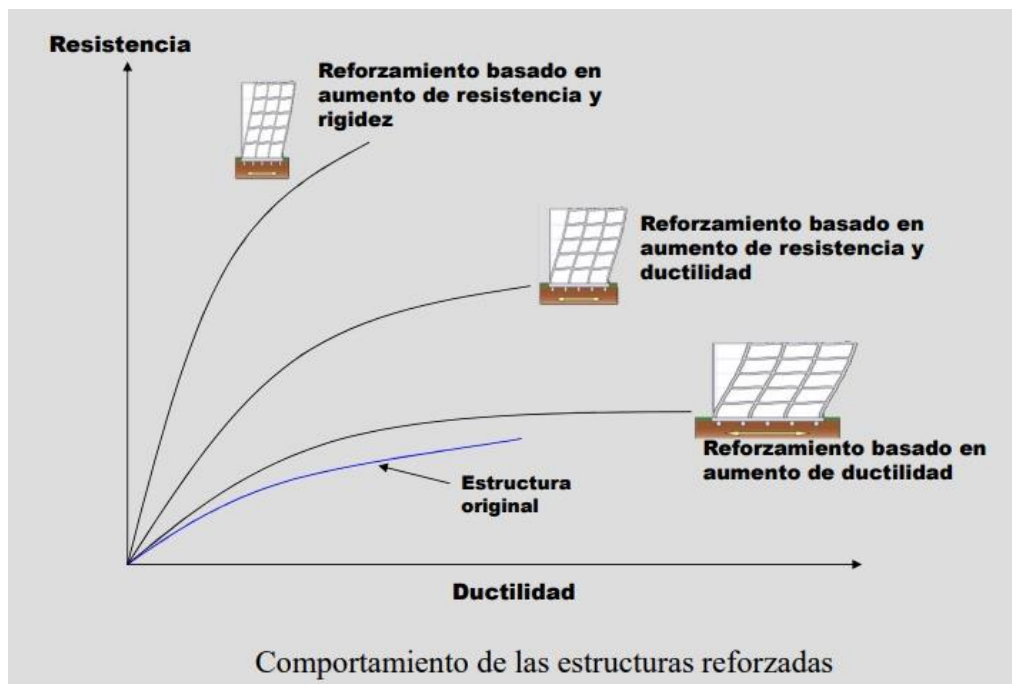
## 5.3 Selección de la medida de rehabilitación

### 5.3.1 Justificación

Para la selección de las técnicas de rehabilitación o reforzamientos estructural se tomó en cuenta el comportamiento que tendrá la estructura después de la adaptación de la misma y también se consideró las condiciones actuales de la vivienda.

#### Figura 50

*Comportamiento de las estructuras reforzadas*



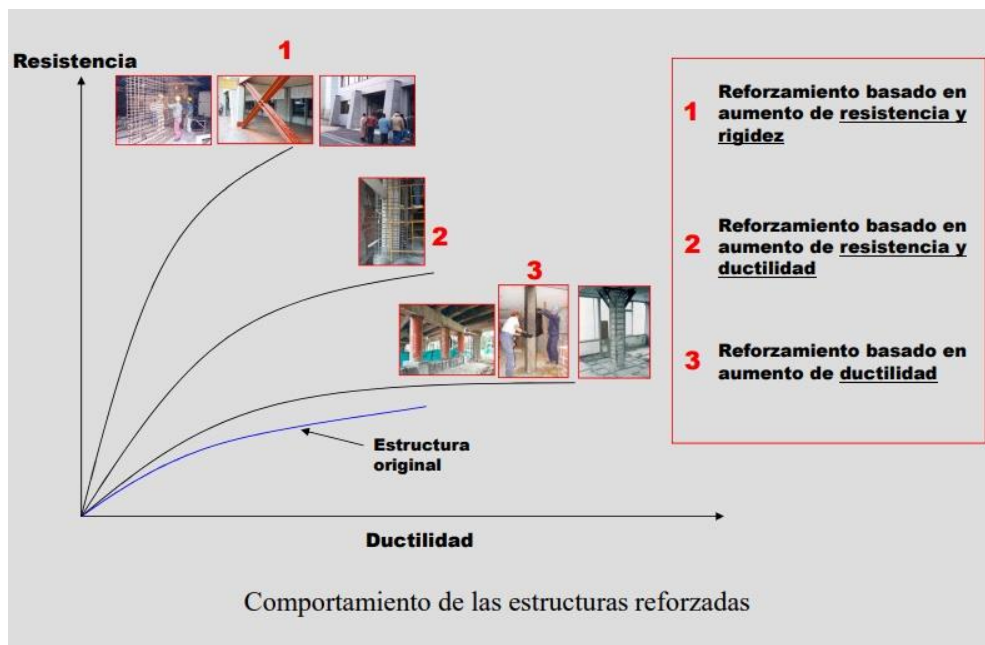
*Nota.* Comportamiento esperado de acuerdo a los parámetros. Fuente: Rendón (2016).

En la imagen anterior podemos notar que, el reforzamiento basado en el aumento de resistencia y rigidez es más favorable al comportamiento de una estructura ante un evento sísmico.

En la siguiente imagen se muestra las técnicas que podrían favorecer al aumento de la resistencia y rigidez del sistema estructural, entre ellas encontramos el enchapado de mampostería y el encamisado de columnas. (Rendón, 2016).

## Figura 51

### *Comportamiento de las estructuras reforzadas*



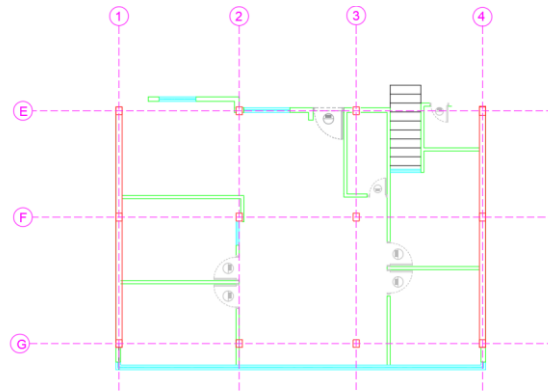
*Nota.* Comportamiento esperado de acuerdo a la técnica adoptada. Fuente: Rendón (2016).

Las condiciones arquitectónicas son favorables para aplicar la técnica de enchapado, esto debido a que las paredes exteriores de la vivienda fueron fabricas con ladrillo de un espesor de 10 cm, además como se presenta en las siguientes imágenes, en la primera planta existe una pared interna precisamente en el lugar donde se enchaparía, y también se encuentra libre el lugar donde se provee adaptar el segundo enchape.

También es importante considerar que la estructura posee cadenas a nivel de piso, las cuales servirán como apoyos para la mampostería enchapada

## Figura 52

### Implantación del enchapado en el piso 1

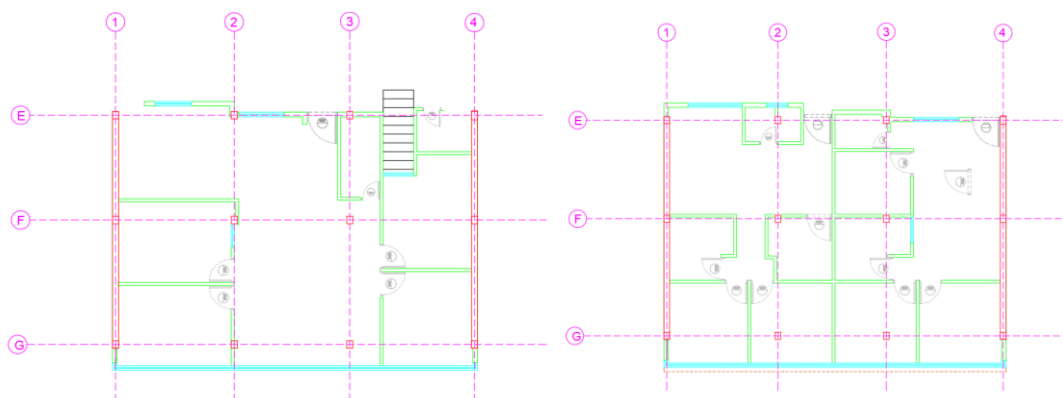


*Nota.* Los enchapados son los elementos rojos colocados verticalmente. Fuente: Autores

En el primer y segundo piso encontramos ya una distribución arquitectónica adoptada, por lo cual no se incluirán los enchapes internos, es decir los enchapes internos solo estarán en la planta baja. Sin embargo, contaremos con los enchapes externos, los cuales estarán colocadas desde el nivel de piso, hasta el punto más alto de la estructura.

## Figura 53

### Implantación del enchapado en el piso 1 y piso 2



*Nota.* Los enchapados son los elementos rojos colocados verticalmente. Fuente: Autores



Se descarto el uso del encamisado de columnas, debido a que este procedimiento es mucho más complicado, conlleva más trabajo y por lo tanto es más caro.

Principalmente se descartó porque este procedimiento aporta resistencia y ductilidad al elemento, por lo tanto, la demanda para las vigas va a ser considerablemente grandes debido al sismo, lo cual implicaría una intervención en los elementos tipo viga, lo cual resultaría aún más complicado y caro. Se espera que el enchapado adoptado aporte a la rigidez de la estructura, reduciendo así los efectos en los elementos aporticado producidos por el sismo.

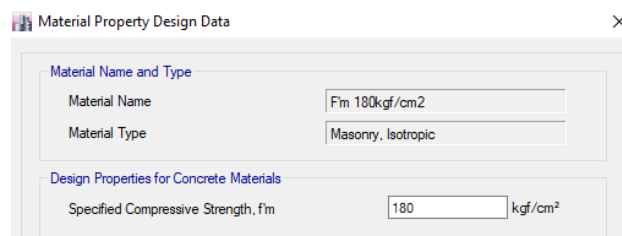
### 5.3.2 Enchapado

#### 5.3.2.1 Inclusión del enchape al modelo estructural

Para la modelación del enchapa se necesita conocer la resistencia a la compresión de la mampostería  $f_m$ , que es el porte a la compresión de la pieza (bloque, ladrillo, adobe) y el aporte a la compresión del material de pega (mortero), se sabe detalles como la dosificación que se usó para la unión de la mampostería y las paredes divisorias son de ladrillo. Dado estas especificaciones partimos con una resistencia a la compresión de la mampostería de  $180\text{kgf/cm}^2$ . (Albuja y Pantoja, 2017)

#### Figura 54

*Resistencia a la compresión de la mampostería*



Material Name and Type	
Material Name	Fm 180kgf/cm2
Material Type	Masonry, Isotropic

Design Properties for Concrete Materials	
Specified Compressive Strength, fm	180 kgf/cm²

*Nota.* Resistencia a la compresión mampostería  $f_m$ . Fuente: Autores.

### 5.3.2.2 Modulo de elasticidad de la mampostería

**Figura 55**

*Módulo de elasticidad de la mampostería*

Mampostería en concreto: $E_m = 900 f_m \leq 20000$ MPa
Mampostería en arcilla: $E_m = 750 f_m \leq 20000$ MPa
Dónde:
$E_m$ Módulo de elasticidad de la mampostería
$f_m$ Resistencia a compresión de la mampostería

*Nota.* cálculo de del módulo de elasticidad. Fuente: NEC SE MP.

$$E = 900 * \sqrt{f'c}$$

$$E = 900 * \sqrt{180kgf/cm^2}$$

$$E = 12074.767 \text{ kgf/cm}^2$$

### 5.3.2.3 Propiedades de la malla electrosoldada

El acero de refuerzo para las mallas electrosoldada para reforzamiento, se la obtuvo de un catálogo del mercado dándonos valores de  $f_y=5000$ [kgf/cm<sup>2</sup>]. (Ideal Alambrec, 2020)

**Figura 56**

*Propiedades de la malla electrosoldada.*

The screenshot shows a software window titled "Material Property Design Data" with a close button (X) in the top right corner. The window is divided into two main sections. The first section, "Material Name and Type", contains two input fields: "Material Name" with the value "fy 5000kgf/cm2" and "Material Type" with the value "Rebar, Uniaxial". The second section, "Design Properties for Rebar Materials", contains four input fields with their respective values and units: "Minimum Yield Strength, Fy" (50 kgf/mm<sup>2</sup>), "Minimum Tensile Strength, Fu" (63.28 kgf/mm<sup>2</sup>), "Expected Yield Strength, Fye" (46.4 kgf/mm<sup>2</sup>), and "Expected Tensile Strength, Fue" (69.6 kgf/mm<sup>2</sup>).

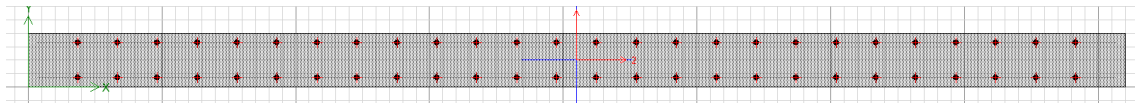
*Nota.* Fluencia de la malla usada para el reforzamiento. Fuente: Autores.

### 5.3.2.3 Modelación de la mampostería enchapada

Para la modelación se definió elementos frame para vigas - columnas y Shell para modelar el enchapado con la malla electrosoldada a las dos caras de la mampostería.

**Figura 57**

*Mampostería*



*Nota.* Modelado de la mampostería con enchapado  $e=7\text{cm}$ . Fuentes: Autores.

La malla electrosoldada va a estar ubicada a 1cm de la mampostería con un recubrimiento de 1.5 cm, se va a enchapar las dos caras y se considerará el aporte de las piezas de ladrillo y la pega del mortero, por tal motivo se colocó una resistencia general de 180 [kgf/cm<sup>2</sup>]. La malla va a estar a cada 10 cm horizontalmente y cada 10 cm verticalmente formando cuadrados.

A continuación se muestran los datos de la malla utilizada para el proceso de enchapado que se va realizar en la vivienda.

$$\text{Peso} = 0.47\text{kgf/m}$$

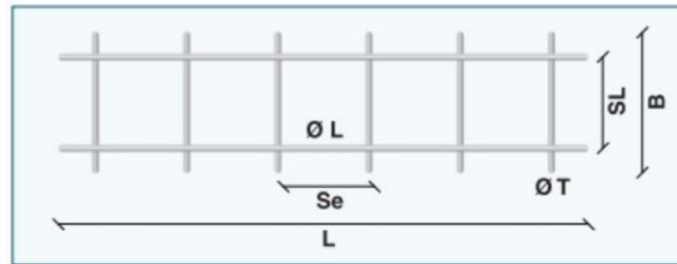
$$S_e = 10 \text{ cm}$$

$$S_L = 10 \text{ cm}$$

$$\varnothing = 6\text{mm}$$

**Figura 58**

*Diagrama de la malla*



*Nota.* Dimensiones de malla y armado. Fuente: Ideal Alambrec.

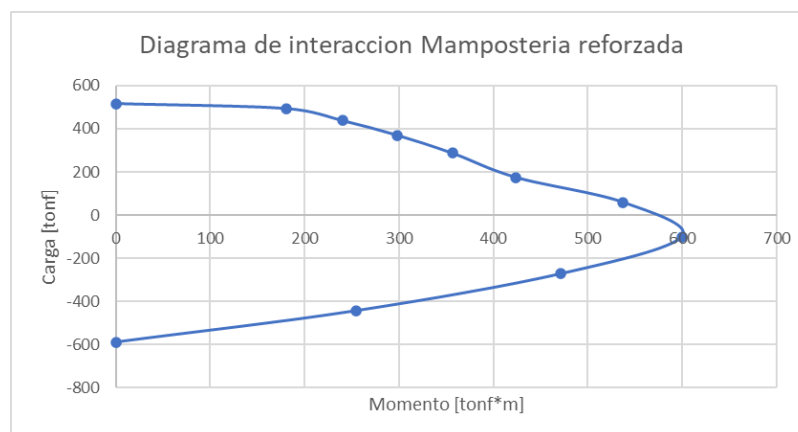
La cuantía mínima recomendada por la ACI 318 es de 0.0025 para mampostería reforzada lo que nos induce a la malla mencionada anteriormente.

#### 5.3.2.4 Propiedades

Las propiedades de los materiales antes descritas y el armado que se da dio nos da un diagrama de interacción.

**Figura 59**

*Diagrama de interacción*



*Nota.* Diagrama de interacción mampostería. Fuente: Autores.

El espesor de la mampostería más la malla electrosoldada nos da un espesor de 15cm.

- Ancho ladrillo=10cm
- rec=2.5 a cada lado.

La mampostería de ladrillo tiene más capacidad que la de bloque y se podría trabajar con todo el espesor, solo se tomó en cuenta 7.00cm. para tener un margen de seguridad adecuado por posibles incertidumbres que se presenten. (Arias, 2015)

#### **5.3.2.4.1 Resistencia a corte de la mampostería.**

$$V_m = 0.2 * A_{mv} * \sqrt{f'_m}$$

$$A_m = 70mm * 4100mm = 287000mm^2$$

$$V_m = 0.2 * 287000 * \sqrt{17.652MPa}$$

$$V_m = 0.2 * 287000 * \sqrt{17.652MPa}$$

$$V_m = 24.592 Tonf$$

#### **5.3.2.4.2 Resistencia a corte del enchapado**

$$V_n = A_{cv} * (\alpha_c * \sqrt{f'_m} + \rho_t * f_y)$$

$V_n$ = Resistencia a corte del enchapado

$A_{cv}$ = Área bruta de sección reforzamiento.

$$A_{cv} = \text{espesor} * \text{longitud}$$

$$A_{cv} = 7cm * 410cm$$

$$A_{cv} = 2870cm^2$$

$\alpha_c = \text{relacion de altura/longitud}$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{2.19m}{4.1m} = 0.534$$

$$\alpha_c = 0.8$$

$\rho_t = \text{cuantia del refuerzo transversal.}$

$$\rho_t = \frac{0.565487cm^2}{7cm*15cm} = 0.005386$$

$$V_n = 2870cm^2 * \left( 0.8 * \sqrt{180 \frac{kgf}{cm^2}} + 0.005386 * 5000 \frac{kgf}{cm^2} \right)$$

$$V_n = 108.093tonf$$

La resistencia de la mampostería reforzada será la suma de la resistencia a corte más la resistencia a corte del enchapado. (Arias, 2015)

$$V = V_n + V_m$$

$$V = 24.592 tonf + 108.093tonf$$

$$V = 132.685 tonf$$

## CAPÍTULO 6

### REHABILITACION

#### 6.1 Objetivo de desempeño

##### *6.1.1 Selección del objetivo de desempeño*

Cuando las evaluaciones se realizan de forma voluntaria, el propietario del edificio, con la orientación del ingeniero, está autorizado a seleccionar el objetivo de desempeño

El Objetivo de Desempeño consiste en uno o más emparejamientos de un Nivel de Peligrosidad Sísmica seleccionado, con un Nivel de Actuación Estructural. Sin embargo, para muchas evaluaciones sísmicas y adaptaciones se selecciona el Objetivo de Desempeño Básico. (Fema 2006, 2018). Por lo tanto, seleccionaremos como objetivo de desempeño al BPOE.

##### *6.1.2 Cumplimiento del Objetivo de Desempeño Básico para Edificios Existentes (BPOE)*

BPOE considerado para niveles de actuación estructural

Si la vivienda se encuentra dentro de los edificios de referencia indicados en la Tabla 4-6 de ASCE 41-17 y con las disposiciones de revisión y evaluación de ASCE sección 4.3.1 a la sección 4.3.4, se considera que el edificio cumple con BPOE, y no se requiere ninguna otra evaluación o lista de comprobación para el edificio. Sin embargo, las listas de comprobación no estructurales siguen siendo necesarias. El evaluador debe verificar que la proporción del sistema lateral y el detalle de los elementos cumplan los requisitos

### 6.1.2.2 Disposiciones de referencia

A continuación, en cumplimiento de la sección 4.3.1 podemos notar que la tipología de nuestra estructura consta en la Tabla 4-6 como “Estructura de hormigón armado resistente a los momentos (tipo C1)”, por lo cual esta disposición estaría cumplida.

#### Figura 60

*Códigos y normas de construcción de referencia*

Building Type <sup>a,b</sup>	Seismic Evaluation or Retrofit Provisions	
	FEMA 310 <sup>c</sup> (1998e)/ ASCE 31 <sup>c</sup>	FEMA 356 <sup>d</sup> (2000)/ ASCE 41 <sup>d</sup>
Wood frame, wood shear panels (Types W1 and W2)	1998	2000
Wood frame, wood shear panels (Type W1a)	1998	2000
Steel moment-resisting frame (Types S1 and S1a)	1998	2000
Steel concentrically braced frame (Types S2 and S2a)	1998	2000
Steel eccentrically braced frame (Types S2 and S2a)	<sup>e</sup>	2000
Buckling-restrained braced frame (Types S2 and S2a)	<sup>e</sup>	2000
Metal building frame (Type S3)	1998	2000
Steel frame with concrete shear walls (Type S4)	1998	2000
Steel frame with URM infill (Types S5 and S5a)	1998	2000
Steel plate shear wall (Type S6)	<sup>e</sup>	2000
Cold-formed steel light-frame construction—shear wall system (Type CFS1)	<sup>e</sup>	<sup>e</sup>
Cold-formed steel light-frame construction—strap-braced wall system (Type CFS2)	<sup>e</sup>	<sup>e</sup>
<b>Reinforced concrete moment-resisting frame (Type C1)<sup>f</sup></b>	<b>1998</b>	<b>2000</b>
Reinforced concrete shear walls (Types C2 and C2a)	1998	2000
Concrete frame with URM infill (Types C3 and C3a)	1998	2000
Tilt-up concrete (Types PC1 and PC1a)	1998	2000
Precast concrete frame (Types PC2 and PC2a)	1998	2000
Reinforced masonry (Type RM1)	1998	2000
Reinforced masonry (Type RM2)	1998	2000
Unreinforced masonry (Type URM)	<sup>e</sup>	2000
Unreinforced masonry (Type URMa)	1998	2000
Seismic isolation or passive dissipation	<sup>e</sup>	2000

*Nota.* Se resalta la tipología de la estructura estudiada tabla 4-6 de la ASCE\_SEI 41-17 . Fuente:

ASCE\_SEI 41-17 (2017)

Como podemos ver en la figura anterior nuestra estructura consta en el listado requerido por la ASCE\_SEI 41-17, por lo tanto, procedemos con la verificación de las disposiciones de referencia.



### 6.1.2.3 Verificación de campo

Se realizó una verificación de campo, para comprobar que no se haya afectado significativamente la estructura que se obtuvo de los planos arquitectónicos disponibles y verificar el deterioro de los elementos estructurales.

#### Figura 61

*Verificación de campo en la residencia Guamán*

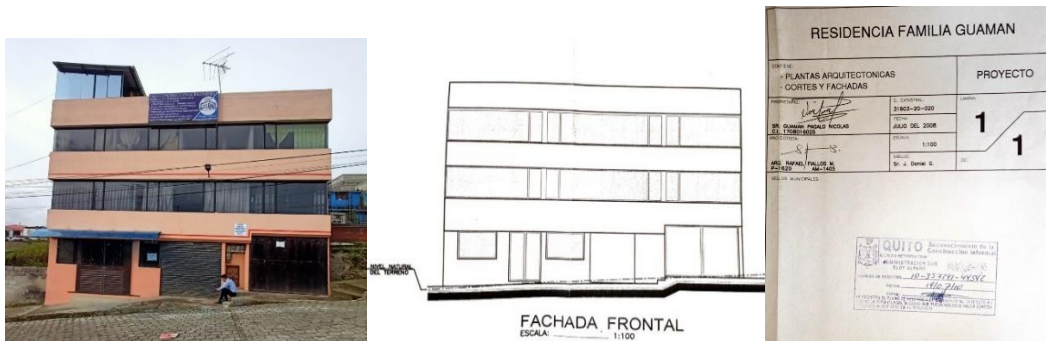


*Nota.* Evaluación real de la estructura. Fuente: Autores.

Al realizar la verificación del campo que ordena la sección 4.3.2 y 4.3.3 de la ASCE no se debe exigir la confirmación de todos los detalles importantes. Más bien, el objetivo es descartar con seguridad aquellos errores y actividades que puedan hacer que la estructura tenga un comportamiento significativamente peor del que sugieren los documentos existentes confirmados. La razón de este requisito es que, a veces, el edificio existente pudo haber sido construido según planos diferentes a los disponibles en el diseño, o ha sido modificado desde su construcción original. (ASCE\_SEI 41-13,2013).

## Figura 62

Verificación de los planos disponibles con la fachada real de la vivienda



*Nota.* Se observó que no se realizaron cambios significativos y que los planos corresponden a la Residencia Guamán. Fuente: Autores.

Al observar la figura 62 podemos notar que la información de los planos arquitectónicos corresponde a la realidad de la residencia Guamán y los autores de este documento damos fe en base a los planos arquitectónicos que no se han realizado variaciones significativas y las existente si se tomaron en cuenta en el modelo matemático de la estructura. Por lo tanto, estaríamos cumpliendo con el apartado 4.3.2 de la ASCE.

### 6.1.2.4 Fallas superficiales del terreno

La sección 4.3.4 de la ASCE nos pide verificar fallas superficiales en el terreno o grandes movimientos de las cimentaciones. Para cumplir este apartado y verificar que no se han ocasionado grandes movimientos de las cimentaciones o a su vez asentamientos. Se hizo uso de un nivel láser de líneas cruzadas Jonhson autonivelante Figura 64, el cual emite un haz de luz láser, el cual nos sirvió para verificar los niveles de las losas, comprobando de esta manera que no se han realizado grandes desplazamientos, cumpliendo así con la sección 4.3.4 de la ASCE.

### Figura 63

*Nivel láser de líneas cruzadas Jonhson autonivelante*



*Nota.* Se muestra el nivel autonivelante prendido y apagado. Fuente: Autores

### Figura 64

*Verificación del nivel de la losa de la primera planta.*



*Nota.* Se verifico el nivel de la losa con el uso del nivel láser. Fuente: Autores

## Figura 65

*Verificación del nivel de la losa de la última planta.*



*Nota.* Se verifico el nivel de la losa con el uso del nivel láser. Fuente: Autores

En la figura 64 y en la figura 65 se puede observar que las losas no han presentado desplazamientos considerables, tanto en la primera planta como en la última planta. Podemos notar que la mampostería y la losa forman un ángulo de  $90^\circ$ , por lo cual podemos inferir que la estructura no ha sufrido asentamientos ni desplazamientos laterales. Por lo dicho anteriormente y en base a las imágenes, estamos cumpliendo con la sección 4.3.4 de la ASCE.

Ya que la edificación cumplirá con las secciones 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3, 4.3.4 y su tipología se encuentra dentro del listado de edificaciones referenciales de la tabla 4-6 de la ACSE 41. Consideramos en base a la ASCE que la edificación después de una adecuad rehabilitación cumplirá con el Objetivo de Desempeño Básico para Edificios Existentes (BPOE).

Por lo tanto y en base al FEMA P-2006, fue necesario realizar una investigación in situ y una evaluación del estado del edificio. En el nivel 1 no es necesario realizar pruebas de materiales, y está permitido utilizar los valores por defecto de los materiales indicados en ASCE 41-17. En el

caso de usar este nivel no es necesario aplicar un factor de conocimiento cuando se utiliza el procedimiento de nivel 1, ya que está incorporado en el procedimiento. (FEMA P-2006,2018).

## **6.2 Nivel de sismicidad**

La ASCE 41-17 nos presenta distintos niveles de sismicidad de un edificio, los cuales son definidos como, muy bajo, bajo, moderado o alto. Sin embargo, estos niveles están en base a características propias de Estados Unidos, por lo tanto, nos apegaremos a la realidad de nuestro país y en base a la caracterización sísmica local en la cual encontraremos tres niveles, intermedio, alto y muy alto. Dichos valores están relacionados con las diferentes zonas sísmicas presentadas en la NEC 15 y por un factor de aceleración en roca  $Z$ .

### **6.2.3 Factor de zona $Z$**

El factor  $Z$  representa la aceleración máxima en roca, que se espera en para un sismo de diseño, para diseños más conservadores o de mediana escala podríamos optar por un valor de  $Z$  según el sitio de emplazamiento de la estructura. La NEC en el capítulo de diseño sismorresistente nos da seis opciones con el valor de cada zona sísmica podemos observar la caracterización del peligro sísmico que representa la construcción en la zona elegida. Podemos observar en el mapa de zonificación sísmica los valores referentes de  $Z$ . (NEC SE DG, 2015)

EL mapa es el producto del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años con un periodo de retorno de 475 años, y en base a este se determinó que Quito se encuentra en la zona V, por lo cual se le asignara un valor de factor  $Z = 0.4$

En base a la tabla 6 de este documento adoptando una zona sísmica V y valor de  $Z=0.4$ . Obtenemos el nivel de sismicidad requerido por la ASCE\_SEI 41-17. El nivel de sismicidad para la residencia Guamán será Alta.

### **6.3 Propiedades del material y evaluación de su estado**

Debe tenerse cuidado al asumir características optimistas para cualquier estructura, especialmente en el caso de los materiales de hormigón, la fecha de construcción original del edificio influye significativamente en el comportamiento sísmico. Sin condiciones o materiales perjudiciales, el hormigón gana resistencia a la compresión desde el momento en que se vierte y se coloca originalmente. La resistencia suele superar los valores de diseño especificados (28 días o similares). En los primeros usos del hormigón no se especificaba la resistencia de diseño, por lo que era común el hormigón de baja resistencia. Los primeros usos del hormigón en los edificios utilizaban a menudo acero de refuerzo con una resistencia y ductilidad relativamente bajas, una continuidad limitada y un desarrollo reducido de la unión. La continuidad entre los componentes y elementos existentes especificados, como vigas, columnas, diafragmas y muros de corte, puede ser particularmente difícil de evaluar debido a la cubierta de hormigón y otras barreras para la inspección. (ASCE\_SEI 41-17,2017).

#### ***6.3.1 Resistencia a la compresión del hormigón***

Si bien la ASCE\_SEI 41-17 nos permite usar los valores por defecto del material para la evaluación de nivel 1, usaremos datos apegados a la realidad, los cuales fueron proporcionados por el dueño de la vivienda y constan en el apartado titulado “Testimonio del propietario”. Con dicha información se procedió a buscar la resistencia resultante de la dosificación proporcionada por el dueño.

Diseño de Mezcla por el método ACI 318  
Elaborado por Jonathan Guamán y Fredy Arias

Determinación de la Resistencia Promedio

- $f'c := 190 \frac{kgf}{cm^2}$  Ingrese la resistencia a compresión a diseñar
- $Ag_{Grueso} := 1 \text{ in}$  Tamaño máximo nominal del agregado grueso ( 3/8", 1/2", 3/4", 1", 1 1/2", 2", 3", 4")
- $Asentamiento := 3 \text{ in}$  Puede ser 1", 2", 3", 4"
- $Mod_{Finura} := 2.6$  Modulo de finura Puede ser ( 2.4, 2.6, 2.8, 3)

DATOS OBTENIDOS DE LABORATORIO O FABRICANTE

$\gamma_{A_{grueso\_c}} := 1600 \frac{kgf}{m^3}$      $\gamma_{A_{grueso}} := 2610 \frac{kgf}{m^3}$      $\gamma_{A_{fino}} := 2700 \frac{kgf}{m^3}$      $\gamma_{cemento} := 3150 \frac{kgf}{m^3}$

Resistencia a compresión requerida

$f'cr = 260 \frac{kgf}{cm^2}$

Contenido de Aire

Aire = 1.5%

Cantidad de agua

$Vol_{un\_agua} = 179 \frac{l}{m^3}$

Relación agua cemento

**Interpolación**

Ver en la tabla los valores en los que se encuentra el

- $f'c$  agua/cemento ( $\rho$ )
- $f'c1 = 250$  ----->  $\rho1 = 0.62$
- $f'c2 = f'cr \cdot 1 \frac{cm^2}{kgf}$  -----> agua/cemento
- $f'c3 = 300$  ----->  $\rho3 = 0.55$

$f'cr = 260 \frac{kgf}{cm^2}$  e interpolar para obtener a/c

$Agua_{cemento} := \rho1 + \frac{\rho3 - \rho1}{f'c3 - f'c1} \cdot (f'c2 - f'c1) = 0.606$

$Agua_{cemento} = 0.606$

**TABLA 05**  
**RELACION AGUA/CEMENTO POR RESISTENCIA**

f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	Relacion agua/cemento en peso	
	Concretos sin aire incorporado	Concretos con aire incorporado
150	0.80	0.71
200	0.70	0.61
250	0.62	0.53
300	0.55	0.46
350	0.48	0.40
400	0.43	
450	0.38	

tabla confeccionada por el comité 211 del ACI.

## Contenido de Cemento

$$\text{Peso\_Cemento} := \frac{\text{Vol\_un\_agua} \cdot 1000 \text{ kgf}}{\text{Agua\_cemento}} = 295.38 \text{ kgf}$$

$$\text{Cemento} := \text{Peso\_Cemento}$$

$$\text{Peso\_Cemento} = 295.38 \text{ kgf}$$

## Peso del agregado grueso

Ver en la tabla los valores en los que se encuentra el Agregado Grueso y el Modulo de finura

$$\text{Ag\_Grueso} = 1 \text{ in} \quad \text{Mod\_Finura} = 2.6$$

$$V\_A\_grueso := 0.69 \text{ m}^3 \quad \text{Ingresar Valor viendo tabla}$$

$$\gamma A\_grueso\_c = 1600 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Peso\_AG} := \gamma A\_grueso\_c \cdot V\_A\_grueso$$

$$\text{Peso\_AG} = 1104 \text{ kgf}$$

PESO DEL AGREGADO GRUESO POR UNIDAD DE VOLUMEN DEL CONCRETO

Tamaño máximo nominal del agregado grueso.	Volumen de agregado grueso, seco y compactado, por unidad de volumen del concreto, para diversos módulos de finura del fino. ( b / b. )			
	2.40	2.60	2.80	3.00
3 / 8 "	0.50	0.48	0.46	0.44
1 / 2 "	0.59	0.57	0.55	0.53
3 / 4 "	0.66	0.64	0.62	0.60
1 "	0.71	0.69	0.67	0.65
1 1 / 2 "	0.76	0.74	0.72	0.70
2 "	0.78	0.76	0.74	0.72
3 "	0.81	0.79	0.77	0.75
6 "	0.87	0.85	0.83	0.81

Tabla confeccionada por el comité 211 del ACI.

## Volúmenes Absolutos

### Diseño en estado Seco

Peso

$$\text{Peso\_Cemento} = 295.38 \text{ kgf}$$

$$\text{Peso\_AF} = 780.949 \text{ kgf}$$

$$\text{Peso\_AG} = 1104 \text{ kgf}$$

$$\text{Peso\_Agua} = 0.179 \text{ kgf}$$

Volumen

$$V\_cemento = 0.094 \text{ m}^3$$

$$V\_AF = 0.289 \text{ m}^3$$

$$V\_AG = 0.423 \text{ m}^3$$

$$V\_Agua = 179 \text{ L}$$

### Corrección por humedad

$$W\_AF = 2.5\%$$

$$W\_AG = 1.7\%$$

$$\text{Abs\_AF} = 5.7\%$$

$$\text{Abs\_AG} = 2.8\%$$

$$\text{Agregado\_Fino} := \text{Peso\_AF} \cdot (W\_AF + 1) = 800.472 \text{ kgf}$$

$$\text{Agregado\_Grueso} := \text{Peso\_AG} \cdot (W\_AG + 1) = 1122.768 \text{ kgf}$$



### Aporte de Agua a la Mezcla

$$Agua_{AF} := (W_{AF} - Abs_{AF}) \cdot Agregado_{Fino} \cdot \frac{L}{kgf} = -25.615 L$$

$$Agua_{AG} := (W_{AG} - Abs_{AG}) \cdot Agregado_{Grueso} \cdot \frac{L}{kgf} = -12.35 L$$

### Agua Efectiva

$$Agua := V_{Agua} - (Agua_{AF} + Agua_{AG}) = 216.966 L$$

$$Agua_P := \frac{Agua}{1000 L} \cdot kgf = 0.217 kgf$$

### Resumen del Diseño

#### Peso

$$Agregado_{Fino} = 800.472 kgf$$

$$Agregado_{Grueso} = 1122.768 kgf$$

$$Cemento = 295.38 kgf$$

$$Agua_P = 0.217 kgf$$

#### Volumen

$$V_{cemento} = 0.094 m^3$$

$$V_{AG} = 0.423 m^3$$

$$V_{AF} = 0.289 m^3$$

$$Agua = 0.217 m^3$$

Proporciones para parihuela de  $0.35 \times 0.35 \times 0.32 = 0.04 m^3$

Volumen carretilla 70 litros =  $0.07 m^3$

Se usaron una carretilla y medio de Arena y dos carretillas de Ripio para un cemento

#### Proporciones

$$CEMENTO = 1$$

$$AGREGADO_{FINO} = 2.7$$

$$AGREGADO_{GRUESO} = 3.8$$

$$AGUA = 36.7 L$$

#### Volumen requerido

$$V_{CEMENTO} = 0.04 m^3$$

$$V_{AGREGADO_{FINO}} = 0.108 m^3$$

$$V_{AGREGADO_{GRUESO}} = 0.152 m^3$$

$$AGUA = 36.7 L$$

#### Volumen colocado

$$C_{CEMENTO} = 0.04 m^3$$

$$C_{AGREGADO_{FINO}} = 0.105 m^3$$

$$C_{AGREGADO_{GRUESO}} = 0.14 m^3$$

$$C_{AGUA} = 40 L$$

Como podemos notar los valores aproximados que se usaron en la dosificación son ligeramente inferiores a los valores calculados para una dosificación de un hormigón de  $190 \text{ kgf/cm}^2$ . Por lo tanto, estaríamos del lado de la seguridad.

### ***6.3.2 Procedimiento de evaluación Nivel 1***

El procedimiento de nivel 1 se base en los documentos de construcción y otros registros disponibles, resultados de una investigación in situ. Se llevará a cabo una investigación in situ para verificar las condiciones existentes, para identificar alteraciones o desviaciones significativas de los documentos disponibles, para complementar los documentos incompletos, para confirmar la calidad general de la construcción y el mantenimiento, y para completar las listas de comprobación del nivel 1. (ASCE\_SEI 41-17,2017)

En el capítulo correspondiente a la evaluación de la estructura, en el apartado 4.2.4 de la ASCE\_SEI 41-17 encontramos la lista de comprobación de la configuración básica para la prevención -del colapso, la cual se usó para evaluar la estructura existente. A continuación, realizaremos nuevamente una evaluación de nivel 1, pero esta vez usaremos una lista específica para nuestra construcción llamada “Lista de verificación estructural para la prevención de colapsos para el tipo de edificio C1”, esta lista será llanada para verificar y encontrar patologías estructurales que serán tomadas en cuenta al momento de realizar una evaluación de Nivel 2.

Cada una de las declaraciones de evaluación de las listas de comprobación se marcará como "Conforme" (C), "No conforme" (NC), "No aplicable" (N/A) o "Desconocido" (U). Las afirmaciones conformes identifican aspectos que son aceptables según los criterios de esta norma, mientras que las afirmaciones no conformes o desconocidas identifican aspectos que requieren una investigación más profunda para demostrar el cumplimiento del objetivo de desempeño aplicable

## Lista de verificación estructural para la prevención de colapsos para el tipo de edificio C1

Status	Declaración de evaluación
<b><i>Baja sismicidad</i></b>	
<b><i>Sistema de resistencia a la fuerza sísmica</i></b>	
<u>C</u> NC N/A U	REDUNDANCIA: El número de líneas de marcos de momento en cada dirección principal es mayor o igual a 2.
<u>C</u> NC N/A U	VERIFICACIÓN DEL ESFUERZO AXIAL DE LA COLUMNA: El esfuerzo axial causado por las cargas de gravedad sin factorizar en las columnas sometidas a fuerzas de vuelco debido a demandas sísmicas es inferior a $0,20f_c$ . $0,2f_c = 38 \text{ kg/cm}^2$ Axial = $21,39 \text{ kg/cm}^2$
<b><i>Conexiones</i></b>	
<u>C</u> NC N/A U	COLUMNAS DE HORMIGÓN: Todas las columnas de hormigón están clavadas en los cimientos con un mínimo de cuatro barras.
<b><i>Sismicidad moderada (complete los siguientes puntos además de los puntos para sismicidad baja)</i></b>	
<b><i>Sistema de resistencia a la fuerza sísmica</i></b>	
<u>C</u> NC N/A U	REDUNDANCIA: El número de tramos de marcos de momento en cada línea es mayor que o igual a 2.
<u>C</u> NC N/A U	MUROS INTERFERENTES: Todos los muros de relleno de hormigón y mampostería colocados en marcos de momento de momento están aislados de los elementos estructurales. <i>En el modelo matemático si se consideró el aporte al sistema sismorresistente, por ende, ese apartado es Conforme</i>
<u>C</u> <u>NC</u> N/A U	COMPROBACIÓN DEL ESFUERZO DE CORTE DE LAS COLUMNAS: El esfuerzo de corte en las columnas de hormigón calculado mediante el procedimiento de comprobación rápida de la sección 4.4.3.2, es inferior al mayor de 100 lb/pulg.2 ( $0,69 \text{ MPa}$ ) ó $2 \sqrt{f'_c}$
<u>C</u> NC N/A U	MARCOS DE LOSA PLANA: El sistema sismorresistente no es un marco formado por pilares y una losa plana o placa sin vigas.
<b><i>Alta sismicidad (complete los siguientes puntos además de los puntos para sismicidad baja y moderada) Sistema de resistencia a la fuerza sísmica</i></b>	

Status	Declaración de evaluación
C NC <u>N/A</u> U	ELEMENTOS PRETENSADOS DE LA ESTRUCTURA: Los pórticos sismorresistentes no incluyen ningún elemento pretensado o postensado en el que el pretensado medio supere el valor menor de 700 lb/p.2 (4,83 MPa) o $f_c/6$ en los posibles puntos de articulación. El pretensado medio se calcula de acuerdo con el procedimiento de comprobación rápida del apartado 4.4.3.8.
<u>C</u> NC N/A U	COLUMNAS CAPITALES: No hay columnas en un nivel con relaciones altura/profundidad menos del 50% de la relación altura/profundidad nominal de los pilares típicos de ese nivel.
<u>C</u> NC N/A U	NO HAY FALLOS DE CORTE: La capacidad de corte de los miembros del marco es capaz de desarrollar la capacidad de momento en los extremos de los miembros.
<u>C</u> NC N/A U	COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL: La suma de la capacidad de momento de los pilares es un 20% mayor que la de las vigas en las uniones de la estructura. <i>B/C viga columna cumple en etabs</i>
<u>C</u> NC N/A U	BARRAS DE VIGA: Al menos dos barras longitudinales superiores y dos longitudinales inferiores se extienden de forma continua a lo largo de cada viga del bastidor. Al menos el 25% de las barras longitudinales provistas en las uniones para el momento positivo o negativo son continuas en toda la longitud de los miembros.
C <u>NC</u> N/A U	EMPALMES DE COLUMNA-BARRA: Todas las longitudes de los empalmes de las barras de los pilares son superiores a 35db y están encerradas por tirantes espaciados a menos de 8db. Como alternativa, las barras de los pilares se empalman con acopladores mecánicos con una capacidad de al menos 1,25 veces el límite elástico nominal de la barra empalmada.
C NC N/A <u>U</u>	EMPALMES DE VIGA-BARRA: Los empalmes de solapa o los acopladores mecánicos para el refuerzo longitudinal de las vigas no están situados a menos de $l_b/4$ de las juntas y no están situados en las proximidades de posibles lugares de bisagra plástica.
C <u>NC</u> N/A U	DISTANCIA ENTRE COLUMNAS: Los pilares de la estructura tienen una separación igual o inferior a $d/4$ en toda su longitud, igual o inferior a 8db en todas las posibles ubicaciones de las bisagras de plástico.
C <u>NC</u> N/A U	DISTANCIA ENTRE ESTRIBOS: Todas las vigas tienen estribos con una separación igual o inferior a $d/2$ en toda su longitud. En los lugares de posibles bisagras plásticas, los estribos están espaciados a o menos del mínimo de 8db o $d/4$ .
C <u>NC</u> N/A U	REFUERZO TRANSVERSAL DE LAS JUNTAS: Las uniones viga-columna tienen tirantes espaciados a 8db o menos.
C <u>NC</u> N/A U	COMPATIBILIDAD A LA DEFLECCIÓN: Los componentes secundarios tienen la capacidad de corte para desarrollar la resistencia a la flexión de los componentes.

<i>Status</i>	<i>Declaración de evaluación</i>
<b><i>Diafragmas</i></b>	
<b>C NC N/A U</b>	CONTINUIDAD DE LOS DIÁFRAGOS: Los diafragmas no están compuestos por pisos divididos y no tienen juntas de dilatación. <i>En el modelo se considera el pequeño desnivel en la losa 1</i>
<b>C NC <u>N/A</u> U</b>	LEVANTAMIENTO EN LOS ENCEPADOS: Los encepados tienen un refuerzo superior, y los pilotes están anclados a los encepados

Una vez completada la lista de comprobación aplicable al edificio, todos los elementos "no conformes" y "desconocidos" requieren una investigación adicional para demostrar el cumplimiento del objetivo de desempeño aplicable. Para superar el examen de nivel 1, todos los elementos "desconocidos" deben investigarse hasta que se conozca la información y el elemento pueda evaluarse por completo. Los elementos "no conformes" deben evaluarse con el procedimiento de nivel 2 para cumplir el objetivo de desempeño del BPOE. A discreción del ingeniero evaluador, los elementos "desconocidos" pueden investigarse como parte del procedimiento de nivel 2 durante una investigación más exhaustiva; sin embargo, no se considerará que el edificio ha superado un examen de nivel 1 con elementos "desconocidos". (FEMA P-2006, 2018).

#### **6.4 Procedimiento de evaluación nivel 2**

La finalidad del procedimiento de nivel 2 basado en las deficiencias es limitar el alcance de la evaluación o la adaptación a sólo los elementos "no conformes" y "desconocidos" identificados en el procedimiento de nivel 1. Se trata de un enfoque mucho más sencillo y centrado que el procedimiento de nivel 3, en el que se evalúan todos los componentes del edificio. Al igual que en el procedimiento de nivel 1, el procedimiento de nivel 2 utiliza una evaluación de un solo

nivel de riesgo sísmico a diferencia del procedimiento de nivel 3 que requiere una evaluación de dos niveles cuando se evalúa hasta el BPOE.

Los requisitos del análisis general se ajustarán a lo dispuesto en la ASCE\_SEI 41-17 con la salvedad de que el alcance de la evaluación no tiene por qué ir más allá de la evaluación de las posibles deficiencias identificadas en el examen de nivel 1.

#### **6.4.1 CRITERIOS DE ACEPTACIÓN**

##### **6.4.1.1 Combinaciones de carga usadas**

Para efectos de rehabilitación, las acciones gravitacionales y sísmicas se combinan considerando el método de los esfuerzos admisibles. De entre las dos combinaciones que se presentan a continuación, aquella que cause el efecto más desfavorable en la estructura deberá ser utilizada:

$$\textit{Combinacion 1} = 1.1 (D + 0.25L) + E$$

$$\textit{Combinacion 2} = 0.9 (D + 0.25L) + E$$

Donde:

D = Carga muerta total de la estructura

E = Efectos de las fuerzas sísmicas

L = Sobrecarga (carga viva)

##### **6.4.1.2 Consideraciones para la modelización matemática**

La normativa internacional nos dice que la edificación deberá ser modelada, analizada y evaluada como un conjunto tridimensional de componentes.

### 6.4.1.3 Consideración de la torsión

Los efectos de la torsión se considerarán de acuerdo a lo establecido en el capítulo 7 de la ASCE\_SEI 41-17 y en base al tipo de análisis tenemos lo siguiente.

Cuando usamos procedimientos de análisis lineal, las fuerzas y los desplazamientos causados por la torsión accidental se amplificarán con un factor,  $A_x$ , definido por la siguiente ecuación, cuando el multiplicador de desplazamiento  $\eta$  causado por la torsión real más la accidental exceda de 1,2 en cualquier nivel o se presente este inconveniente en la lista básica de comprobación. (ASCE\_SEI 41-17, 2017, p.64).

$$A_x = \left( \frac{\eta}{1.2} \right)^2 \leq 3.0$$

El multiplicador de amplificación torsional de los desplazamientos,  $\eta$ , se calculará como la relación entre el desplazamiento máximo en cualquier punto del diafragma del nivel estudiado y el desplazamiento medio  $\eta = \delta_{\max}/\delta_{\text{avg}}$ . Los desplazamientos se calcularán para las fuerzas aplicadas. (ASCE\_SEI 41-17, 2017).

**Tabla 31**

*Factor de amplificación por torsión*

Piso	Combinación	Diafragma	Max Drift	Avg Drift	$\delta_{\max}/\delta_{\text{avg}}$	$A_x$
PISO 3	1.1D+0.275L+EDx Max	Diaph D5 X	0,007806	0,007805	1,00	0,695
PISO 2	1.1D+0.275L+EDx Max	Diaph D3 X	0,006529	0,006357	1,03	0,733
PISO 1	1.1D+0.275L+EDx Max	Diaph D1 X	0,000047	0,000045	1,04	0,758

Nota. Se muestra los valores de amplificación por piso. Fuente: Autores

Debido a que el multiplicador de desplazamiento causado por la torsión es inferior a 1.1 en cada planta, el aumento de las fuerzas y los desplazamientos causados por la torsión no deben considerarse. (ASCE\_SEI 41-17, 2017).

#### **6.4.1.4 Componentes primarios y secundarios**

Los componentes se clasificarán como primarios o como secundarios. “Un componente estructural que se requiere para resistir las fuerzas sísmicas y acomodar las deformaciones para que la estructura logre el Nivel de Desempeño seleccionado se clasificará como primario” (ASCE\_SEI 41-17, 2017, p. 124). Los componentes primarios se evalúan en función de las fuerzas y deformaciones inducidas por el sismo en combinación con los efectos de la carga de gravedad.

Debido que en nuestra estructura los elementos de pórtico afectan a la rigidez lateral juntamente con el enchape, e intervienen en la distribución de fuerzas de la estructura objeto de evaluación, todo esto como resultado de la deformación lateral de la estructura. Se asignarán como elementos primarios

#### **6.4.1.5 Amortiguamiento**

La ASCE\_SEI 41-7 considera que, para los procedimientos estáticos lineales, dinámicos lineales y estáticos no lineales, se deben utilizar espectros de respuesta amortiguados al 5% para el análisis de todos los edificios, a excepción que existan los datos suficientes para justificar una relación de amortiguación distinta del 5%.

“El espectro de diseño puede representarse mediante un espectro de respuesta basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociadas con el sitio de emplazamiento de la estructura. Es un espectro de tipo elástico para una fracción de



amortiguamiento respecto al crítico del 5%, utilizado con fines de diseño para representar los efectos dinámicos del sismo de diseño”. (NEC\_SE\_DS, 2015, p 17).

#### 6.4.1.6 Efectos sísmicos multidireccionales

La ASCE\_SEI 41-17 permite que los edificios se evalúen con movimientos sísmicos que actúan de forma no concurrente en la dirección de cada eje principal del edificio, por las siguientes razones

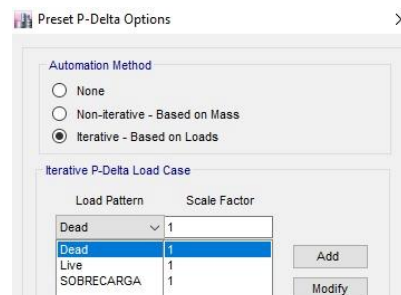
- La estructura no presenta irregularidades en planta, tal comprobación se verificará más adelante
- El edificio no tiene componentes primarios (columnas) que hagan parte de dos o más elementos de un pórtico arriostrado que se encuentren cruzados entre sí.

#### 6.4.1.7 Efectos P-Δ

Según la ASCE\_SEI 41-17 los efectos P-Δ se incluirán en los procedimientos de análisis lineales y no lineales. A continuación, se muestra cómo se incluyeron dichos efectos en el programa Etabs 16.2.1.

### Figura 66

*Asignación de efectos P-Δ*



*Nota.* Captura tomada del Etabs. Fuente: Autores

#### 6.4.1.8 Efectos de vuelco para procedimientos lineales.

Cuando se utilicen procedimientos lineales, los efectos de vuelco se resistirán mediante el efecto estabilizador de las cargas muertas que actúen solas o en combinación con las conexiones positivas de los componentes estructurales con los componentes situados por debajo del nivel considerado. (ASCE\_SEI 41-17, 2017).

La ASCE\_SEI 41-17 nos presenta un procedimiento para determinar los efectos de vuelco, sin embargo, nos permite realizar una comprobación rápida con respecto al volcamiento. Consiste en que la relación entre la menor dimensión horizontal del sistema sismorresistente a nivel de los cimientos y la altura del edificio (base/altura) sea mayor a  $0,6 S_a$ , si se cumple esta condición, no se consideraran efectos por volcamiento. (ASCE\_SEI 41-17, 2017, p.269).

#### Figura 67

*Comprobación de volcamiento.*

Volcamiento			
La relación entre la menor dimensión horizontal del sistema sismorresistente a nivel de los cimientos y la altura del edificio (base/altura) es superior a $0,6 S_a$ .			
Ancho =	7,55 [m]		
Altura =	6,86 [m]		$0,6 * S_a$
	1,1	>	0,714
<b>Apartado 5.4.3.3</b>			

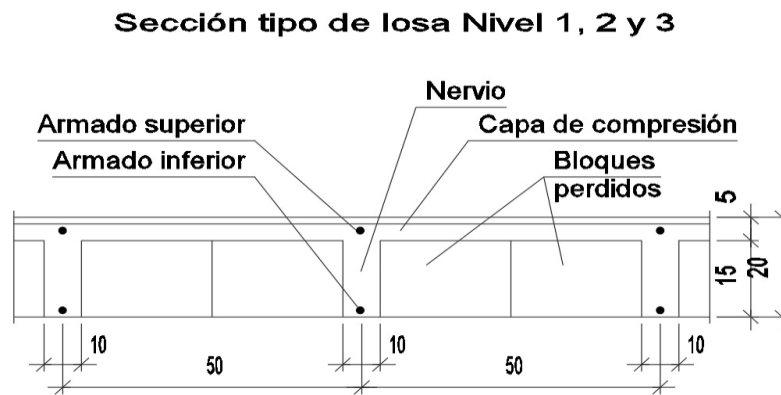
Fuente: Autores.

### 6.4.1.9 Losas (Diafragmas Horizontales)

La ASCE\_SEI 41-17 nos permite clasificar como diafragmas Rígidos o Flexibles, de una manera simplificada se toma como diafragmas flexibles a los diafragmas que son construidos de tableros estructurales de acero o de madera sin recubrimiento, por ende, los construidos en hormigón armado se podrán considerar como diafragmas rígidos.

**Figura 68**

*Sección de losa real*



*Nota.* Dibujo realizado en AutoCAD. Fuente: Autores.

Para efectos prácticos se determinó una altura equivalente de losa en base a la losa alivianaada real, debido a que las dimensiones de losa no son grandes y dichas losas no presentan deformaciones.

Datos losa alivianaada	
h total:	20 cm
h nervio:	15 cm
ancho nervio:	10 cm
Alivianamiento:	40 cm
h compresión:	5 cm

Inercia de sección Alivianada					
	Área	Y'	Y't- Y'	Ixx(cm <sup>4</sup> )	Ixx
1	500	17,5	3,75	1041,67	8072,92 cm <sup>4</sup>
2	150	7,5	6,25	2812,5	8671,88 cm <sup>4</sup>
3	150	7,5	6,25	2812,5	8671,88 cm <sup>4</sup>
				Inercia T	25416,67 cm <sup>4</sup>
				Vol (m <sup>2</sup> )	80000 cm <sup>3</sup>
				Peso	192 Kg

Cent Y't	13,75 cm
Área total	800 cm <sup>2</sup>

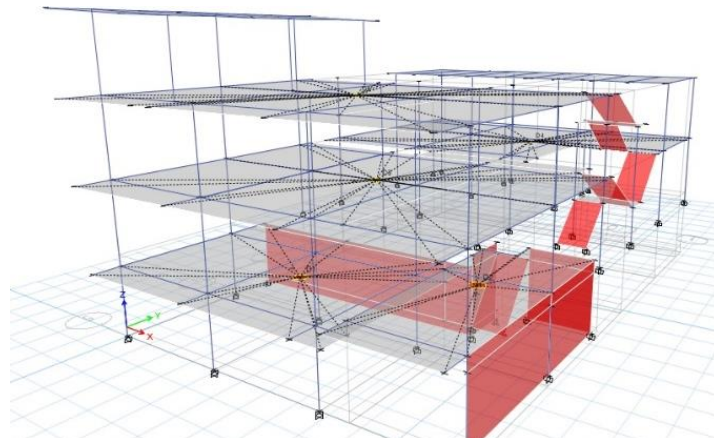
Losa llena Equivalente	
Ancho	100 cm
h equiv:	14,502 cm
Vol (m <sup>2</sup> )	145022 cm <sup>3</sup>
Peso	348,05 kg

La normativa dicta que diafragmas deberán ser provistos en cada nivel de la estructura según sea necesario, sin contar cubiertas o elementos demasiado flexibles, esto para conectar las masas del edificio a los elementos verticales primarios del sistema sismorresistente. (ASCE\_SEI 41-17, 2017)

La ASCE\_SEI 41-17 en su capítulo centrado en los elementos de Marcos a Momento de hormigón armado considera a la acción de la losa como un diafragma que interconecta los componentes verticales.

### Figura 69

*Asignación de Diafragmas estructura original*



*Nota.* Modelo elaborado en Etabs. Fuente: Autores

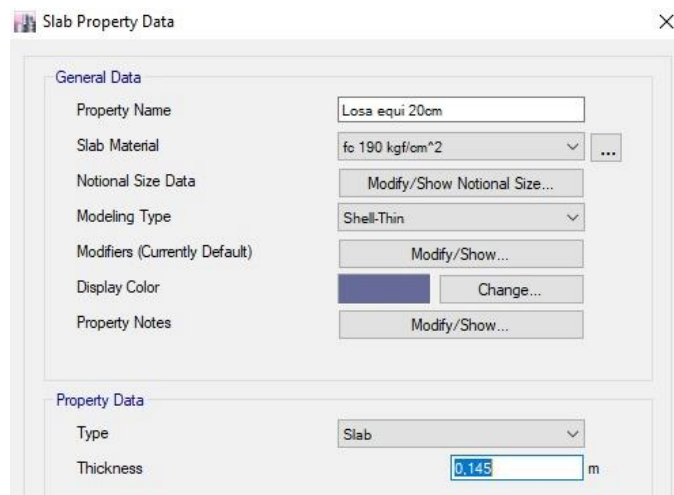
En la figura anterior se muestra el estado actual de la estructura a analizar, aquí podemos observar que la edificación está unida, trabajando en conjunto con una estructura pequeña, se decidió separar dichas estructuras para la correcta evaluación ante eventualidades sísmicas.

#### ***6.4.1.9.1 Asignación del Diafragma al modelo en ETABS***

A continuación, se presenta la asignación de losa equivalente resultante de igualar inercias entre una losa llena y una alivianada, es así como se obtuvo una altura equivalente de 14.5 cm y también se presenta la asignación de diafragmas de piso en la estructura objeto de análisis.

### **Figura 70**

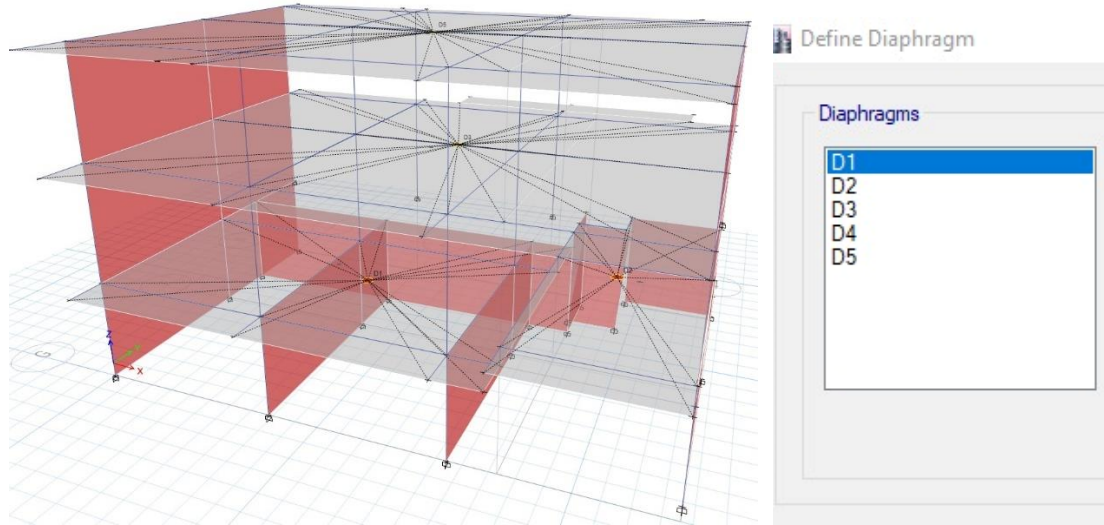
#### *Asignación de Diafragmas de piso*



*Nota.* Modelo elaborado en Etabs. Fuente: Autores

**Figura 71**

*Asignación de Diafragmas de piso*



*Nota.* Modelo elaborado en Etabs. Fuente: Autores

#### **6.4.1.10 Interconexión**

En nuestro caso de primera mano, se evaluó la estructura completa ya que la normativa nos dice que cuando existen estructuras que comparten elementos comunes. las edificaciones que compartan elementos comunes de resistencia a la fuerza vertical o sísmica deberán ser evaluados o reacondicionados considerando la interconexión de las dos estructuras, o deberán ser separados como se especifica en esta sección. (ASCE\_SEI 41-17, 2017).

Debido a que nuestra edificación no comparte elementos interconectados pertenecientes al sistema estructural, más bien se encuentra ligada a una estructura antigua, por una loseta de 10cm, por lo cual como parte de la rehabilitación se tomó la decisión de independizar y tomar como objeto de estudio la estructura que posee tres plantas.

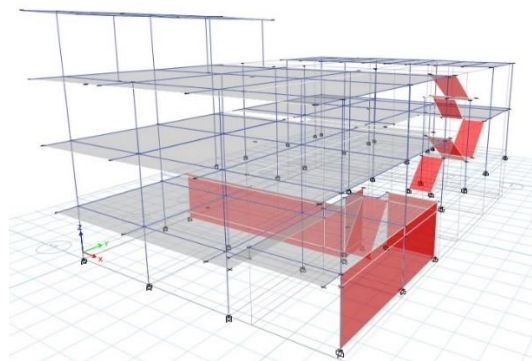
#### 6.4.1.11 Separación.

Las edificaciones que comparten elementos comunes deberán estar completamente separados mediante la introducción de juntas sísmicas entre las estructuras que cumplan con los requisitos de la ASCE\_SEI 41-17. “Se proporcionarán sistemas independientes de resistencia a la fuerza sísmica para cada estructura. Se proporcionarán apoyos verticales independientes a cada lado de la junta sísmica, a menos que se utilicen cojinetes de deslizamiento y se proporcionen longitudes de apoyo adecuadas para acomodar el movimiento lateral independiente esperado de cada estructura. Se supondrá a estos efectos que las estructuras se mueven desfasadas entre sí en direcciones opuestas simultáneamente. Los elementos compartidos se retirarán completamente o se anclarán a una de las estructuras”. (ASCE\_SEI 41-17, 2017, p. 28).

En base a lo descrito anteriormente, se independizará las dos estructuras ubicadas en la misma propiedad ya que solo se encuentran unidas por una loseta. Se podrá proporcionar una separación mínima especificada más adelante o se utilizaran cojines de amortiguamiento para que el movimiento lateral sea independiente.

#### Figura 72

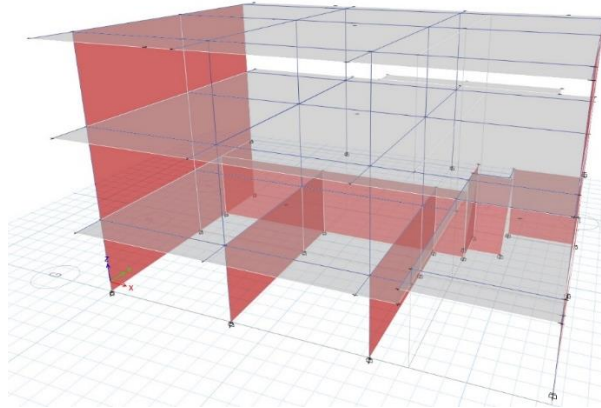
*Modelo estructural de la edificación real*



*Nota.* Modelo elaborado en Etabs. Fuente: Autores

## Figura 73

*Modelo estructural de la estructura independizada*



*Nota.* Modelo elaborado en Etabs. Fuente: Autores

### ***6.4.1.10.1 Separación mínima entre edificaciones***

Las edificaciones deberán estar separadas de las estructuras adyacentes para evitar el golpeteo por una distancia mínima dada por la siguiente ecuación. (ASCE\_SEI 41-17, 2017, p. 28).

$$S_i = \sqrt{\Delta_{i1}^2 + \Delta_{i2}^2}$$

En donde

- $\Delta_{i1}$ = Deflexión lateral del edificio 1 considerado, en el nivel i, con respecto al suelo, calculada de acuerdo con las disposiciones de esta norma para el Nivel de Peligrosidad Sísmica seleccionado
- $\Delta_{i2}$ = Deflexión lateral de un edificio adyacente 2, en el nivel i, en relación con el suelo, estimada utilizando las disposiciones para el Nivel de Riesgo Sísmico seleccionado u otro



procedimiento aproximado aprobado. Alternativamente, se permitirá asumir que  $\Delta i_2 = 0,03h_i$  para cualquier estructura en lugar de un análisis más detallado,  $h_i$  es la altura del nivel  $i$  sobre la base del edificio 2.

### Figura 74

*Vista en planta de edificaciones adyacentes*

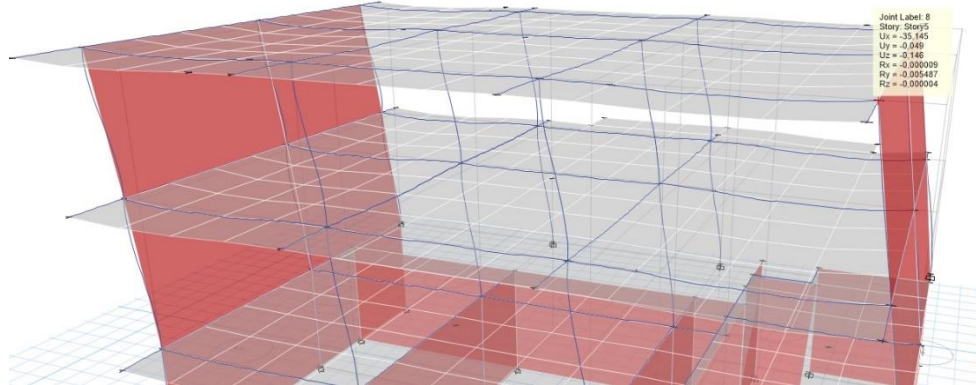


*Nota.* Imagen tomada de Google maps. Fuente: Autores

En la imagen anterior se puede observar que la edificación a evaluar no tiene edificaciones adyacentes, por lo cual no es necesario calcular la separación mínima, sin embargo, se estima que en un futuro en estos terrenos vacíos se construirá, para lo cual se obtendrá la separación mínima, en base a la ecuación anteriormente mencionada y los datos de desplazamiento obtenidos del programa.

### Figura 75

*Desplazamientos en el punto superior de la estructura*



*Nota.* Datos tomados del modelo elaborado en Etabs. Fuente: Autores

### Figura 76

*Valores de desplazamientos tomados en un punto superior de la estructura*

Point Displacements

Object ID	Tower and Story	Label	Unique Name
	Story5	8	28

Point Displacement and Drift	X	Y	Z
Translation, mm	-35,145	-0,049	-0,146
Rotation, rad	-0,000009	-0,005487	-0,000004
Drift	0,000000	0,000000	

*Nota.* Datos tomados del modelo elaborado en Etabs. Fuente: Autores

En base a los valores obtenidos de los desplazamientos en el punto superior de la estructura se determinará la separación mínima requerida, como no existen edificaciones adyacentes se tomará una altura promedio  $h_i=7\text{m}$ , de igual manera para la parte posterior se tomará una altura

$h_i=6\text{m}$  y con esto se determinará las deflexiones utilizando  $\Delta i_2 = 0,03h_i$  en cada sentido, tal como se ve continuación.

$\Delta i_2=0,03h_i$ (X)	
$h_i(\text{m})=$	7
$\Delta i_2(\text{m})=$	0,21

$\Delta i_2=0,03h_i$ (Y)	
$h_i(\text{m})=$	6
$\Delta i_2(\text{m})=$	0,18

Ya definidos estos valores haremos uso de la ecuación para determinar la distancia mínima entre edificaciones, es así que para las edificaciones adyacentes en sentido X, sería necesaria una distancia mínima  $S_{ix}=21.29$  cm. Para la parte posterior de la estructura sería necesario una separación  $S_{iy}=18.7$  cm. A continuación, se ven los resultados en la siguiente tabla

	Sentido X	Sentido Y
$\Delta i_1$	0,035	0,049
$\Delta i_2$	0,21	0,18
	<b><math>S_{ix}</math> (cm)</b>	<b><math>S_{iy}</math> (cm)</b>
	21,29	18,7

#### 6.4.2 Procedimientos de análisis lineales

Los procedimientos lineales se permitirán según la ASCE\_SEI 41-17 para los edificios que no tengan una irregularidad definida como discontinuidad en el plano. Para las edificaciones que presenten una o más de las irregularidades definidas a continuación, no se utilizarán procedimientos lineales a menos que las demandas sísmicas del edificio cumplan con los requisitos de la relación demanda-capacidad (DCR). (ASCE\_SEI 41-17, 2017)

- Irregularidad de discontinuidad en el plano
- Irregularidad de discontinuidad fuera del plano
- Irregularidad del piso débil
- Irregularidad de resistencia a la torsión

### 6.4.3 Método para determinar las limitaciones en el uso de los procedimientos lineales

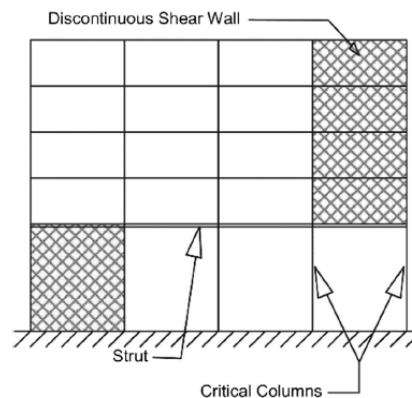
A continuación, se utilizará El método presentado por la ASCE\_SEI 41-17 para determinar la aplicabilidad de los procedimientos de análisis lineal basados en las cuatro configuraciones de irregularidad enlistadas en la anterior sección. La normativa aplicada nos permite que la determinación de la irregularidad se base en la configuración de la estructura original o de la readaptada, en nuestro caso haremos uso de la configuración readaptada. (ASCE\_SEI 41-17, 2017).

#### 6.4.3.1 Irregularidad de discontinuidad en el plano.

La normativa considera que existe una irregularidad de discontinuidad en el plano, en cualquier elemento primario del sistema sismorresistente cuando un elemento sismorresistente está presente en un piso, pero no es continuo, o está desplazado dentro del plano del elemento, en el piso inmediatamente inferior. A continuación, se muestra un esquema. (ASCE\_SEI 41-17, 2017)

**Figura 77**

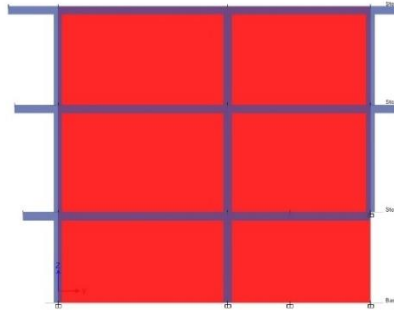
*Discontinuidad vertical en el plano*



*Nota.* Datos tomados del modelo elaborado en Etabs. Fuente: Autores.

## Figura 78

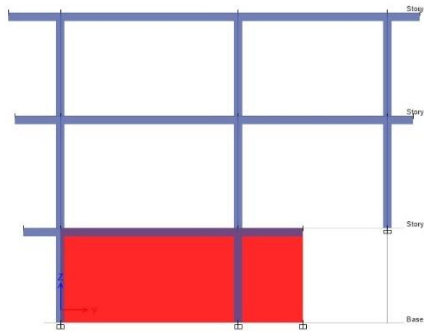
*Elemento sismorresistente continuo a lo largo del plano*



*Nota.* Datos tomados del modelo elaborado en Etabs. Fuente: Autores.

## Figura 79

*Elemento continuo a lo largo del piso considerado.*



*Nota.* Datos tomados del modelo elaborado en Etabs. Fuente: Autores.

En las figuras anteriores podemos observar que en nuestra estructura acondicionada no existen discontinuidad de irregularidad en el plano

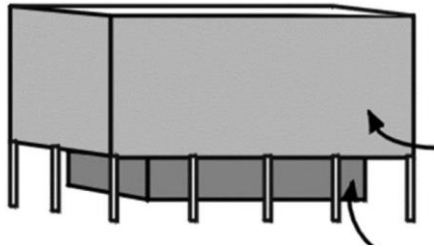
### **6.4.3.2 Irregularidad de discontinuidad fuera del plano.**

La normativa considera que existe una irregularidad por discontinuidad fuera del plano en cualquier elemento primario del sistema sismorresistente en el que un elemento de un piso esté

desplazado fuera del plano en relación con ese elemento en un piso adyacente, como se representa en la siguiente figura. (ASCE\_SEI 41-17, 2017)

### Figura 80

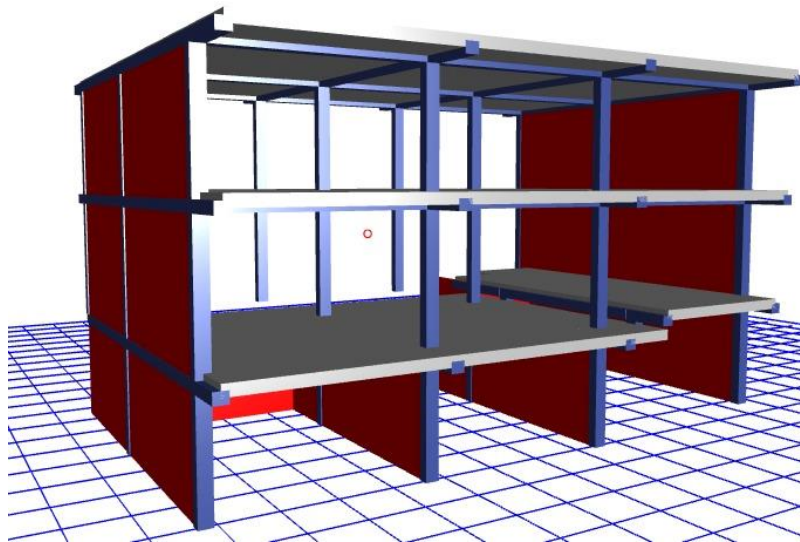
*Edificio típico con irregularidad de desplazamiento fuera del plano*



Fuente: ASCE\_SEI 41-17 (2017).

### Figura 81

*Edificio estudiado sin irregularidad de desplazamientos fuera del plano*



*Nota.* Captura tomada del modelo elaborado en Etabs. Fuente: Autores

En la figura anterior se puede observar que nuestra estructura adecuada no presenta irregularidad de desplazamientos fuera del plano, ya que los muros perimetrales (enchapados) son continuos hasta el nivel de piso, y los muros internos (enchapados) no son desplazados en los pisos superior, ya que terminan en el nivel 1.

#### **6.4.3.3 Irregularidad del piso débil.**

La normativa considera que existe una irregularidad de piso débil en cualquier dirección del edificio si la relación del promedio de la DCR de corte para los elementos de cualquier piso con respecto a la de un piso superior adyacente en la misma dirección supera el 125%. (ASCE\_SEI 41-17, 2017)

La comprobación de piso débil se realizó en base al apartado de irregularidades que consta en el marco teórico, ya que los procedimientos de la Norma son equivalentes con los descrito en este documento se calculó la irregularidad de piso débil de la siguiente manera.

La resistencia lateral no tiene que ser menor que el 80% de la resistencia del piso inmediato superior, la capacidad de resistencia del piso estada dado por el aporte del concreto más la resistencia del acero al corte de muros y columnas.

$$V_n = V_c + V_s$$

$V_n$ = Resistencia lateral de piso.

$V_c$ =Resistencia a corte del hormigón

$V_s$ = Resistencia a corte del acero.

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

$$V_s = \frac{A_s}{s} * f_y * d$$

NIVEL 1	<b>Columnas</b>			<b>540,49 tonf</b>
	Vc [tonf]	Vs [tonf]	Vn [tonf]	
	4,03	9,90	125,30	
	<b>Muros enchapados</b>			
	Vc [tonf]	Vs [tonf]	Vn [tonf]	
176,09	43,26			
98,78	26,12			
42,95	28	415,19		

NIVEL 2 y 3	<b>Columnas</b>			<b>452,62 tonf</b>
	Vc [tonf]	Vs [tonf]	Vn [tonf]	
	4,03	9,90	167,07	
	<b>Muros enchapados</b>			
	Vc [tonf]	Vs [tonf]	Vn [tonf]	
117,39	43,26			
98,78	26,12	285,55		

Como resultado se obtuvo que el piso 1 tiene más resistencia al corte  $V=540.49$  Tonf en comparación con los dos pisos superiores, dado la configuración de muros enchapados que posee, el piso 2 respecto al 3 tienen resistencias laterales iguales.

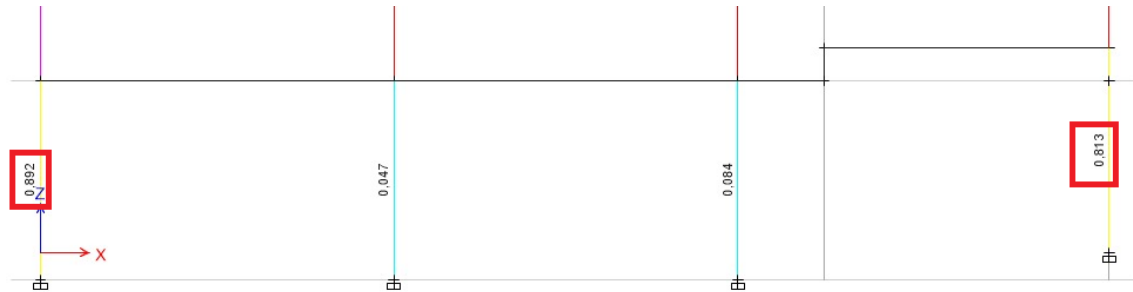
#### **6.4.3.4 Irregularidad de resistencia a la torsión.**

Se considerará que existe una irregularidad de la resistencia a la torsión en cualquier piso si el diafragma situado por encima del piso considerado no es flexible, para una dirección determinada, la relación entre el DCR del elemento crítico para los elementos primarios a un lado del centro de resistencia de un piso y el DCR del elemento crítico al otro lado del centro de resistencia del piso es superior a 1,5.



**Figura 82**

*Elemento continuo a lo largo del piso considerado*



*Nota.* Datos tomados del modelo elaborado en Etabs. Fuente: Autores

**Valores críticos**

	D/C	max 1,5	D/C
Piso 1	0,892	Ok	0,813
Piso 2	2,118	Ok	2,021
Piso 3	2,872	Ok	2,557

**6.4.4 Procedimiento dinámico lineal (LDP)**

Al seleccionar el Procedimiento lineal Dinámico (PDL) para el análisis sísmico del edificio, las fuerzas sísmicas, su distribución en la altura del edificio y las correspondientes fuerzas internas y desplazamientos del sistema se determinarán mediante un análisis dinámico linealmente elástico que cumpla los requisitos de la ASCE\_SEI 41-17. Las edificaciones se modelarán asumiendo valores de rigidez linealmente elásticos, con componentes que respondan a su nivel de fluencia se acerquen a dicho valor (ASCE\_SEI 41-17, 2017)

#### **6.4.4.1 Consideraciones sobre la modelización y el análisis del LDP**

La normativa nos pide el movimiento del suelo caracterizado para el análisis lineal dinámico tiene que cumplir con:

- Caracterización del movimiento del suelo para el LDP
- Método del espectro de respuesta para LDP

En nuestro caso contamos con el Espectro proporcionada por la NEC

##### ***6.4.4.1.2 Caracterización del movimiento del suelo para el LDP***

El movimiento del suelo estará caracterizado por el espectro de respuesta de la NEC, tomando en cuenta los parámetros locales para definir correctamente este apartado

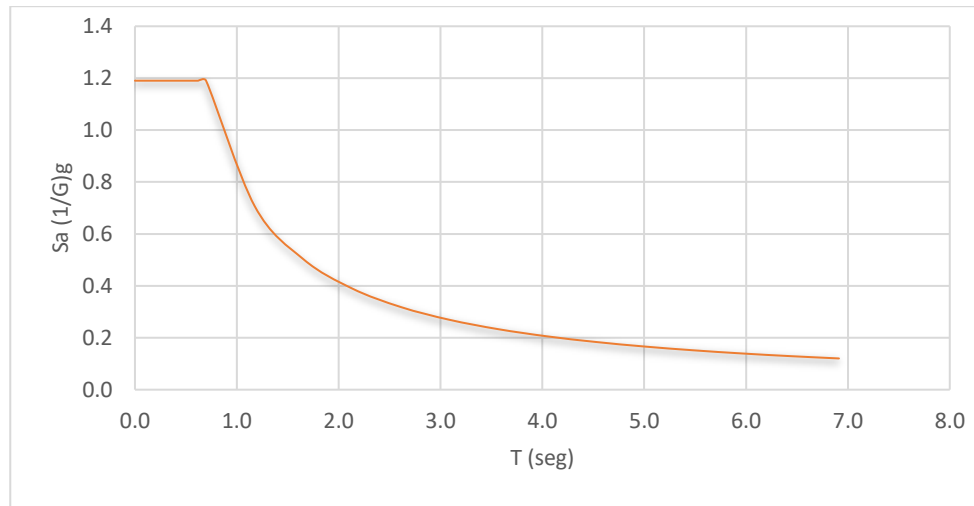
Dado que utilizamos la norma ASCE\_SEI 41-17 está nos dice que, para evaluar nuestra edificación, se analizan los componentes basándonos en los factores  $m$  resultantes, los cuales se compararán con la demanda sísmica no reducida. Es decir, se asignará al espectro de respuesta para la estructura actual un coeficiente de reducción sísmica  $R=1$ . Si los criterios de aceptación de la ASCE\_SEI 41-17 no se cumplen se podrá aumentar el sistema estructural con el fin de reducir la demanda de los componentes individuales, considerando los cambios que dicha adaptación pueda tener en el comportamiento de la estructura ante un sismo también se puede aumentar la resistencia y/o ductilidad de componentes específicos. (FEMA P-2006,2018).

En nuestro caso acondicionamos a nuestra estructura con mampostería enchapada, tomando en cuenta que las paredes externas están compuestas por mortero y por ladrillo, adicionalmente se modelaron enchapes en la primera planta, ya que es la única que puede sufrir

modificaciones. Por la inclusión del enchapado se debería considerar un  $R=3.5$ , sin embargo, se trabajó con un  $R=1$  ya que es lo que dicta la norma, trabajar con el espectro sin reducir.

### Figura 83

*Espectro de respuestas con la demanda sísmica no reducida  $R=1$*



*Nota.* Diagrama elaborado en Excel. Fuente: Autores

#### 6.4.4.2 Método del espectro de respuesta para LDP

“El análisis dinámico que utilice el método del espectro de respuesta deberá calcular las respuestas modales máximas para un número de modos suficiente para captar al menos el 90% de la masa participante del edificio en cada una de las dos direcciones horizontales principales del edificio.” (ASCE\_SEI 41-17, 2017, p. 120).

**Tabla 32***Participación modal y periodo de la estructura original*

Caso	Modo	Periodo sec	Ux	Uy	Suma Ux	Suma Uy	Suma Rx	Suma Ry	Suma Rz
Caso modal	1	0,61	0,217	0,216	0,217	0,216	0,095	0,173	0,275
Caso modal	2	0,414	0,262	0,277	0,479	0,493	0,332	0,38	0,276
Caso modal	3	0,265	0,128	0,022	0,607	0,515	0,455	0,428	0,781
Caso modal	4	0,239	0,032	0,198	0,639	0,713	0,463	0,44	0,804
Caso modal	5	0,171	0,13	0,033	0,769	0,746	0,465	0,522	0,805
Caso modal	6	0,16	0	0	0,769	0,746	0,465	0,522	0,805
Caso modal	7	0,156	0,001	0	0,77	0,746	0,467	0,522	0,805
Caso modal	8	0,156	0	0	0,77	0,746	0,467	0,523	0,805
Caso modal	9	0,13	0,016	0,074	0,786	0,82	0,621	0,578	0,865
Caso modal	10	0,114	0,008	0,021	0,794	0,841	0,661	0,582	0,895
Caso modal	11	0,11	0	0	0,794	0,841	0,661	0,583	0,895
Caso modal	12	0,11	0	0	0,794	0,841	0,661	0,583	0,895

*Nota.* Tabla elaborada en Excel Parte 1. Fuente: Autores.**Tabla 33***Participación modal y periodo de la estructura original*

Caso	Modo	Periodo sec	Ux	Uy	Suma Ux	Suma Uy	Suma Rx	Suma Ry	Suma Rz
Caso modal	37	0,048	0	0	0,799	0,849	0,692	0,596	0,91
Caso modal	38	0,044	0	0	0,799	0,849	0,692	0,596	0,91
Caso modal	39	0,044	0	0	0,799	0,849	0,692	0,596	0,91
Caso modal	40	0,042	0,007	0,016	0,806	0,865	0,719	0,603	0,911
Caso modal	41	0,032	0	0	0,806	0,865	0,719	0,603	0,911
Caso modal	42	0,028	0,001	0	0,807	0,865	0,72	0,603	0,912
Caso modal	43	0,026	0,047	0,041	0,854	0,906	0,834	0,685	0,928
Caso modal	44	0,025	0,089	0,036	0,943	0,942	0,878	0,844	0,946
Caso modal	45	0,024	0	0	0,943	0,942	0,878	0,844	0,946
Caso modal	46	0,024	0	0	0,943	0,942	0,878	0,844	0,946
Caso modal	47	0,023	0	0	0,943	0,942	0,878	0,844	0,946

*Nota.* Tabla elaborada en Excel Parte 2. Fuente: Autores.

Podemos observar varias particularidades que ocurren en el comportamiento de la estructura existente. El periodo de la estructura por los dos métodos que se menciona en la norma NEC\_SE\_DS difieren del 30% aceptable, la mencionada norma nos indica que se debe considerar todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas, en nuestro caso de análisis cumplimos en el modo 44, lo que nos da un indicativo que no tiene un correcto comportamiento y además tenemos rotación en los 2 primeros modos de vibrar.

Lo que podemos concluir es que la estructura actual no tiene actualmente un correcto comportamiento dinámico.

#### Tabla 34

*Participación modal de la estructura ya adaptada.*

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
		sec					
Caso Modal	1	0,405	0,6006	0	0,6006	0	0,0003
Caso Modal	2	0,11	0,0852	0,000005061	0,6859	0,00000528	0,0005
Caso Modal	3	0,039	0,0001	0,6529	0,686	0,6529	0,0107
Caso Modal	4	0,032	0,001	0,0047	0,6869	0,6576	0,6953
Caso Modal	5	0,023	0,055	0,02	0,7419	0,6776	0,6953
Caso Modal	6	0,015	0,0879	0,0029	0,8298	0,6804	0,6953
Caso Modal	7	0,014	0,1346	0,0001	0,9644	0,6805	0,73
Caso Modal	8	0,013	0,0108	0,1223	0,9752	0,8028	0,7326
Caso Modal	9	0,01	0,0073	0,0141	0,9825	0,8169	0,809
Caso Modal	10	0,01	0,0024	0,0388	0,9848	0,8557	0,8319
Caso Modal	11	0,008	0,0028	0,0465	0,9877	0,9022	0,8409

Nota. Tabla elaborada en Excel. Fuente. Autores

En la figura anterior vemos como la estructura ya adapta cumple con el 90% de participación modal requerida por ASCE\_SEI 41-17.

#### 6.4.4 Determinación de fuerzas y deformaciones para LDP

##### 6.4.4.1 Modificación de las demandas para el PDL.

Todas las fuerzas y deformaciones calculadas mediante el método del espectro de respuesta se multiplicarán por el producto de los factores de modificación  $C_1$  y  $C_2$  definidas por la ASCE\_SEI 41-17 y se modificarán además para tener en cuenta los efectos de la torsión, los cuales ya fueron calculados.

##### 6.4.4.1.1 Factores de modificación $C_1C_2$

**Tabla 35**

Tabla para obtener los valores de modificación  $C_1C_2$

Table 7-3. Alternate Values for Modification Factors  $C_1C_2$

Fundamental Period	$m_{max} < 2$	$2 \leq m_{max} < 6$	$m_{max} \geq 6$
$T \leq 0.3$	1.1	1.4	1.8
$0.3 < T \leq 1.0$	1.0	1.1	1.2
$T > 1.0$	1.0	1.0	1.1

Nota. Tabla 7-3 de la ASCE\_SEI 41-17

En la figura anterior podemos observar que el factor de modificación para las fuerzas y deformaciones de la estructura es  $C_1C_2=1.1$ , el cual depende del valor de amplificación de la capacidad de los elementos que soporten la acción del sismo, también dependerá del valor del periodo fundamental de la estructura, que en nuestro caso es  $T=0.4s$

**Tabla 36***Periodo fundamental de la estructura*

Caso	Modo	Periodo Sec	Frecuencia cyc/sec
Caso modal	1	0,405	22,47
Caso modal	2	0,11	9,11
Caso modal	3	0,039	25,64

Nota. Tabla elaborada en Excel.

#### 6.4.4.1.2 Factor de amplificación por torsión

**Tabla 37***Factor de amplificación por torsión*

Piso	Combinación	Item	Max Drift	Avg Drift	$\delta_{max}/\delta_{avg}$	Ax
PISO 3	1.1D+0.275L+EDx Max	Diaph D5 X	0,007806	0,007805	1,00	0,695
PISO 2	1.1D+0.275L+EDx Max	Diaph D3 X	0,006529	0,006357	1,03	0,733
PISO 1	1.1D+0.275L+EDx Max	Diaph D1 X	0,000047	0,000045	1,04	0,758

Nota. Se muestra los valores de amplificación por piso.

Como mencionamos anteriormente si el multiplicador de desplazamiento causado por la torsión es inferior a 1.1 en cada planta, el aumento de las fuerzas y los desplazamientos causados por la torsión no debe considerarse, es decir  $A_x=1$  (ASCE\_SEI 41-17, 2017).

#### 6.4.4.1.3 Amortiguación para LDP

En el caso de los edificios analizados mediante el método del espectro de respuesta, se utilizarán espectros de respuesta amortiguados al 5% para el análisis de nuestra edificación, esta Amortiguación ya está implícita en el espectro de respuesta de la NEC.

### **6.4.5 Acciones controladas por deformación y por fuerza**

La ASCE\_SEI 41-17 nos pide que las acciones de fuerza y deformación se evalúen para cada componente. Pero antes de seleccionar los criterios de aceptación de los componentes, es necesario que cada componente se clasifique como primario o secundario de acuerdo a lo siguiente y cada acción se clasificará como controlada por la deformación (dúctil) o controlada por la fuerza (no dúctil) (ASCE\_SEI 41-17, 2017).

#### **6.4.5.1 Componentes primarios y secundarios.**

Los componentes que puedan afectar la rigidez lateral o a la distribución de fuerzas en una estructura, o que se cargan como resultado de la deformación lateral de la estructura, se clasificarán como primarios o secundarios,

- Un componente estructural primario es el que se requiere para resistir las fuerzas sísmicas y acomodar las deformaciones para que la estructura logre el Nivel de Desempeño seleccionado.
- Un componente estructural secundario es un componente estructural que se adapte a las deformaciones sísmicas y que no sea necesario que resista las fuerzas sísmicas para que la estructura alcance el Nivel de Actuación seleccionado.

Por lo tanto, clasificaremos como primarios a los elementos de pórticos a momento que están conformados por las vigas y columnas y como secundarios a los demás elementos que forman parte de la estructura.



#### **6.4.6 Acciones controladas por la deformación**

Las acciones que son controladas por deformación se definen mediante la designación de criterios de aceptación lineales y no lineales en las siguientes tablas. Cuando los criterios de aceptación lineales no se especifiquen en las tablas denominadas “Criterios numéricos de aceptación de los procedimientos lineales”, las cuales se encuentran más adelante y son usados para calcular los factores de modificación a la resistencia de los componentes resistentes a los efectos del sismo. Como se cumple lo anteriormente mencionado las acciones se considerarán controladas por la fuerza. (ASCE\_SEI 41-17, 2017).

##### **6.4.6.1 Parámetros para el cálculo de esfuerzos y deformaciones**

Las acciones controladas por la deformación, QUD, se calcularán de acuerdo con la siguiente ecuación

$$QUD = QG + QE$$

En donde

- QUD = Acción controlada por deformación causada por cargas de gravedad y fuerzas sísmicas.
- QG = Acción causada por las cargas de gravedad
- QE = Acción causada por la respuesta al Nivel de Peligro Sísmico seleccionado,

#### **6.4.6.2 Criterios de aceptación de las acciones controladas por deformación para LDP**

Las acciones de diseño se compararán con las resistencias de los componentes, con los factores obtenidos para columnas, vigas y uniones viga-columna, respectivamente.

Las acciones controladas por deformación en los componentes primarios deberán satisfacer la ecuación. (ASCE\_SEI 41-17, 2017, pag.79).

$$mkQ_{CE} > Q_{UD}$$

En donde

- $m$ =Factor de modificación de la capacidad del componente para tener en cuenta la ductilidad esperada asociada a esta acción en el nivel de desempeño estructural seleccionado.
- $Q_{CE}$ = Resistencia esperada de la acción controlada por la deformación de un elemento en el nivel de deformación considerado.  $Q_{CE}$ ,
- $k$ = Factor de conocimiento

#### **6.4.7 Propiedades de los materiales para LDP**

Las propiedades nominales de los materiales, o las propiedades especificadas en los documentos de construcción, se tomarán como propiedades de los materiales de límite inferior. (ASCE\_SEI 41-17, 2017).

Por lo tanto, haciendo uso de la Tabla 10 de este documento, las propiedades usadas para el análisis Dinámico Lineal serán:

- Resistencia a la compresión del hormigón 285 kgf/cm<sup>2</sup>
- Resistencia a la tracción y al límite elástico del acero de armadura 5250 kgf/cm<sup>2</sup>
- Resistencia a la fluencia del acero de conexión 6300 kgf/cm<sup>2</sup>

## **6.5 Capacidad de los elementos controlados por deformación**

“Las resistencias utilizadas para las acciones controladas por deformación se tomarán como iguales a las resistencias esperadas QCE calculadas utilizando principios mecánicos aceptados. Se permitirán otros procedimientos especificados en ACI 318 para calcular las resistencias, excepto que el factor de reducción de la resistencia  $\phi$  se tomará como igual a la unidad” (ASCE\_SEI 41-17, 2017, p. 148).

### **6.5.1 Modificación de la capacidad de los componentes para LDP**

#### **6.5.1.1 Factor de conocimiento k**

Los factores de conocimiento se aplicarán para determinar las capacidades de los componentes. Cuando se utilizan procedimientos lineales, se permite la recogida de datos coherente con el nivel mínimo de conocimientos (ASCE\_SEI 41-17,2017, p. 60).

Para esta vivienda tomamos en cuenta la incertidumbre en la recopilación de datos de construcción, se seleccionará un factor de conocimiento “k”, para lo cual tenemos en cuenta lo siguiente

- El objetivo de desempeño seleccionado es CP

- El procedimiento de análisis es el LDP
- No se realizaron ensayos de Materiales
- Se tienen planos que muestran la geometría
- El proceso de recopilación de datos fue visual
- Tomamos un nivel de conocimiento mínimo para todos los componentes
- Se tiene la resistencia del Material aproximada

En base a lo descrito anteriormente se seleccionó para nuestra estructura el factor de conocimiento,  $k=0.9$ . El cual se obtuvo de la Tabla 9 de este documento.

#### **6.5.1.2 Factor de modificación m**

Los factores de modificación de la capacidad del componente m, se determinan para tener en cuenta la ductilidad esperada asociada a una acción en el nivel de desempeño estructural seleccionado.

La acción inelástica se limitará a:

- Columnas
- Vigas
- Juntas viga-columna

### 6.5.1.3 Factor de modificación m para columnas

**Tabla 38**

*Criterios numéricos de aceptación de los procedimientos lineales para columnas de hormigón armado*

<i>m</i> -Factors <sup>a</sup>							
Performance Level							
Component Type							
$\left(\frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}}\right)$	$\rho_t$	$V_{yE}/V_{C\alpha OE}$	IO	Primary		Secondary	
				LS	CP	LS	CP
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height <sup>b</sup>							
$\leq 0.1$	$\geq 0.0175$	$\geq 0.2$ < 0.6	1.7	3.4	4.2	6.8	8.9
$\geq 0.7$	$\geq 0.0175$	$\geq 0.2$ < 0.6	1.2	1.4	1.7	1.4	1.7
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$	$\geq 0.2$ < 0.6	1.5	2.6	3.2	2.6	3.2
$\geq 0.7$	$\leq 0.0005$	$\geq 0.2$ < 0.6	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
$\leq 0.1$	$\geq 0.0175$	$\geq 0.6$ < 1.0	1.5	2.7	3.3	6.8	8.9
$\geq 0.7$	$\geq 0.0175$	$\geq 0.6$ < 1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$	$\geq 0.6$ < 1.0	1.3	1.9	2.3	1.9	2.3
$\geq 0.7$	$\leq 0.0005$	$\geq 0.6$ < 1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
$\leq 0.1$	$\geq 0.0175$	$\geq 1.0$	1.3	1.8	2.2	6.8	8.9
$\geq 0.7$	$\geq 0.0175$	$\geq 1.0$	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$	$\geq 1.0$	1.1	1.0	1.1	1.7	2.1
$\geq 0.7$	$\leq 0.0005$	$\geq 1.0$	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height <sup>b</sup>							
$\leq 0.1$	$\geq 0.0075$		1.0	1.7	2.0	5.3	6.8
$\geq 0.7$	$\geq 0.0075$		1.0	1.0	1.0	2.8	3.5
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$		1.0	1.0	1.0	1.4	1.6
$\geq 0.7$	$\leq 0.0005$		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

Nota. Tabla 10-10a de ASCE\_SEI 41-17 (2017).

En donde

- $N_{UD}$ = Fuerza axial de diseño del miembro evaluad
- $A_g$ =Área gruesa del elemento

- $f'_{cE}$ =Resistencia esperada a la compresión
- $\rho_t$ = Relación entre el área de la armadura longitudinal distribuida con respecto al área bruta del hormigón perpendicular a dicha armadura
- $V_{yE}/V_{ColOE}$ = Relación entre la demanda y la capacidad a corte

Los valores comprendidos para  $\rho$  fueron interpolados entre 0.0005 como valor inferior y 0.0175 como valor superior, para un valor de  $m$  ubicado entre 3.2 y 4.2 respectivamente.

Material

$$f'_c := 190 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f'_{CE} := 1.5 \cdot f'_c$$

$$f'_{CE} = 285 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Geometría

$$h := 25 \text{ cm}$$

$$b := 20 \text{ cm}$$

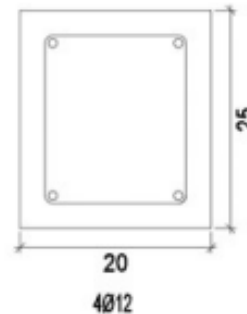
$$rec := 2.5 \text{ cm}$$

$$d := 20.9 \text{ cm}$$

$$A_s := 4.52 \text{ cm}^2$$

$$A_g := b \cdot h$$

$$A_g = 500 \text{ cm}^2$$



Demanda Corte

$$V_{yE} := 3 \text{ tonnef}$$

Capacidad Corte

$$V_{ColOE} := 16.9 \text{ tonnef}$$

Fuerza axial del elemento evaluado mas critico

$$N_{UD} := 20 \text{ tonnef}$$

Relación entre el área de la armadura longitudinal distribuida con respecto al área bruta del hormigón perpendicular a dicha armadura

$$\rho_t := \frac{A_s}{A_g} = 0.009$$

Relación entre la demanda y la capacidad a corte

$$\frac{V_{yE}}{V_{ColOE}} = 0.2$$

Parámetro de calculo

$$\frac{N_{UD}}{Ag \cdot f'_{CE}} = 0.1$$

Componente tipo :

Primario

Nivel de rendimiento :

Prevención de colapso (CP)

Factor de modificación "m" seleccionado

$$m := 3.7$$

El valor m fue calculado en base a las solicitaciones más críticas obtenidas del modelo, de esta manera el valor obtenido de m será el más bajo, y es el valor que usaremos para calcular las capacidades de todos los elementos columnas

### 6.5.1.4 Factor de modificación m para vigas

**Tabla 39**

*Criterios numéricos de aceptación para procedimientos lineales-vigas de hormigón armado*

**Table 10-13. Numerical Acceptance Criteria for Linear Procedures—Reinforced Concrete Beams**

Conditions	<i>m</i> -Factors <sup>a</sup>						
	Performance Level						
	Component Type						
	IO	Primary		Secondary			
LS		CP	LS	CP			
Condition i. Beams controlled by flexure <sup>b</sup>							
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse reinforcement <sup>c</sup>	$\frac{V^d}{b_w d \sqrt{f'_c E}}$					
≤0.0	C	≤3 (0.25)	3	6	7	6	10
≤0.0	C	≥6 (0.5)	2	3	4	3	5
≥0.5	C	≤3 (0.25)	2	3	4	3	5
≥0.5	C	≥6 (0.5)	2	2	3	2	4
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	2	3	4	3	5
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	1.25	2	3	2	4
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	2	3	3	3	4
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	1.25	2	2	2	3
Condition ii. Beams controlled by shear <sup>b</sup>							
Stirrup spacing ≤ <i>d</i> /2			1.25	1.5	1.75	3	4
Stirrup spacing > <i>d</i> /2			1.25	1.5	1.75	2	3
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span <sup>b</sup>							
Stirrup spacing ≤ <i>d</i> /2			1.25	1.5	1.75	3	4
Stirrup spacing > <i>d</i> /2			1.25	1.5	1.75	2	3
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint <sup>b</sup>							
			2	2	3	3	4

*Nota.* Tabla 10-13 de ASCE\_SEI 41-17 (2017).

En donde

- $\rho$ = Cuantía considerando solo la armadura a compresión
- $\rho'$ = Cuantía considerando solo la armadura a tracción
- $\rho_{bal}$ = Cuantía balanceada
- $V$ = Fuerza cortante calculada



"C" y "NC" son abreviaturas de refuerzo transversal conforme y no conforme. El refuerzo transversal es conforme si, dentro de la región de bisagra plástica de flexión, los estribos están espaciados  $a = d/3$ .

En nuestro caso los estribos están distribuidos a lo largo de todas las vigas con una separación  $S = 15 \text{ cm}$ , por lo tanto, no cumplimos con la relación  $a = d/3$ , donde  $d = 17.5 \text{ cm}$ , por lo tanto,  $a = 5.83 \text{ cm}$ . En base a los requerimientos de la ASCE\_SEI 41-17 el refuerzo transversal es no conforme "NC"

Material	Geometría	
$f_c := 190 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	$h := 20 \text{ cm}$	
$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	$b := 25 \text{ cm}$	
$f_{CE} := 1.5 \cdot f_c$	$rec := 2.5 \text{ cm}$	
$f'_{CE} := 285 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	$d := 17.5 \text{ cm}$	
	$As_c := 2.26 \text{ cm}^2$	
	$As_t := 2.26 \text{ cm}^2$	
	$Ag := b \cdot h$	
	$Ag = 500 \text{ cm}^2$	

El refuerzo transversal es conforme si, dentro de la región de bisagra plástica de flexión, los estribos están espaciados  $a = d/3$ .

$$a := \frac{d}{3}$$

$$a = 5.83 \text{ cm}$$

$$S := 15 \text{ cm}$$

El refuerzo transversal es no conforme "NC"

Cuantía considerando solo la armadura a compresión

$$\rho := \frac{As_c}{Ag}$$

$$\rho = 0.005$$

Cuantía considerando solo la armadura a tracción

$$\rho' := \frac{As_t}{Ag}$$

$$\rho' = 0.005$$

Cuantía balanceada

$$\rho_{bal} := 0.029$$

Fuerza cortante del elemento evaluado mas critico

$$V := 3.35 \text{ tonnef}$$

Parámetro de calculo 1

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} = 0$$

Parámetro de calculo 2

$$\frac{V}{b \cdot d \cdot \sqrt{\frac{1 \text{ kgf}}{\text{cm}^2} \cdot f'_{CE}}} = 0.454 \quad 0.454 \leq 3 \cdot (0.25)$$

Componente tipo :

Primario

Nivel de rendimiento :

Prevención de colapso (CP)

Factor de modificación "m" seleccionado

$$m := 4$$

### 6.5.1.5 Factor de modificación m para juntas viga-columnas

**Tabla 40**

*Criterios numéricos de aceptación de procedimientos lineales para juntas de vigas y columnas de hormigón armado*

Conditions	<i>m</i> -Factors <sup>a</sup>						
	Performance Level						
	Component Type						
	IO	Primary		Secondary			
LS		CP	LS	CP			
Condition i. Interior joints (for classification of joints, refer to Fig. 10-3)							
$\frac{P^b}{A_g f'_{cE}}$	Transverse reinforcement <sup>c</sup>	$\frac{V^d}{V_J}$					
≤0.1	C	≤1.2	1	1	1	3	4
≤0.1	C	≥1.5	1	1	1	2	3
≥0.4	C	≤1.2	1	1	1	3	4
≥0.4	C	≥1.5	1	1	1	2	3
≤0.1	NC	≤1.2	1	1	1	2	3
≤0.1	NC	≥1.5	1	1	1	2	3
≥0.4	NC	≤1.2	1	1	1	2	3
≥0.4	NC	≥1.5	1	1	1	2	3
Condition ii. Other joints (for classification of joints, refer to Fig. 10-3)							
$\frac{P^b}{A_g f'_{cE}}$	Transverse reinforcement <sup>c</sup>	$\frac{V^d}{V_J}$					
≤0.1	C	≤1.2	1	1	1	3	4
≤0.1	C	≥1.5	1	1	1	2	3
≥0.4	C	≤1.2	1	1	1	3	4
≥0.4	C	≥1.5	1	1	1	2	3
≤0.1	NC	≤1.2	1	1	1	2	3
≤0.1	NC	≥1.5	1	1	1	2	3
≥0.4	NC	≤1.2	1	1	1	1.5	2
≥0.4	NC	≥1.5	1	1	1	1.5	2

*Nota.* Tabla 10-14 de ASCE\_SEI 41-17 (2017).

En donde

- P= Es la fuerza axial de diseño calculada en la columna por encima de la junta
- V=Es la fuerza cortante
- VJ=Es la resistencia al corte de la junta.

- $A_g$ =Área gruesa del elemento
- $f_{cE}$ =Resistencia esperada a la compresión

"C" y "NC" son abreviaturas de refuerzo transversal conforme y no conforme, respectivamente. La armadura transversal es conforme si los estribos están espaciados  $a \leq hc / 2$  dentro de la junta. En caso contrario, la armadura transversal se considera no conforme "NC"

En nuestro caso los estribos están distribuidos están colocados a una separación  $S=15\text{cm}$ , por lo tanto, no cumplimos con la condición de separación  $\leq hc / 2$ , donde  $hc=25\text{ cm}$ , por lo tanto,  $hc / 2=12.5\text{cm}$ . En base a los requerimientos de la ASCE\_SEI 41-17 el refuerzo transversal es no conforme "NC"

Material	Geometría
$f_c := 190 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	$hc := 25 \text{ cm}$
$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	$b := 20 \text{ cm}$
$f_{cE} := 1.5 \cdot f_c$	$rec := 2.5 \text{ cm}$
$f_{cE} = 285 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	$A_g := b \cdot hc$
	$A_g = 500 \text{ cm}^2$

La armadura transversal es conforme si los estribos están espaciados  $a \leq hc / 2$  dentro de la junta. En caso contrario, la armadura transversal se considera no conforme "NC"

$$\frac{hc}{2} = 12.5 \text{ cm} \qquad S := 15 \text{ cm} \qquad 12.5 \text{ cm} \leq 15 \text{ cm}$$

*El refuerzo transversal es no conforme "NC"*

Fuerza axial de diseño calculada en la columna por encima de la junta

$$P := 8.275 \text{ tonnef}$$

Demanda Corte

$$V := 22.71 \text{ tonnef}$$

Capacidad Corte

$$V_J := 44.57 \text{ tonnef}$$

Parámetro de calculo 1

$$\frac{V}{V_J} = 0.51$$

Parámetro de calculo 2

$$\frac{P}{A_g \cdot f'_{CE}} = 0.058$$

Componente tipo :

Primario

Nivel de rendimiento :

Prevención de colapso (CP)

Factor de modificación "m" seleccionado

$$m := 1$$

### 6.5.1.6 Parámetros para determinar las capacidades de los elementos

#### 6.5.1.6.1 Parámetros columnas y muros

Para las columnas o muros de hormigón sometidos a una carga axial combinada y a flexión biaxial, la resistencia combinada se evaluará considerando la flexión biaxial. Cuando se utilicen procedimientos lineales, la carga axial PUD se calculará como acciones controladas por la deformación. Los momentos de diseño MUD se calcularán en torno a cada uno de los dos ejes ortogonales. La resistencia combinada se basará en los principios de la mecánica con los momentos de flexión aplicados calculados como MUD/(mk) en torno a los ejes x e y, respectivamente. La aceptación se basará en que los momentos flectores aplicados se encuentren dentro de la envolvente de resistencia esperada calculada a un nivel de carga axial nivel de PUD/(mk).

Dentro de las regiones de fluencia de los componentes con demandas de ductilidad moderada o alta, la resistencia al corte y a la torsión se calculará de acuerdo con los procedimientos para componentes dúctiles, tales como las disposiciones del capítulo 18 de la ACI 318.

En relación al corte y la torsión se calcularán de acuerdo a la normativa ACI 318 y considerando lo descrito en este documento.

#### ***6.5.1.6.2 Parámetros para elementos a flexión y axial***

La ASCE\_SEI 41-17 permite que la resistencia a la flexión de los elementos con y sin cargas axiales se calcule de acuerdo con la norma ACI 318 o mediante otros métodos demostrados. (ASCE\_SEI 41-17, 2017)

#### ***6.5.6.1.3 Parámetros para elementos a corte y torsión***

La ASCE\_SEI 41-17 permite que las resistencias a cortante y a torsión se calcularán de acuerdo con la norma ACI 318, salvo las modificaciones de dicha norma.

Se permite que, dentro de las regiones de fluencia de los componentes con demandas de ductilidad moderada o alta, la resistencia al corte y a la torsión se calculará de acuerdo con los procedimientos para componentes dúctiles, tales como las disposiciones del capítulo 18 de la ACI 318. (ASCE\_SEI 41-17, 2017)

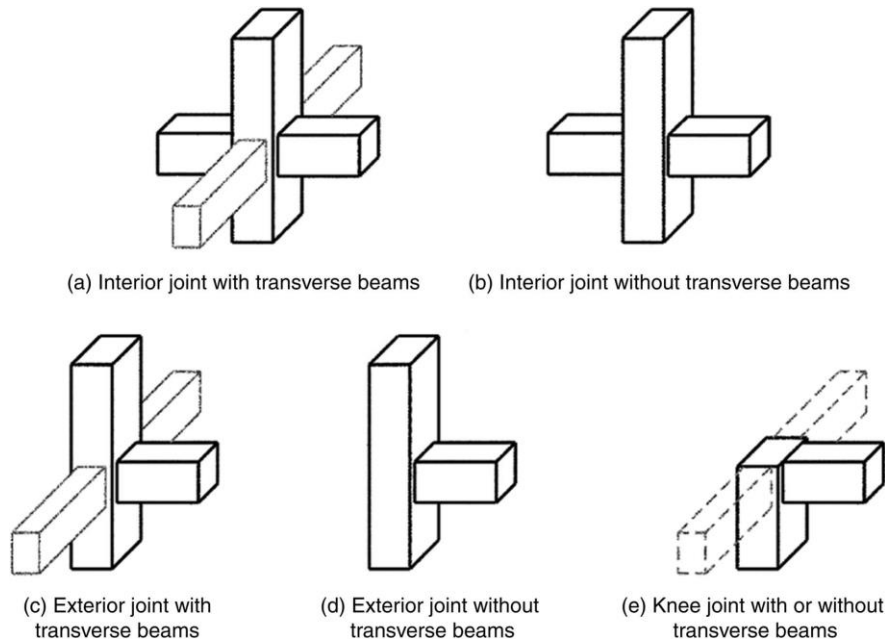
“Cuando la separación longitudinal de la armadura transversal supere la mitad de la profundidad del componente medida en la dirección del cortante, se supondrá que la armadura transversal tiene una eficacia reducida para resistir el cortante o la torsión por un factor de  $2(1 - s/d)$ . Para las vigas y los pilares, se supondrá que la armadura transversal empalmada no es efectiva en más del 50% en las regiones de demanda de ductilidad moderada y que es ineficaz en las

regiones de demanda de ductilidad alta, y esta reducción se aplica además del factor de efectividad causado por el espaciado de la armadura transversal.” (ASCE\_SEI 41-17, 2017, p. 148).

#### 6.5.6.1.4 Parámetros para juntas viga-columna

**Figura 84**

*Clasificación de juntas*



Fuente: ASCE\_SEI 41-17 (2017).

La junta viga-columna en la construcción monolítica se refiere a la zona que tiene unas dimensiones horizontales iguales a las dimensiones de la sección transversal de la columna y una dimensión vertical igual a la profundidad de la viga. Se acepta una junta más ancha cuando la viga es más ancha que la columna. (ASCE\_SEI 41-17, 2017)

La ASCE\_SEI 41-17 menciona que se permitirán los modelos analíticos que representen una estructura viga-columna utilizando elementos lineales con propiedades concentradas en las líneas centrales de los componentes. Cuando las líneas centrales de las vigas y los pilares no se

crucen, se considerarán los efectos de excentricidad entre las líneas centrales de la estructura. (ASCE\_SEI 41-17, 2017)

Para la comprobación de las juntas viga-columna se tomará la más desfavorable, la cual corresponde a “junta interior con vigas transversales”

#### ***6.5.6.1.5 Clasificación de la demanda de ductilidad de los componentes.***

Es necesaria la clasificación de las demandas de ductilidad de los componentes como bajas, moderadas o altas, basándose en el valor máximo de la relación demanda-capacidad. (DCR)

### **Tabla 41**

*Clasificación de la demanda de ductilidad de los componentes*

<b>Maximum Value of DCR or Displacement Ductility</b>	<b>Descriptor</b>
<2	Low ductility demand
2 to 4	Moderate ductility demand
>4	High ductility demand

Nota. ASCE\_SEI 41-17 (2017).

#### ***6.5.6.1.6 Inercia de las secciones agrietadas***

Las vigas se modelarán teniendo en cuenta las rigideces a flexión y a cortante, incluyendo el efecto de la losa. Las columnas se modelarán considerando las rigideces a flexión, a cortante y axial.

Cuando las acciones de diseño se determinen utilizando los procedimientos lineales, las rigideces efectivas de los componentes corresponderán al valor secante. La ASCE\_SEI 41-17 nos



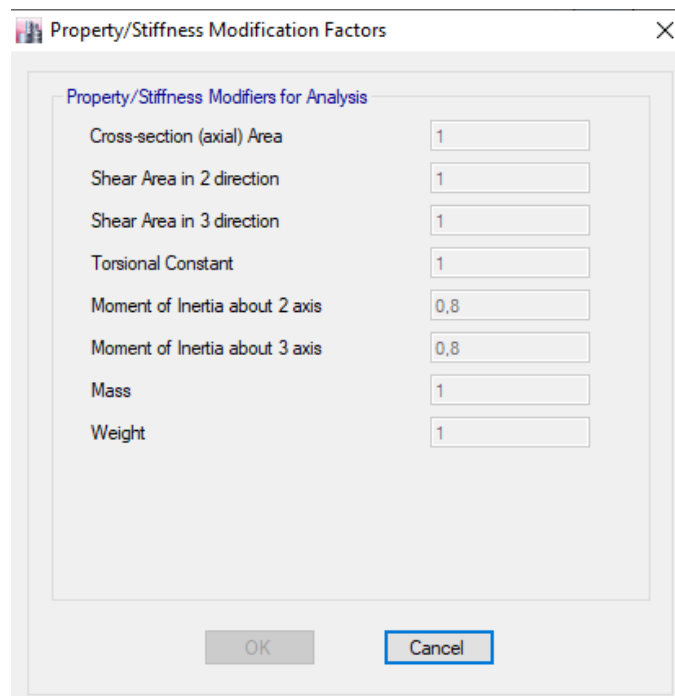
permite el uso de rigidez efectiva mediante modificadores, que en este caso serán los que nos estable la NEC SE DS.

“Para estructuras de hormigón armado y de mampostería, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se debe utilizar valores de inercias agrietadas de los elementos estructurales.” (NEC SE DS,2015, pág. 54)

- 0.5  $I_g$  para vigas.
- 0.8  $I_g$  para columnas.
- 0.6  $I_g$  para muros estructurales.

## Figura 85

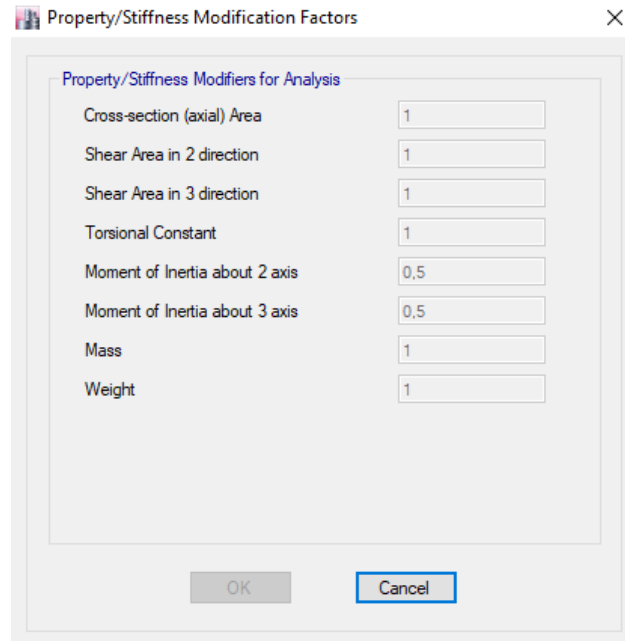
### *Inercia agrietada columnas*



*Nota.* Reducción de las inercias. Fuente: Autores.

## Figura 86

### *Inercia agrietada vigas*



*Nota.* Reducción de las inercias. Fuente: Autores.

## 6.6 Resultados

### 6.6.1 Vigas

Se presentan las solicitaciones más desfavorables a corte y momento calculadas para las vigas, correspondientes a la combinación causante de las mismas, también se puede apreciar el factor multiplicador C1C2, el cual que aumenta las solicitaciones de la viga. En las siguientes filas encontramos las solicitaciones más críticas mayoradas

#### 6.6.1.2 Corte y Momento

Debido a que la separación longitudinal de la armadura transversal supera la mitad de la profundidad de la viga medida en la dirección del cortante, se supondrá que la armadura transversal

tiene una eficacia reducida para resistir el cortante o la torsión por un factor de  $2(1 - s/d) = 0.113$  (ASCE\_SEI 41-17, 2017, p. 149).

**Tabla 42**

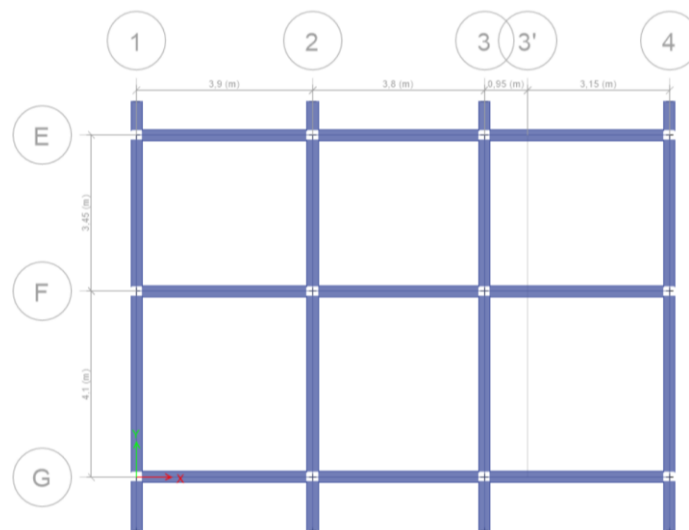
*Factor de reducción para la capacidad a corte de las vigas*

d=	15,9 [cm]
s =	15 [cm]
$2 * (1 - \frac{s}{d}) =$	0,113

Nota. ASCE\_SEI 41-17 (2017, p. 149).

**Figura 87**

*Ejes de Vigas*



Nota. Imagen obtenida de Etabs. Fuente: Autores.

**Tabla 43**

*Solicitaciones ultimas mayoradas de los elementos vigas*

Portico	Piso	Viga	combinación	V2 tonf	M3 tonf-m	C1C2	Vu2 tonf	Mu3 tonf-m
G	1	1-2	1.1D+0.275L+Edx	0,78	1,03	1,1	0,858	1,133
	1	2-3	1.1D+0.275L+Edx	0,46	0,12	1,1	0,506	0,132
	1	3-4	1.1D+0.275L+Edx	0,75	0,8	1,1	0,825	0,88
	2	1-2	1.1D+0.275L+Edx	3,15	2,46	1,1	3,465	2,706
	2	2-3	1.1D+0.275L+Edx	2,49	1,65	1,1	2,739	1,815
	2	3-4	1.1D+0.275L+Edx	2,59	2,44	1,1	2,849	2,684
	3	1-2	1.1D+0.275L+Edx	2,35	2,069	1,1	2,585	2,276
	3	2-3	1.1D+0.275L+Edx	1,63	0,84	1,1	1,793	0,924
F	3	3-4	1.1D+0.275L+Edx	1,54	1,57	1,1	1,694	1,727
	1	1-2	1.1D+0.275L+Edx	0,5	0,22	1,1	0,55	0,242
	1	2-3	1.1D+0.275L+Edx	0,36	0,13	1,1	0,396	0,143
	1	3-4	1.1D+0.275L+Edx	1,24	1,52	1,1	1,364	1,672
	2	1-2	1.1D+0.275L+Edx	3,35	2,46	1,1	3,685	2,706
	2	2-3	1.1D+0.275L+Edx	2,47	1,48	1,1	2,717	1,628
	2	3-4	1.1D+0.275L+Edx	2,88	2,64	1,1	3,168	2,904
	3	1-2	1.1D+0.275L+Edx	2,61	1,92	1,1	2,871	2,112
E	3	2-3	1.1D+0.275L+Edx	1,63	0,71	1,1	1,793	0,781
	3	3-4	1.1D+0.275L+Edx	1,77	1,75	1,1	1,947	1,925
	2	1-2	1.1D+0.275L+Edx	3,06	2,64	1,1	3,366	2,904
	2	2-3	1.1D+0.275L+Edx	2,59	1,74	1,1	2,849	1,914
	2	3-4	1.1D+0.275L+Edx	2,77	2,87	1,1	3,047	3,157
	3	1-2	1.1D+0.275L+Edx	2,21	1,93	1,1	2,431	2,123
1	3	2-3	1.1D+0.275L+Edx	1,57	0,91	1,1	1,727	1,001
	3	3-4	1.1D+0.275L+Edx	1,67	1,81	1,1	1,837	1,991
	1	E'	1.1D+0.275L+Edx	0,35	0,067	1,1	0,385	0,074
	1	E-F	1.1D+0.275L+Edx	0,69	0,01	1,1	0,759	0,011
	1	F-G	1.1D+0.275L+Edx	0,067	0,039	1,1	0,074	0,043
	2	E'	1.1D+0.275L+Edx	0,24	0,033	1,1	0,264	0,036
	2	E-F	1.1D+0.275L+Edx	0,069	0,011	1,1	0,076	0,012
	2	F-G	1.1D+0.275L+Edx	0,076	0,013	1,1	0,084	0,014
	3	E'	1.1D+0.275L+Edx	0,27	0,039	1,1	0,297	0,043
3	E-F	1.1D+0.275L+Edx	0,071	0,01	1,1	0,078	0,011	
3	F-G	1.1D+0.275L+Edx	0,077	0,014	1,1	0,085	0,015	

Portico	Piso	Viga	combinación	V2 tonf	M3 tonf-m	C1C2	Vu2 tonf	Mu3 tonf-m
2	1	E'	1.1D+0.275L+Edx	0,32	0,065	1,1	0,352	0,072
	1	E-F	1.1D+0.275L+Edx	0,069	0,093	1,1	0,076	0,102
	1	F-G	1.1D+0.275L+Edx	0,081	0,038	1,1	0,089	0,042
	2	E'	1.1D+0.275L+Edx	0,39	0,05	1,1	0,429	0,055
	2	E-F	1.1D+0.275L+Edx	0,96	0,034	1,1	1,056	0,037
	2	F-G	1.1D+0.275L+Edx	0,61	0,028	1,1	0,671	0,031
	3	E'	1.1D+0.275L+Edx	0,4	0,041	1,1	0,44	0,045
	3	E-F	1.1D+0.275L+Edx	0,97	0,32	1,1	1,067	0,352
	3	F-G	1.1D+0.275L+Edx	0,61	0,28	1,1	0,671	0,308
3	1	E'	1.1D+0.275L+Edx	0,24	0,018	1,1	0,264	0,02
	1	E-F	1.1D+0.275L+Edx	0,069	0,011	1,1	0,076	0,012
	1	F-G	1.1D+0.275L+Edx	0,063	0,18	1,1	0,069	0,198
	2	E'	1.1D+0.275L+Edx	0,36	0,046	1,1	0,396	0,051
	2	E-F	1.1D+0.275L+Edx	1	0,32	1,1	1,1	0,352
	2	F-G	1.1D+0.275L+Edx	0,71	0,28	1,1	0,781	0,308
	3	E'	1.1D+0.275L+Edx	0,37	0,034	1,1	0,407	0,037
	3	E-F	1.1D+0.275L+Edx	0,9	0,29	1,1	0,99	0,319
	3	F-G	1.1D+0.275L+Edx	0,58	0,26	1,1	0,638	0,286
4	1	E'	1.1D+0.275L+Edx	0,16	0,043	1,1	0,176	0,047
	2	E'	1.1D+0.275L+Edx	0,24	0,033	1,1	0,264	0,036
	2	E-F	1.1D+0.275L+Edx	0,069	0,011	1,1	0,076	0,012
	2	F-G	1.1D+0.275L+Edx	0,076	0,014	1,1	0,084	0,015
	3	E'	1.1D+0.275L+Edx	0,24	0,041	1,1	0,264	0,045
	3	E-F	1.1D+0.275L+Edx	0,07	0,011	1,1	0,077	0,012
	3	F-G	1.1D+0.275L+Edx	0,077	0,014	1,1	0,085	0,015

Nota. Solicitaciones en vigas.

En la siguiente tabla podemos encontrar los factores multiplicadores m y k, los cuales aumentan la capacidad de las vigas. También encontramos la resistencia a corte y momento esperados de cada viga, cabe recalcar que el valor de  $V_{ce}$ , esta reducido por no cumplir con el espaciamiento requerido de los estribos. En las dos últimas columnas encontramos los valores de la resistencia a corte esperado mayorado y también los valores de resistencia a momento esperados mayorados.

**Tabla 44***Valores de la resistencia a corte y momento esperados controlados por la deformación*

Portico	Piso	Viga	m	k	Vce tonf	Mce tonf-m	mkVce tonf	mkMce tonf-m
G	1	1-2	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	1	2-3	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	1	3-4	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	2	1-2	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	2	2-3	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	2	3-4	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	3	1-2	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	3	2-3	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	3	3-4	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
F	1	1-2	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	1	2-3	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	1	3-4	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	2	1-2	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	2	2-3	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	2	3-4	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	3	1-2	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	3	2-3	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	3	3-4	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
E	2	1-2	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	2	2-3	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	2	3-4	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	3	1-2	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	3	2-3	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	3	3-4	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
1	1	E'	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	1	E-F	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	1	F-G	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	2	E'	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	2	E-F	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	2	F-G	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	3	E'	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	3	E-F	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	3	F-G	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644

Portico	Piso	Viga	m	k	Vce tonf	Mce tonf-m	mkVce tonf	mkMce tonf-m
2	1	E'	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	1	E-F	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	1	F-G	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	2	E'	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	2	E-F	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	2	F-G	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	3	E'	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	3	E-F	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	3	F-G	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
3	1	E'	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	1	E-F	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	1	F-G	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	2	E'	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	2	E-F	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	2	F-G	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	3	E'	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	3	E-F	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	3	F-G	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
4	1	E'	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	2	E'	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	2	E-F	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	2	F-G	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	3	E'	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	3	E-F	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644
	3	F-G	4	0,9	1,896	1,29	6,8256	4,644

Fuente. Autores

En esta tabla encontramos abreviados los valores más importantes, en primer lugar, las sollicitaciones a corte y momento ya mayoradas, seguidas de los valores de resistencia a corte y momento esperados ya mayorados.

En las últimas columnas encontramos la relación demanda capacidad, entre la sollicitación ultima a corte mayorada y la resistencia a corte esperada mayorada. En la última columna encontramos la relación demanda capacidad entre la sollicitación a corte mayorada y la resistencia a momento esperada mayorada

**Tabla 45**

*Demanda capacidad*

Portico	Piso	Viga	Vu2 tonf	Mu3 Tonf-m	mkVce tonf	mkMce tonf-m	DCR V	DCR M
G	1	1-2	0,858	1,133	6,8256	4,644	0,126	0,244
	1	2-3	0,506	0,132	6,8256	4,644	0,074	0,028
	1	3-4	0,825	0,88	6,8256	4,644	0,121	0,189
	2	1-2	3,465	2,706	6,8256	4,644	0,508	0,583
	2	2-3	2,739	1,815	6,8256	4,644	0,401	0,391
	2	3-4	2,849	2,684	6,8256	4,644	0,417	0,578
	3	1-2	2,585	2,276	6,8256	4,644	0,379	0,490
	3	2-3	1,793	0,924	6,8256	4,644	0,263	0,199
F	3	3-4	1,694	1,727	6,8256	4,644	0,248	0,372
	1	1-2	0,55	0,242	6,8256	4,644	0,081	0,052
	1	2-3	0,396	0,143	6,8256	4,644	0,058	0,031
	1	3-4	1,364	1,672	6,8256	4,644	0,200	0,360
	2	1-2	3,685	2,706	6,8256	4,644	0,540	0,583
	2	2-3	2,717	1,628	6,8256	4,644	0,398	0,351
	2	3-4	3,168	2,904	6,8256	4,644	0,464	0,625
	3	1-2	2,871	2,112	6,8256	4,644	0,421	0,455
E	3	2-3	1,793	0,781	6,8256	4,644	0,263	0,168
	3	3-4	1,947	1,925	6,8256	4,644	0,285	0,415
	2	1-2	3,366	2,904	6,8256	4,644	0,493	0,625
	2	2-3	2,849	1,914	6,8256	4,644	0,417	0,412
	2	3-4	3,047	3,157	6,8256	4,644	0,446	0,680
	3	1-2	2,431	2,123	6,8256	4,644	0,356	0,457
1	3	2-3	1,727	1,001	6,8256	4,644	0,253	0,216
	3	3-4	1,837	1,991	6,8256	4,644	0,269	0,429
	1	E'	0,385	0,074	6,8256	4,644	0,056	0,016
	1	E-F	0,759	0,011	6,8256	4,644	0,111	0,002
	1	F-G	0,074	0,043	6,8256	4,644	0,011	0,009
	2	E'	0,264	0,036	6,8256	4,644	0,039	0,008
	2	E-F	0,076	0,012	6,8256	4,644	0,011	0,003
	2	F-G	0,084	0,014	6,8256	4,644	0,012	0,003
	3	E'	0,297	0,043	6,8256	4,644	0,044	0,009
3	E-F	0,078	0,011	6,8256	4,644	0,011	0,002	
3	F-G	0,085	0,015	6,8256	4,644	0,012	0,003	



Portico	Piso	Viga	Vu2 tonf	Mu3 Tonf-m	mkVce tonf	mkMce tonf-m	DCR V	DCR M
2	1	E'	0,352	0,072	6,8256	4,644	0,052	0,015
	1	E-F	0,076	0,102	6,8256	4,644	0,011	0,022
	1	F-G	0,089	0,042	6,8256	4,644	0,013	0,009
	2	E'	0,429	0,055	6,8256	4,644	0,063	0,012
	2	E-F	1,056	0,037	6,8256	4,644	0,155	0,008
	2	F-G	0,671	0,031	6,8256	4,644	0,098	0,007
	3	E'	0,44	0,045	6,8256	4,644	0,064	0,010
	3	E-F	1,067	0,352	6,8256	4,644	0,156	0,076
	3	F-G	0,671	0,308	6,8256	4,644	0,098	0,066
3	1	E'	0,264	0,02	6,8256	4,644	0,039	0,004
	1	E-F	0,076	0,012	6,8256	4,644	0,011	0,003
	1	F-G	0,069	0,198	6,8256	4,644	0,010	0,043
	2	E'	0,396	0,051	6,8256	4,644	0,058	0,011
	2	E-F	1,1	0,352	6,8256	4,644	0,161	0,076
	2	F-G	0,781	0,308	6,8256	4,644	0,114	0,066
	3	E'	0,407	0,037	6,8256	4,644	0,060	0,008
	3	E-F	0,99	0,319	6,8256	4,644	0,145	0,069
	3	F-G	0,638	0,286	6,8256	4,644	0,093	0,062
4	1	E'	0,176	0,047	6,8256	4,644	0,026	0,010
	2	E'	0,264	0,036	6,8256	4,644	0,039	0,008
	2	E-F	0,076	0,012	6,8256	4,644	0,011	0,003
	2	F-G	0,084	0,015	6,8256	4,644	0,012	0,003
	3	E'	0,264	0,045	6,8256	4,644	0,039	0,010
	3	E-F	0,077	0,012	6,8256	4,644	0,011	0,003
	3	F-G	0,085	0,015	6,8256	4,644	0,012	0,003

Fuente. Autores.

### 6.6.2 Columnas

A continuación, se muestra los resultados considerando las situaciones más desfavorables, que involucra las acciones por causa de la gravedad y las acciones por causadas por la respuesta al Nivel de Peligro Sísmico seleccionado.

### 6.6.2.1 Axial y momentos

Siguiendo los requisitos de la normativa y en base a ella, generamos los diagramas de interacción en el programa Etabs, el cual considera los esfuerzos axiales combinados y la flexión en los dos sentidos, para efectos prácticos y para facilitar la comprensión de resultados, se muestran un diagrama de interacción para cada columna elaborado por los autores, en el cual se señala con un punto la acción combinada entre axial y el momento más desfavorable, las cuales están reducidas al dividir las por los factores  $k$  y  $m$ .

**Tabla 46**

Valores de la resistencia a corte y momento esperados controlados por la deformación

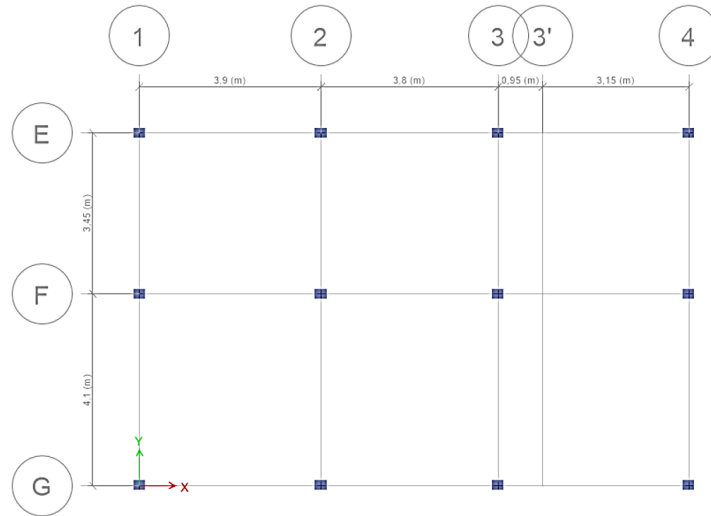
$k=$	1,1
$m=$	3,7

Portico	$P_u$ [kgf]	$M_u$ [kgf*m]	$P/k*m$	$M/k*m$
G1	3419,75	4014,34	840,23	986,32
F1	1801,56	6553,25	442,64	1610,14
E1	4263,67	7504,03	1047,58	1843,74
G2	24761,11	10224,29	6083,81	2512,11
F2	35453,75	10433,72	8711,00	2563,57
E2	20172,61	10616,07	4956,42	2608,37
G3	19728,46	9780,82	4847,29	2403,15
F3	31046,13	10213,8	7628,04	2509,53
E3	20729,17	10292,48	5093,16	2528,86
G4	14564,17	9285,85	3578,42	2281,54
F4	4123,16	4781,94	1013,06	1174,92
E4	3213,62	10124,63	789,59	2487,62

Nota. Autores.

**Figura 88**

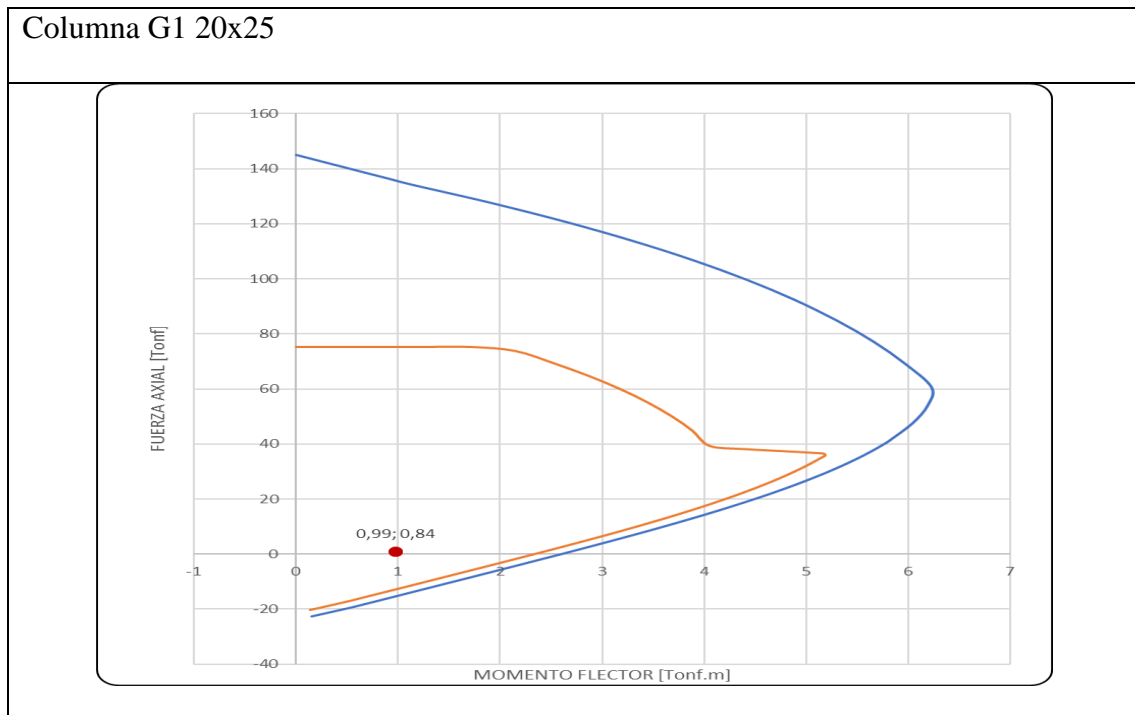
Valores de la resistencia a corte y momento esperados controlados por la deformación



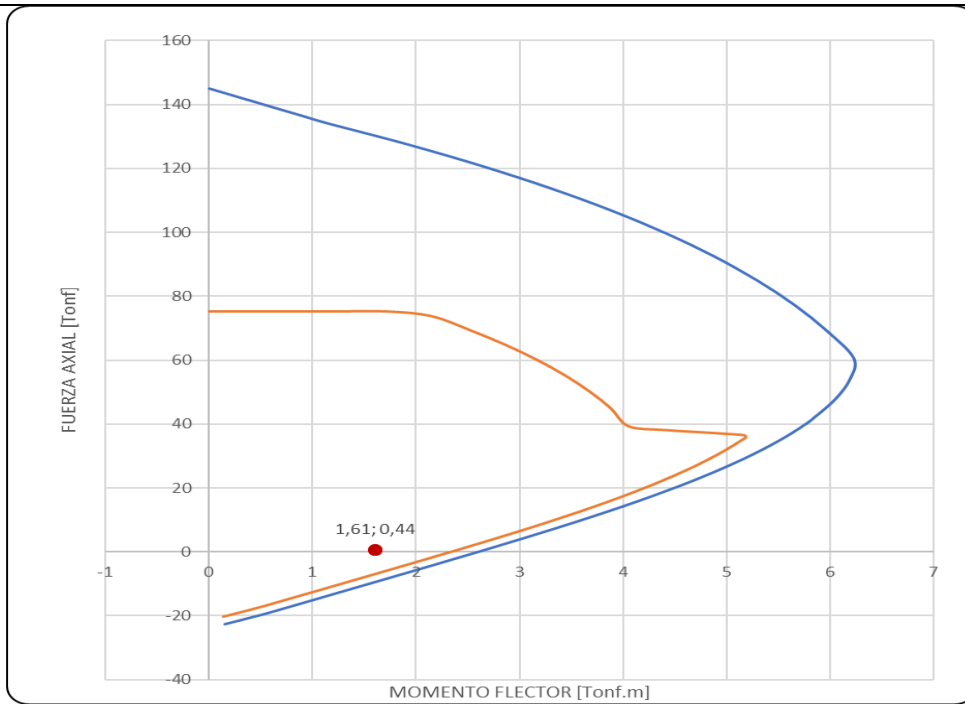
Nota. Imagen obtenida de Etabs. Fuente: Autores.

**Tabla 47**

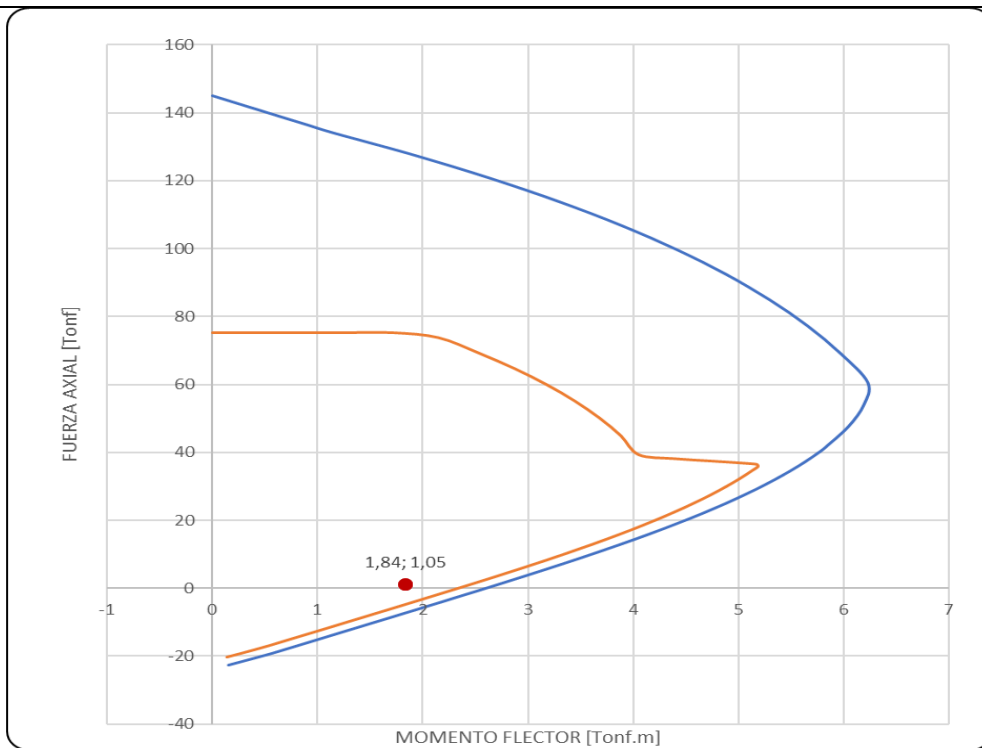
Diagramas de interacción de todas las columnas



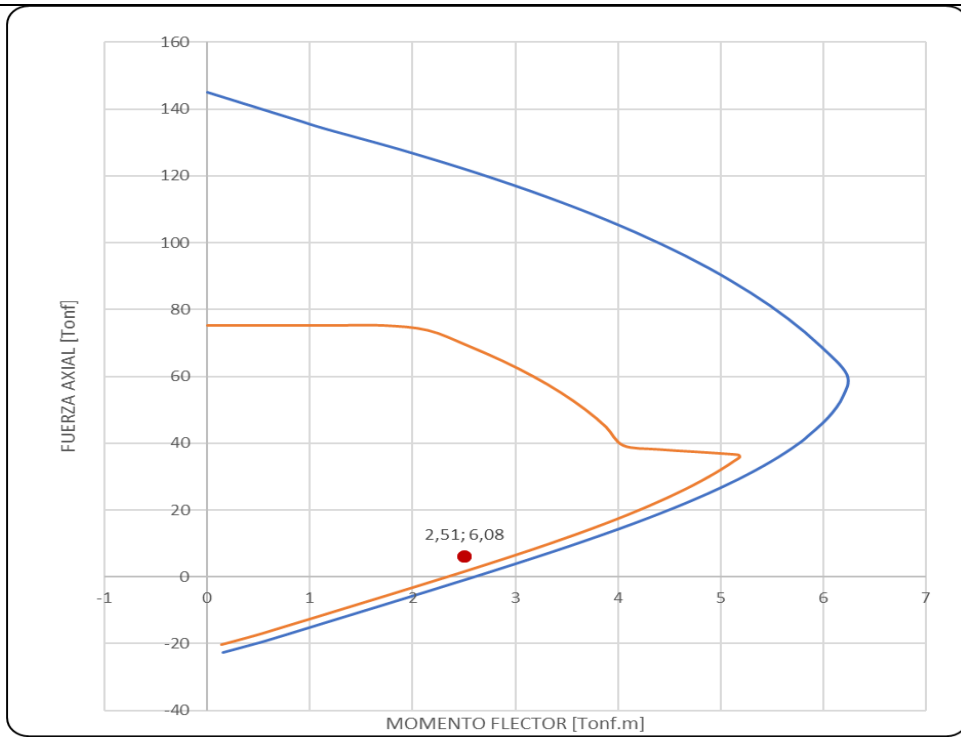
### Columna F1 20x25



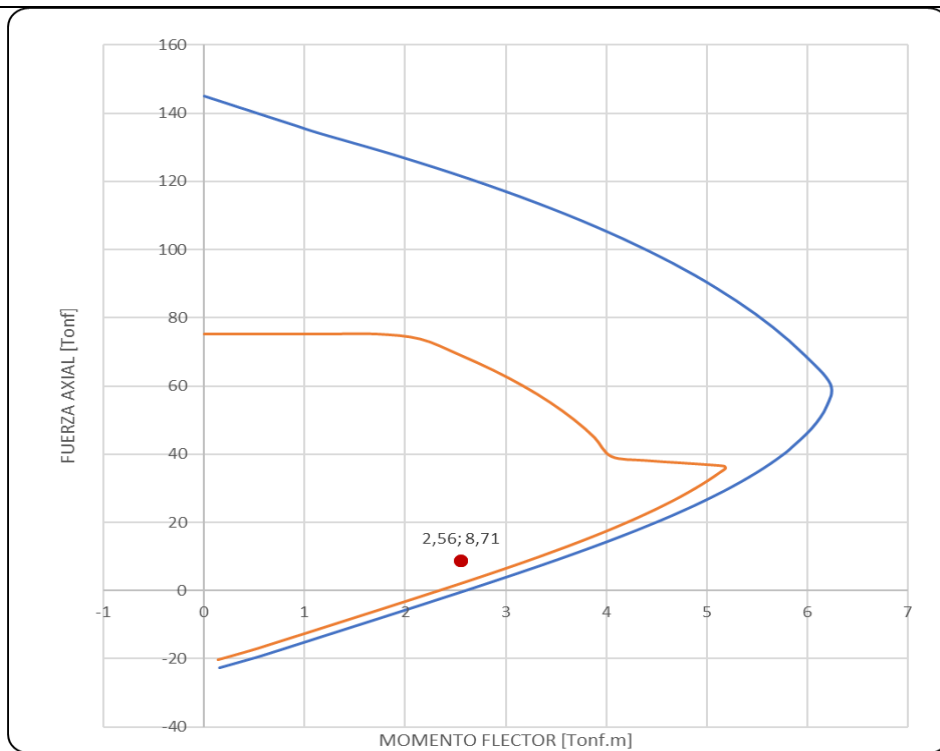
### Columna E1 20x25



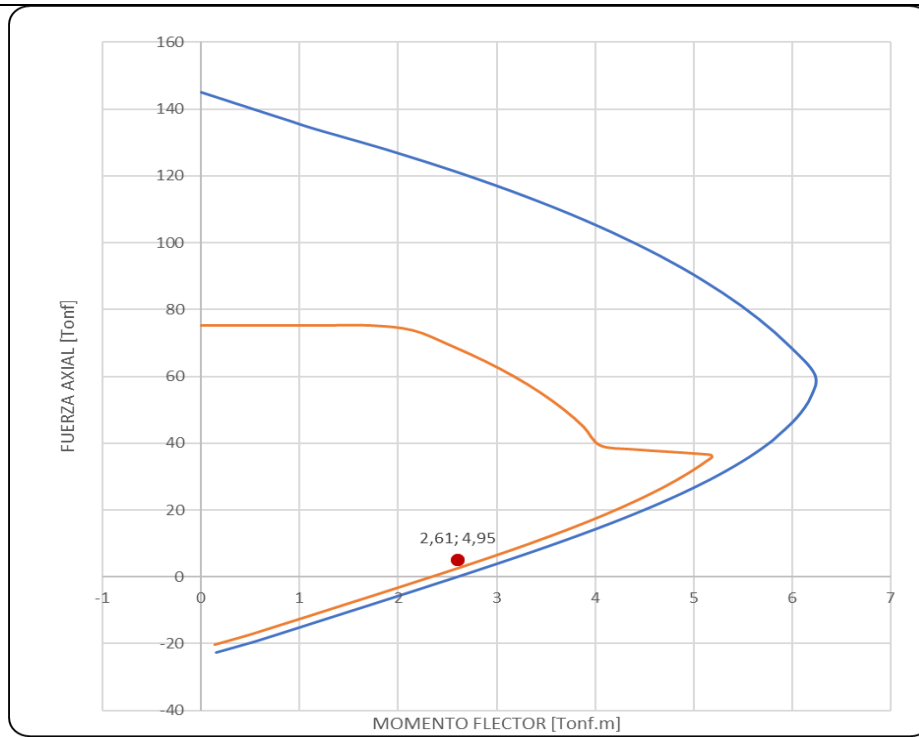
### Columna G2 20x25



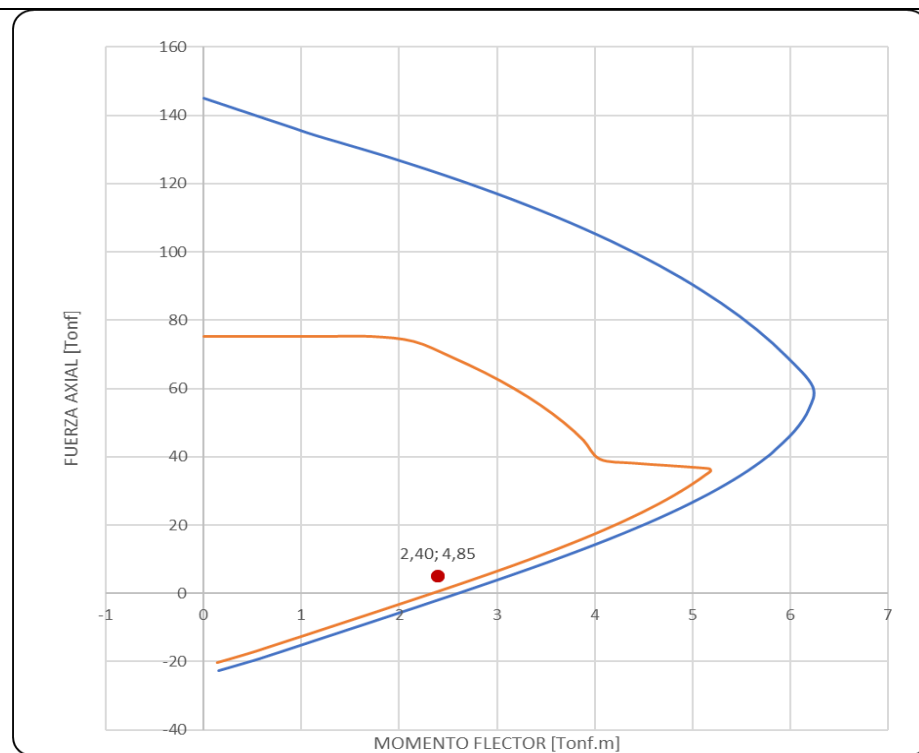
### Columna F2 20x25



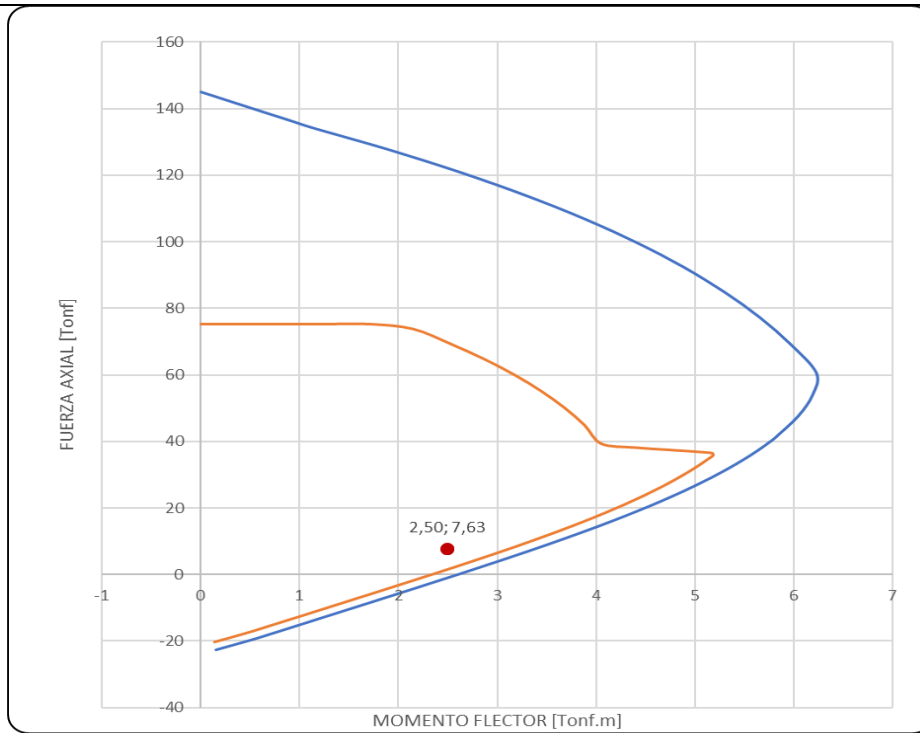
Columna E2 20x25



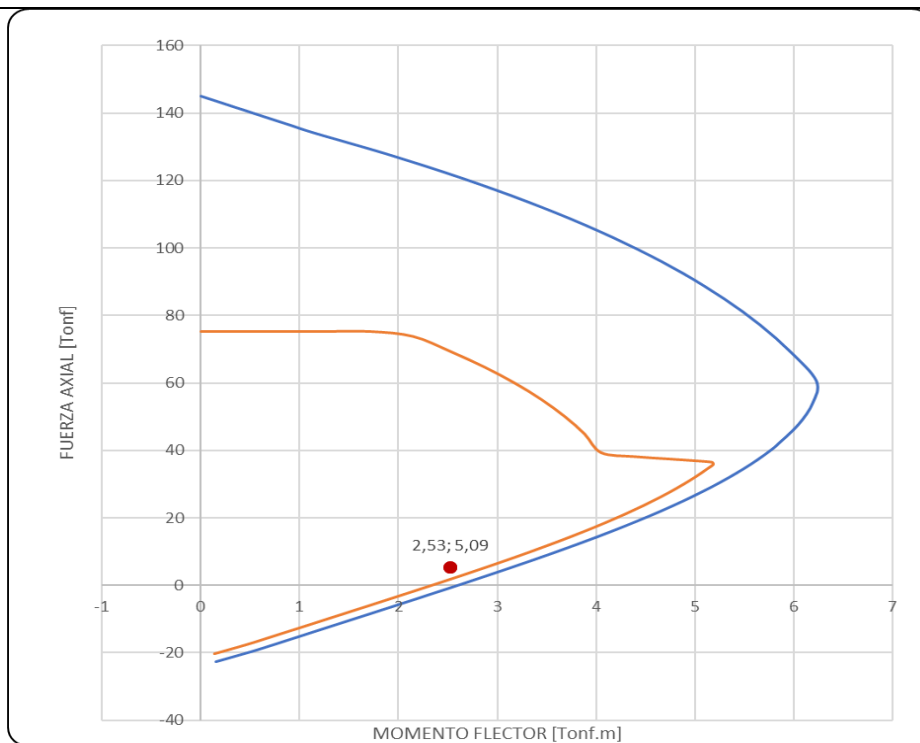
Columna G3 20x25



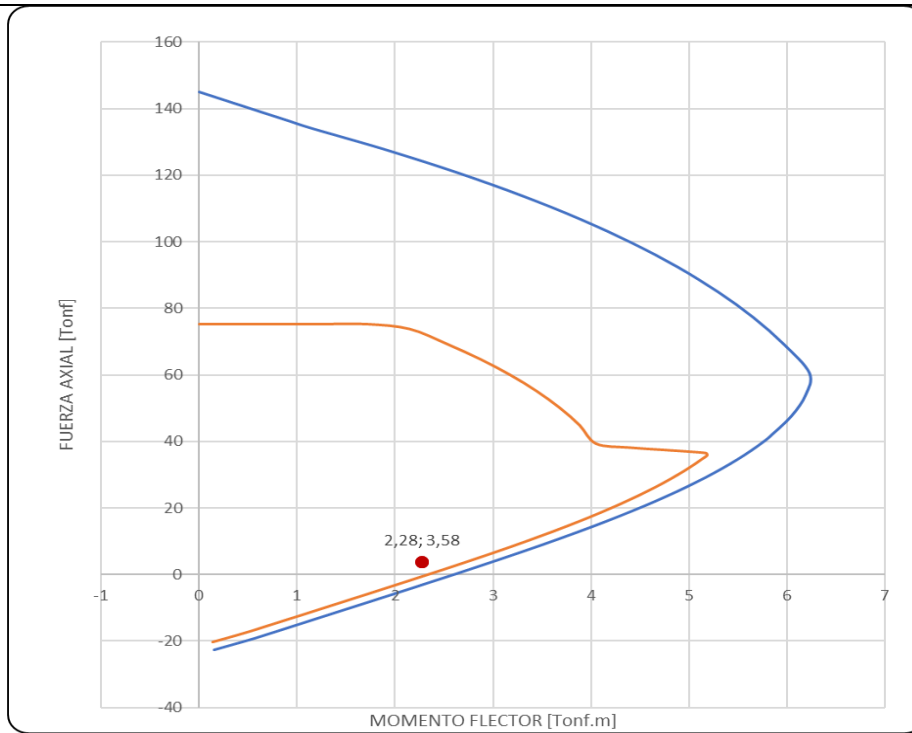
Columna F3 20x25



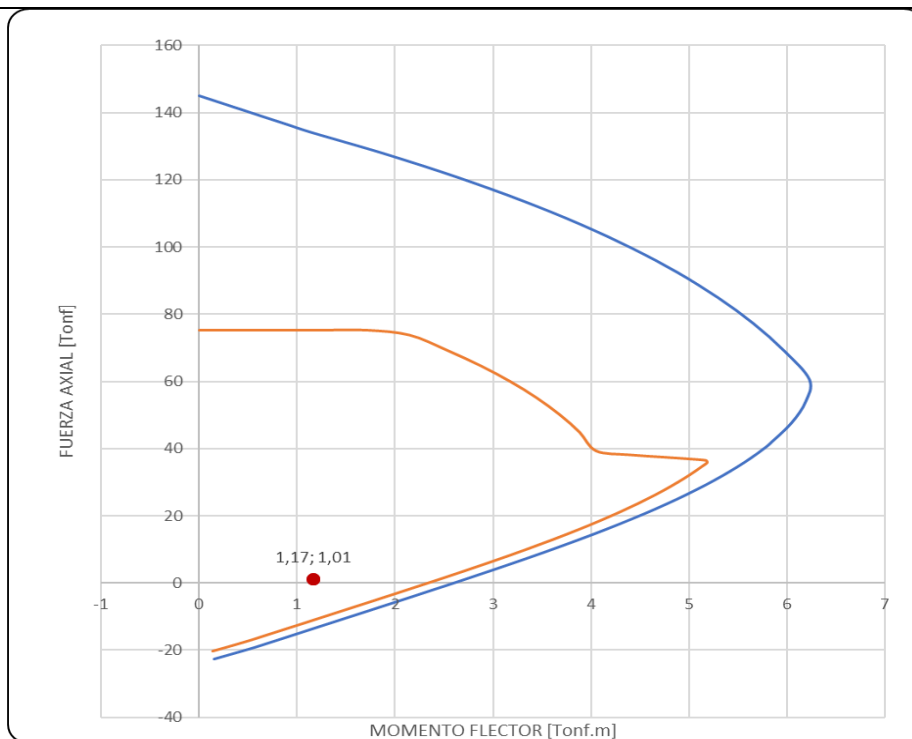
Columna E3 20x25



### Columna G4 20x25

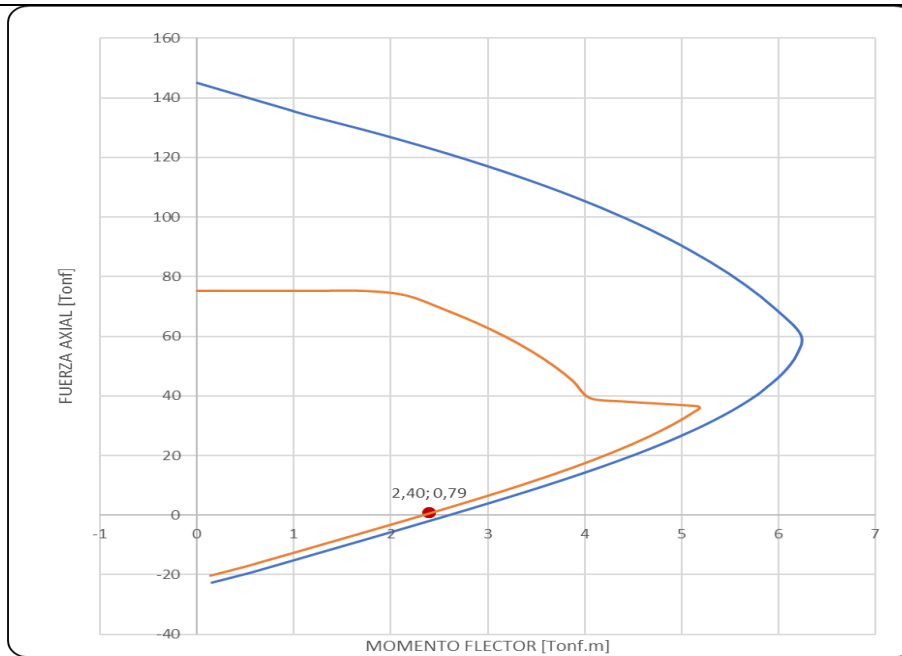


### Columna F4 20x25





Columna F5 20x25



**6.6.2.1 Corte**

Para obtener los resultados a corte fue necesario realizar una reducción a la capacidad a corte de las columnas, esto debido a que la separación de los estribos es mayor a lo requerido por la normativa correspondiente, para lo cual hicimos uso de la ASCE\_SEI 41-17,

**Figura 89**

*Factor de reducción a corte para columnas*

Factor de reducción a corte por no cumplir con la separación de estribos	
d=	20 cm
S=	15 cm
La capacidad a corte se reduce en :	
$2 * \left(1 - \frac{S}{d}\right) =$	0,50

*Nota.* Elaborado en Excel.

En el siguiente cuadro se puede verificar que después de asignar los factores de modificación, tanto para solicitudes como para capacidades, la relación demanda-capacidad DCR para la solicitud a corte de las columnas cumple con  $DCR \leq 1$ .

Es importante mencionar que la capacidad a corte requerida  $V_{ce}$  ya se encuentra reducida en 0.5 veces.

**Tabla 48**

*Capacidad a corte de columnas*

Corte en columnas									
Nombre	Combinación	V2 (Tonf)	C1C2	Vu2 (Tonf)	m	k	Vce (Tonf)	mkVce (Tonf)	DCR V
G2	1.1D+0.275L+Edx	9,77	1,1	10,75	3,7	0,9	8,46	28,172	0,38
F2	1.1D+0.275L+Edx	10,19	1,1	11,21	3,7	0,9	8,46	28,172	0,40
E2	1.1D+0.275L+Edx	9,46	1,1	10,4	3,7	0,9	8,46	28,172	0,37
G3	1.1D+0.275L+Edx	9,38	1,1	10,32	3,7	0,9	8,46	28,172	0,37
F3	1.1D+0.275L+Edx	9,94	1,1	10,93	3,7	0,9	8,46	28,172	0,39
E3	1.1D+0.275L+Edx	9,35	1,1	10,29	3,7	0,9	8,46	28,172	0,37
G4	1.1D+0.275L+Edx	3,52	1,1	3,872	3,7	0,9	8,46	28,172	0,14
F4	1.1D+0.275L+Edx	1,47	1,1	1,617	3,7	0,9	8,46	28,172	0,06
E4	1.1D+0.275L+Edx	1,27	1,1	1,397	3,7	0,9	8,46	28,172	0,05
G1	1.1D+0.275L+Edx	1,95	1,1	2,144	3,7	0,9	8,46	28,172	0,08
F1	1.1D+0.275L+Edx	0,76	1,1	0,836	3,7	0,9	8,46	28,172	0,03
E1	1.1D+0.275L+Edx	1,58	1,1	1,738	3,7	0,9	8,46	28,172	0,06

*Nota.* Elaborado en Excel. Fuente: Autores.

### 6.6.3 Juntas viga-columna

El factor  $m$  para la calcular la capacidad a corte es  $m=1$ , según el procedimiento que dicta la ASCE\_SE 41-17. Además, se permite que la capacidad de la junta se calcule usando los procedimientos establecidos en la ACI 318, considerando un factor de reducción a la resistencia  $\phi=1$ .

A continuación, se muestra un ejemplo del cálculo de la capacidad de la junta viga columna, tomamos la junta más desfavorable para los cálculos, y así no tener que comprobar todas las juntas.

#### DISEÑO DE LA JUNTA VIGA-COLUMNA ACI 318-19

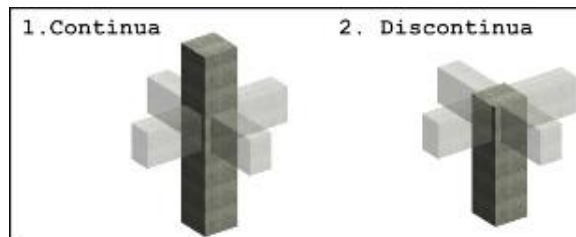
##### Materiales

Concreto	$f'_c := 27.5 \text{ MPa}$	Recubrimiento al estribo	$r := 3 \text{ cm}$
Acero de refuerzo	$f_y := 420 \text{ MPa}$	Módulo de elasticidad	$E_s := 200 \text{ GPa}$
Acero de refuerzo transversal	$f_{yt} := 420 \text{ MPa}$	Factor de Concreto Liviano	$\lambda := 1$

##### Definición del nudo Viga-Columna

Continuidad de la Columna

$$C := 1$$

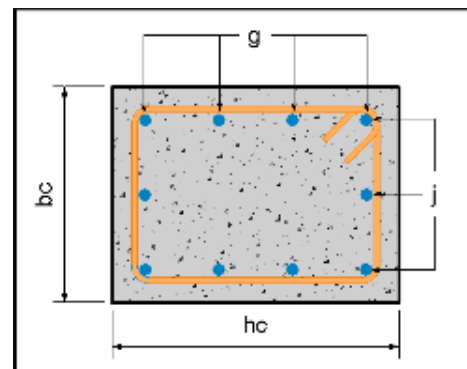


##### Dimensiones de las Columnas que llegan al nudo

Ancho Columna	$b_c := 20 \text{ cm}$
Peralte Columna	$h_c := 25 \text{ cm}$
Altura	$H_c := 2.59 \text{ m}$
Máximo espaciamiento de barras con soporte lateral	$h_x := 16.8 \text{ cm}$

##### Acero de Refuerzo en Columna

# de barras en b	$j := 2$
# de barras en h	$g := 2$



Acero longitudinal

$$d_{bc} := 12 \text{ mm}$$

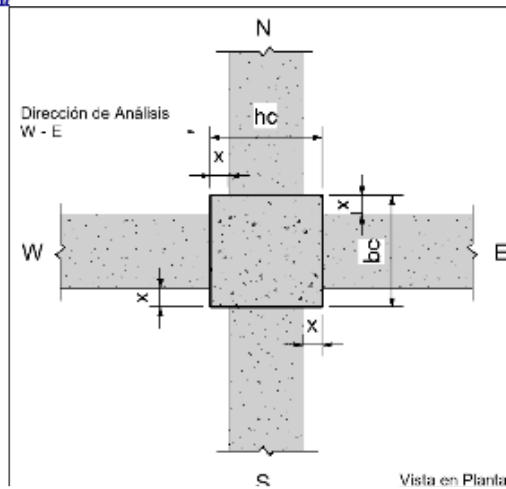
$$n_b^T = \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Acero transversal

$$d_{vc} := 10 \text{ mm}$$

**Dimensiones de las Vigas que llegan al nudo**

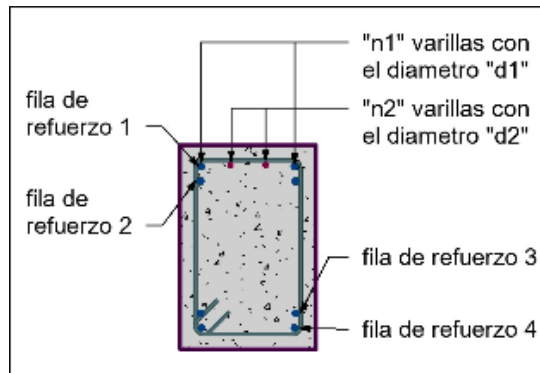
Viga	$b_b$ (cm)	$h_b$ (cm)	$x$ (cm)
"W"	25	20	-2.5
"N"	25	20	0
"E"	25	20	-2.5
"S"	25	20	0



**Acero de Refuerzo en Viga W-E**

Acero Longitudinal

$f$	$d_1$ (mm)	$n_1$	$d_2$ (mm)	$n_2$
1	12	2	0	0
2	0	0	0	0
3	0	0	0	0
4	12	2	0	0



Acero Transversal  $d_{vv} := 10 \text{ mm}$

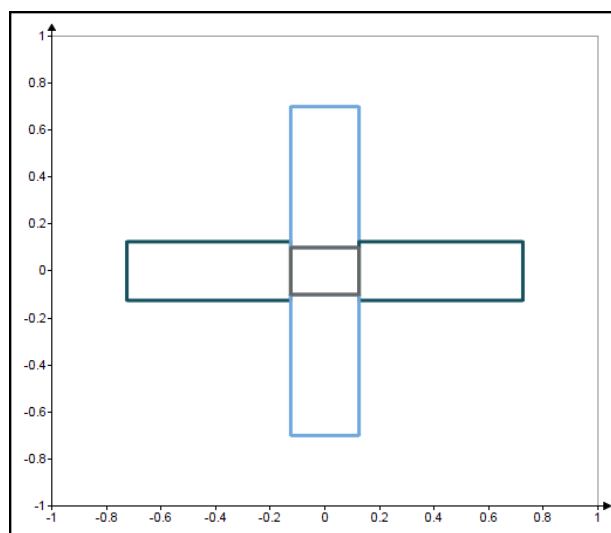


Fig 1. Vista en planta del nudo Viga-Columna.

## 1. ACERO TRANSVERSAL REQUERIDO

Máxima Fuerza Axial en las Columnas que llegan al nudo.

$$Pu := 34.69 \text{ tonf}$$

Número de barras longitudinales alrededor del perímetro del núcleo confinado que están soportadas por una esquina del estribo cerrado o gancho sísmico. (18.7.5.4)

$$n_1 := 4$$

Espaciamiento del acero de refuerzo transversal dentro del nudo viga-columna.

$$s := 15 \text{ cm}$$

---

Máximo Espaciamiento del Refuerzo Transversal dentro del nudo (18.7.5.3)

$$s_{max} = 15 \text{ cm}$$

Área de Refuerzo Transversal Requerido dentro del nudo en la dirección W-E (18.7.5.4)

$$A_{sh} = 2.59 \text{ cm}^2$$

## 2. RESISTENCIA AL CORTE DEL NUDO

Factor de reducción de la resistencia

$$\phi := 1$$

---

Resistencia Requerida (18.8.4.1)

$$V_u = 22.71 \text{ tonnef}$$

Resistencia al corte del nudo (18.8.4.2)

$$\phi V_n = 45.45 \text{ tonnef}$$

Corte = "cumple"

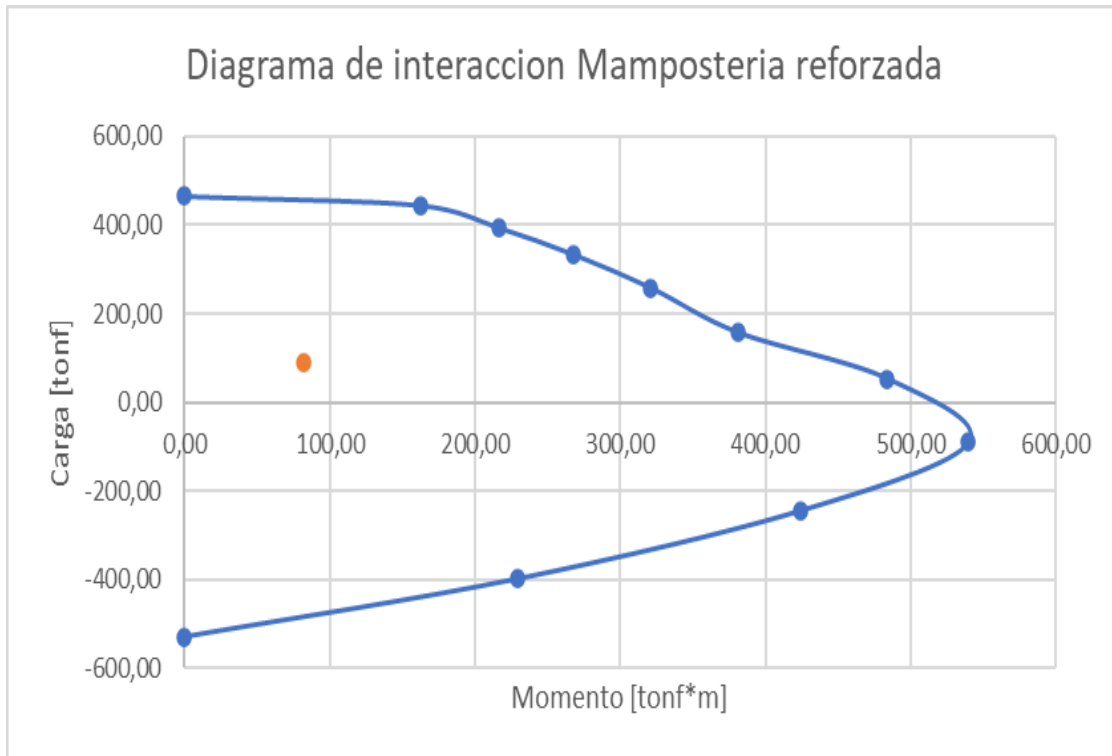
### **6.6.4 Enchapado**

A continuación, se muestra el diagrama de interacción de la Mampostería enchapa, en la cual podemos notar que la demanda más crítica se encuentra dentro de la curva, por lo tanto, la mampostería enchapada resiste las solicitudes requeridas.

**Figura 90**

*Diagrama de interacción de muro reforzado*

Pu [tonf]	Mu [tonf*m]
90,9	81,63



*Nota.* Solicitación y diagrama de interacción. Fuente: Autores.

Solicitud a corte 25.80 tonf.

Capacidad teórica a corte 132 tonf.

Proceso constructivo para colocación de enchape.

La pared donde se procederá a colocar las mallas deberá tener la superficie totalmente libre, donde se vea la pieza y el mortero, de no ser el caso se deberá picar el enlucido hasta dejar una superficie óptima para la adherencia.

## **Figura 91**

*Superficie optima*



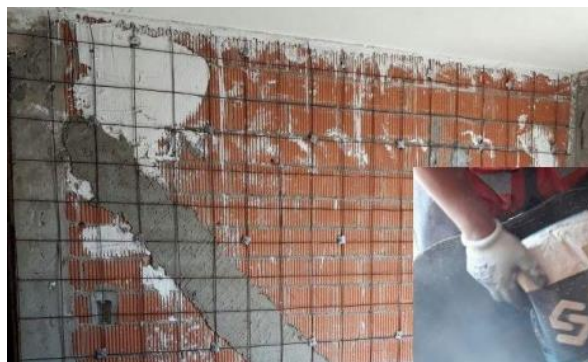
*Nota.* Superficie donde se colocará la malla. Fuente: Fuente: Dávila (2011)

Se debe anclar la mampostería en todos sus lados para que logre un comportamiento simultaneo con los pórticos, esto se lograra con varillas de diámetro 10mm a cada 60cm para una mejor adherencia.

La colocación de las mallas debe quedar a 1.5cm de la mampostería y conectada a las anclas ya colocadas para cuando se vierta el mortero tenga una conexión lo más monolítica posible.

## **Figura 92**

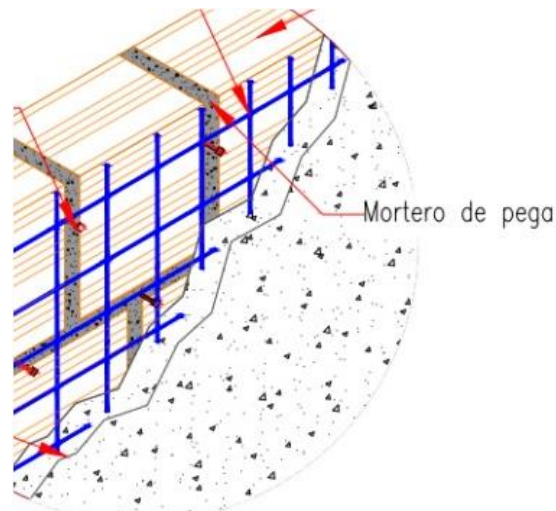
*Colocación de la malla electrosoldada*



*Nota.* Colocación de la malla a una separación de 1.5cm. Fuente: Dávila (2011)

## Figura 93

*Colocación del mortero.*



*Nota.* Colocación de mortero para unir la mampostería con el refuerzo. Fuente: Dávila (2011)

## 6.7 Análisis de resultados de los elementos preexistentes

### 6.7.1 Elementos vigas

Debido a que todos los elementos estructurales vigas tienen la misma dimensión y la misma distribución de acero, anteriormente se calcularon los factores de modificación considerando los escenarios más críticos, para así poder asignar estos factores a todos los elementos viga.

#### 6.7.1.1 Corte

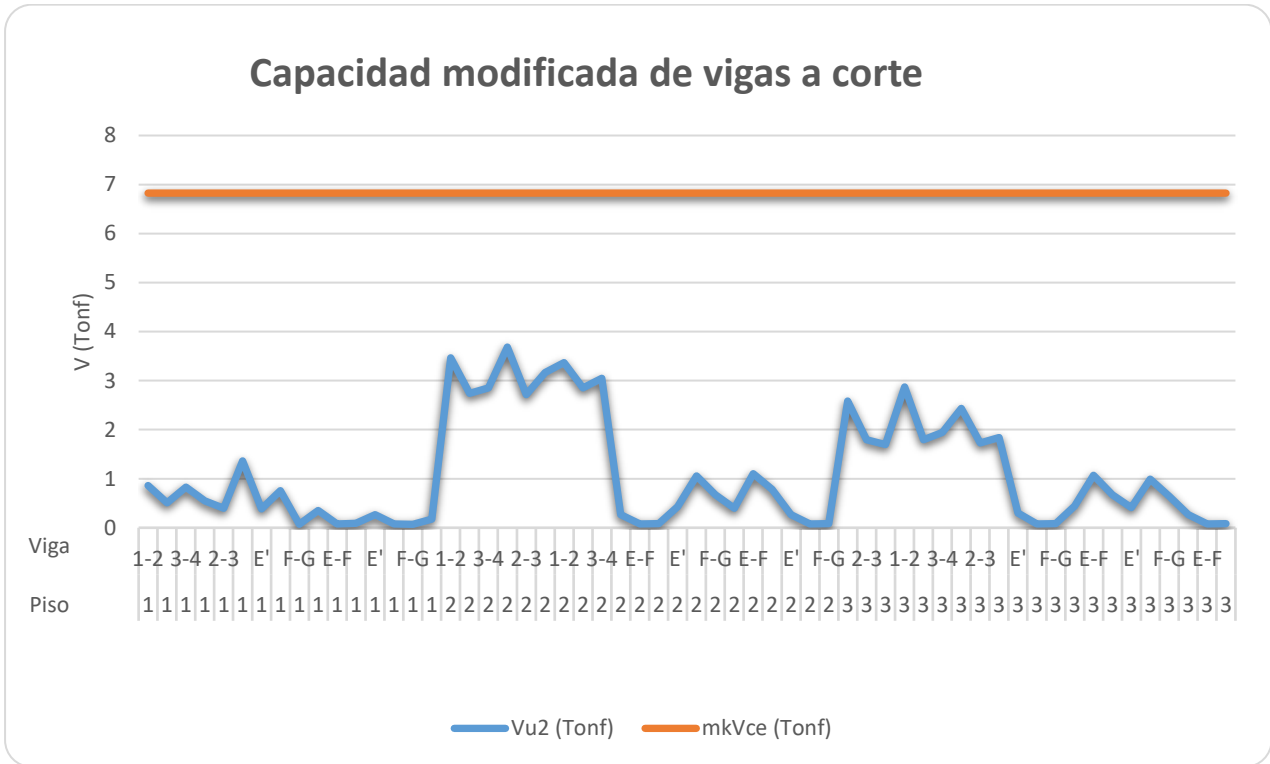
A continuación, se presenta una gráfica en la cual comparamos la capacidad de corte de las vigas, línea naranja, con las solicitaciones a corte de las vigas, línea azul, las cuales ya consideran el efecto a torsión. Aquí podemos notar que alrededor de la mitad de las vigas no cumplirían con





**Figura 95**

*Capacidad modificada vigas a corte*



Nota. Elaborado en Excel. Fuente: Autores.

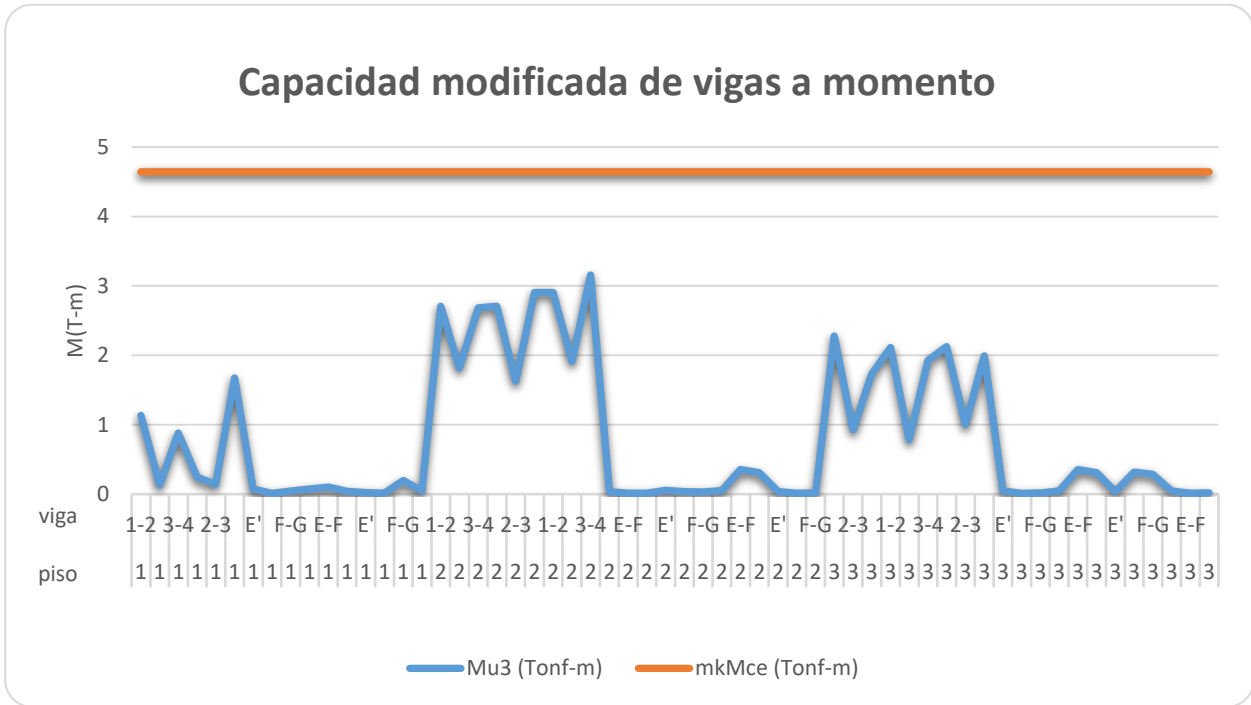
### 6.7.1.2 Momento

A continuación, se presenta una gráfica en la cual comparamos la capacidad a momento de las vigas, línea naranja, con las solicitaciones a momento de las vigas, línea azul. Aquí podemos notar que alrededor de la mitad de las vigas no cumplirían con la relación demanda capacidad requerida ya que la solicitación a momento es mucho mayor a la capacidad.



**Figura 97**

*Capacidad a momento modificada de las vigas.*



*Nota.* Figura realiza en Excel. Fuente: Autores

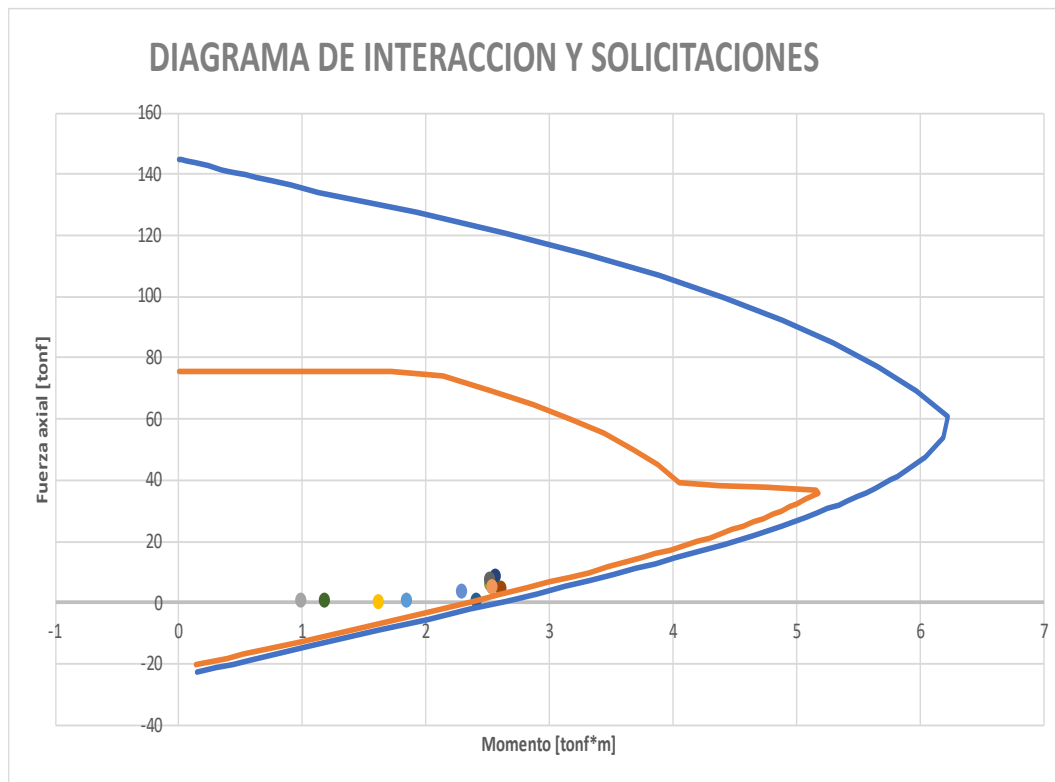
## 6.7.2 Elementos Columnas

### 6.7.2.1 Axial y Momento

Ya que todas las columnas están orientadas en el mismo sentido y tienen las mismas dimensiones y el mismo armado, comparten el diagrama de interacción. A continuación, se presentan los resultados de forma abreviada en la siguiente figura.

**Figura 98**

*Diagrama de interacción columna 20x25*



*Nota.* Figura realiza en Excel. Fuente: Autores

En la anterior figura podemos notar que todas las combinaciones Axial-Momento en todas las columnas se encuentran dentro de la curva Nominal y dentro de la Curva de Diseño, por lo tanto, la adaptación realizada a la residencia Guamán cumple con el propósito establecido por la ASCE\_SEI 41-17.

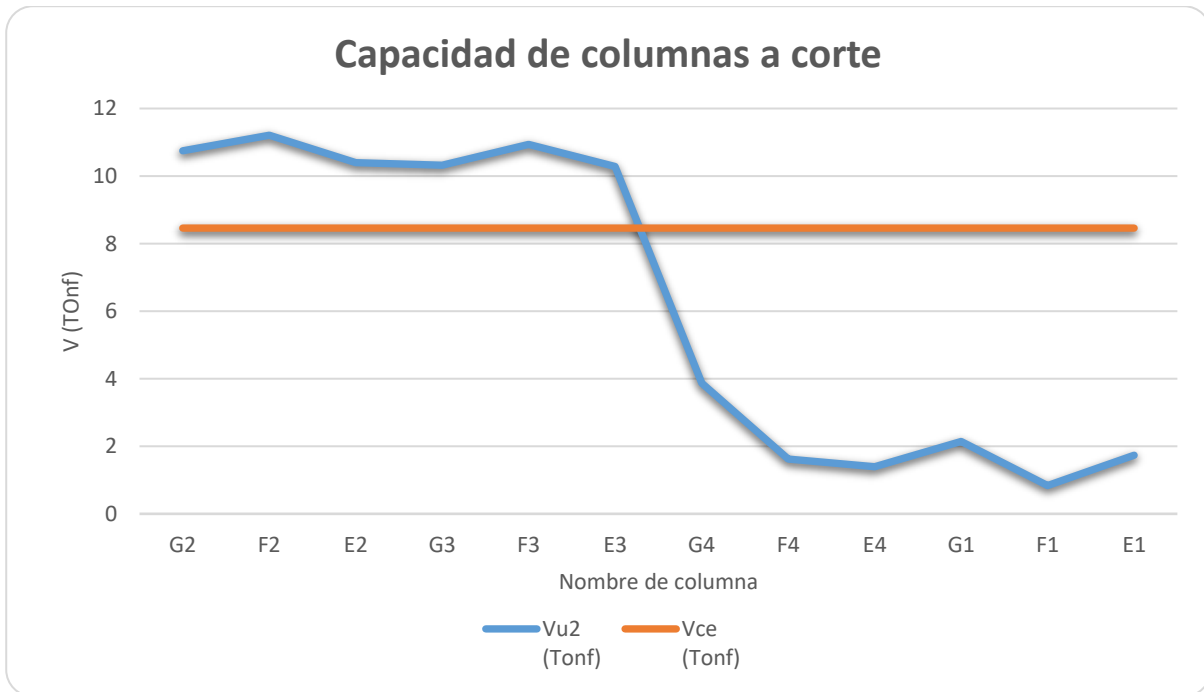
### **6.7.2.2 Corte**

A continuación, se presenta una gráfica en la cual comparamos la capacidad de corte de las columnas, línea naranja con las solicitaciones a cortes de las columnas, línea azul. Aquí podemos

notar que alrededor de la mitad de las columnas no cumplirían con la relación demanda capacidad requerida ya que la solicitud a corte es mucho mayor a la capacidad.

### Figura 99

Capacidad a corte de las columnas

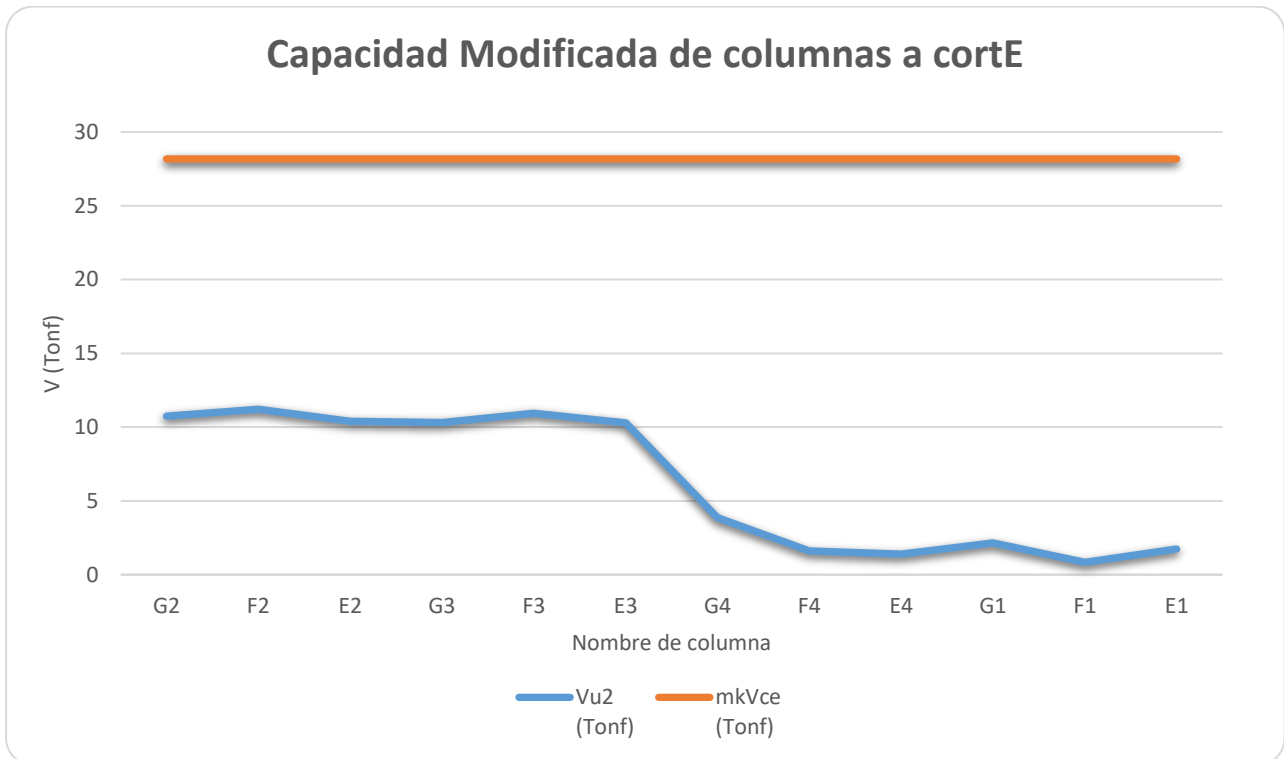


Nota. Figura realiza en Excel. Fuente: Autores

A continuación, se presenta la gráfica en la cual comparamos la capacidad a corte modificada de las columnas, línea naranja, con las solicitudes a corte de las columnas, línea azul. Aquí notamos que la capacidad de las columnas se encuentra por encima de las solicitudes más altas requeridas. Por lo tanto, el procedimiento adoptado en este trabajo fue idóneo ya que en todos los casos cumplimos con  $DCR \leq 1$ .

**Figura 100**

*Capacidad a corte modificada de las columnas*



*Nota.* Figura realiza en Excel. Fuente: Autores

## CAPÍTULO VII

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 7.1 CONCLUSIONES

- En este trabajo se adecuó la construcción informal ubicada en el Barrio Guajalo Alto, realizando el estudio de vulnerabilidad sísmica conforme a las normativas ASCE\_SEI 41-17, NEC SE RE, adaptando la mampostería enchapada a la estructura, la cual contrarresta las deficiencias que presenta la vivienda ante acciones sísmicas correspondientes a un objetivo de desempeño básico y un nivel de desempeño estructural de Prevención al colapso (CP). Lo más importante para lograr la adecuación de la construcción informal fue conocer el estado actual de la vivienda, que incluye la configuración estructural, edad, propiedad de los materiales, configuración arquitectónica, datos sobre el emplazamiento, estado actual de los componentes, desplazamientos considerables de la estructura, ya que todos estos datos encaminaron la evaluación correctamente. Lo que más ayudó fue la metodología proporcionada por la ASCE\_SEI 41-17 por qué nos permitió evaluar y adoptar una técnica de reforzamiento correspondiente a la tipología específica de nuestra estructura.
- Para estudiar la vulnerabilidad sísmica de una construcción informal se puede utilizar el procedimiento realizado en este documento, tomando como punto de partida las características propias de la construcción y verificando el cumplimiento de los parámetros que en este documento se describen y en caso de no cumplirlos acudir a las fuentes que se citan en este documento.



- Después de realizar el reacondicionamiento de la estructura, se corrobora que la alternativa de reforzamiento estructural seleccionada, enchape de mampostería, es la más conveniente porque permite que las solicitaciones por acciones sísmicas en los componentes se reduzcan considerablemente, afirmando así que esta técnica proporciona rigidez y resistencia al sistema estructural de la construcción. Para este caso fue la solución más factible, porque se logró implementar el enchape en lugares estratégicos que no interfieren con la configuración arquitectónica, ocasionando el mínimo daño posible ya que se utilizará la mampostería existente de las paredes exteriores, y solo se levantará una pared enchapada en un tramo que no se cruza con ninguna otra pared y solo estará en la planta baja. Por consiguiente, esta solución resulta ser la más viable en términos económicos porque aprovecha las condiciones existentes y los recursos ya construidos, siendo así la solución más eficiente considerando el aporte estructural, la factibilidad constructiva y la factibilidad económica.
- Indudablemente después de analizar y evaluar la edificación reforzada, esta cumple con el objetivo de desempeño básico para edificios existentes para el nivel de desempeño estructural adoptado, ya que por medio del Software ETBAS verificamos la caracterización modal de la estructural, y obtuvimos las solicitaciones y capacidades de los elementos estructurales, las cuales posteriormente fueron modificadas por factores de amplificación o reducción dependiendo de las condiciones y características de la acción o elemento. Es así que los elementos estructurales se revisaron según los criterios de aceptación de la ASCE\_SEI 41-17 y superaron satisfactoriamente dichos criterios. Las demandas

calculadas para Columnas, Vigas, Juntas Viga-columna y los elementos de mampostería enchapada son resistidas después del reforzamiento estructural planteado.

- Se estudió la vulnerabilidad sísmica mediante un análisis cualitativo que nos brinda los formularios de la guía FEMA 154, dándonos como resultado que la estructura es altamente vulnerable frente a eventos sísmicos, se realizó un análisis detallado para escoger la técnica de rehabilitación acorde a las necesidades actuales de la estructura de estudio.
- Se modeló la estructura en un software de cálculo estructural dándonos varios comportamientos según las solicitaciones asignadas para el análisis, bajo cargas gravitatorias los resultados son favorables ya que no se presenta luces grandes, irregularidades en planta, irregularidades en elevación, ni tampoco déficit de elementos como vigas y columnas, por tal motivo la estructura sigue aun en pie, mientras que, bajo cargas sísmicas se observó que tiene deficiencias para resistir fuerzas cortantes principalmente en las columnas que conllevarían a un colapso de presentarse un sismo de diseño.
- Se considero varias alternativas de reforzamientos basados en el aumento de resistencia y rigidez, aumento de resistencias y ductilidad y aumento de ductilidad, todas las mencionadas aumentan la capacidad global de la estructural controlando los desplazamientos laterales y reduciendo los esfuerzos en vigas y columnas.

- Se seleccionó la alternativa más acorde tanto técnicamente como económica, la cual es el enchapado de la mampostería existente, que es la adición de refuerzo de acero a las paredes divisorias de la estructura, esta técnica se va probando de tal manera que no genere un efecto adverso como es la torsión, con esta técnica se ganó resistencia y rigidez de la estructura, cuando se refuerza la mampostería se busca tener un comportamiento similar a la de un muro de corte, reduciendo así las demandas de los elementos estructurales que poseen un armado y secciones transversales que no cumplían los requerimientos mínimos de un elemento capaz de soportar cargas laterales.
- Se analizó en un programa de cálculo estructural y de forma manual el nuevo comportamiento de la estructura rehabilitada, dándonos como resultados menor periodo, derivas que están dentro de los límites aceptables, reducción de las solicitaciones tanto en vigas como en columnas, entrando en el rango aceptable de la relación demanda capacidad y finalmente dando un comportamiento sismorresistente, capaz de soportar un sismo de diseño que se puede presentar en la ciudad de Quito.
- La capacidad a corte de las vigas en relación a la demanda más crítica, después de la rehabilitación es 85% superior. La capacidad a momento de las vigas en relación a la demanda más crítica, después de la rehabilitación es 42% superior.
- La capacidad a corte de las columnas en relación a la demanda más crítica, después de la rehabilitación es 160% superior.

## 7.2 RECOMENDACIONES

- Para la actualización de nuestra normativa en torno al reforzamiento y rehabilitación, será importante tener tabulados valores de referencia de las resistencias de los materiales usadas en nuestro país en torno a la fecha de elaboración de la estructura a analizar, ya que dichos valores pueden ser usados para identificar rápidamente las deficiencias sísmicas potencialmente peligrosas de un edificio mediante el uso de listas de comprobación básicas como la que nos presente la ASCE\_SEI 41-17 y cálculos de comprobación rápidos de los principales componentes de la vivienda, los cuales se encuentran en la normativa anteriormente mencionada.
- Siempre es importante conocer los datos del suelo en el que está emplazada la vivienda a evaluar, sin embargo, cuando se quiera realizar un reforzamiento ajustado en presupuesto y basándonos en la ASCE\_SEI 41-17, se recomienda verificar los desplazamientos laterales y asentamientos de la estructura para establecer si se puede evaluar la estructura considerando que la capacidad del suelo es la adecuada o si es indispensable para cualquier nivel de evaluación el estudio de suelo.

- Para futuros proyectos de evaluación y rehabilitación estructural se recomienda usar mapas de zonificación sísmica más específicos, ya que en ellos se puede encontrar una la aceleración de suelo más específica la cual puede diferir de la comúnmente aceptada, muchos de estos mapas ya están disponibles en varios municipios como el mapa de Microzonificación Sísmica del Distrito Metropolitano de Quito.
- El alcance de este trabajo de titulación no abarca en su totalidad las medidas de adaptación o refuerzo, por lo cual se recomienda revisar y adoptar dichas medidas en otras normativas como la ACI 318-19, la cual tiene procedimientos para anclar de manera correcta distintos tipos elementos a la estructura preexistente.
- Implementar una campaña de concientización para evitar la construcción de viviendas en zonas consideradas de alto riesgo, ya que el reforzamiento o rehabilitación en zonas de alto riesgo resulta prácticamente imposible, esto por el elevado costo de las medidas de rehabilitación.
- Para futuros proyectos se recomienda explorar más a fondo los distintos procedimientos de evaluación que nos presenta la ASCE\_SEI 41-17, ya que esta normativa internacional toma en cuenta el apartado económico, haciendo muy viables las medidas de rehabilitación y reforzamiento.

## Referencias

- Alambrec. (2020). *Soluciones para la construcción*. Quito.
- Alvarado, A. (2014). Active tectonics in Quito, Ecuador, assessed by geomorphological studies, GPS data, and crustal seismicity. *ADVANCING EARTH AND SPACE SCIENCE*, 67-87.
- American Society of Civil Engineers. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Arias, J. (2015). *Diseño de un sistema de reforzamiento estructural*. Quito.
- Astorga, A., & Rivero, P. (2009). *Patologías en las edificaciones*. Merida.
- Beauval, C. (2014). Probabilistic Seismic-Hazard Assessment in Quito, Estimates and Uncertainty. *GeoScienceWorld*.
- CAMICON. (2019). *Quito desde el sector de la construcción*. Quito.
- CONSTRUCCIÓN, N. E. (2015). *REHABILITACIÓN SÍSMICA DE ESTRUCTURAS*. Quito.
- Correa Vallejo, M. B. (2017). *Caracterización morfológica de la estructura anticlinal del borde oriental de la cuenca de Quito, utilizando evidencia geofísica y geomorfología*. Quito.
- Diego Albuja, J. P. (2017). *Estudio del Reforzamiento de la mampostería con malla electrosoldada mediante ensayos destructivos*. Quito.
- Engineers, A. S. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. ASCE library.
- Hendez Puerto, P. A. (2016). *Reforzamiento estructural sísmico resistente de viviendas informales en Bogotá*. Bogotá: Universidad Nacional de Colombia.
- Maldonado Mora, D., & Duran Fernandez, J. (2013). *Metodologías para evaluación y reforzamiento estructural de edificios de hormigón armado mediante muros de corte y fibras de carbono*. Quito.
- NAVARRETE TERUEL, I. (2017). *PROCEDIMIENTO DE REFUERZO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO CON MATERIALES CFRP*. VALPARAISO.
- Oller Ibars, E. (2008). *Refuerzo de estructuras de hormigón con FRP. Experiencias en UPC BarcelonaTech*. Cataluña .

- Ordoñez Vivanco, J. (2018). *Concreto II*. Loja: UTPL.
- P-2006, F. (2018). *Example Application Guide for ASCE/SEI 41-13 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. California: FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY.
- Pardo, M. (2012, mayo 9). *Apuntes ingeniería civil*. Retrieved from <https://marcelopardo.com/>
- PAVISIC, Y. (2017). *REFORZAMIENTO Y REPARACIÓN ESTRUCTURAL DE PILARES EN EDIFICACIONES DE HORMIGÓN ARMADO*. Samborondon.
- Quishpe Chimarro, D. G., & Quishpe Chimarro, M. P. (2011). *Espectros para el distrito metropolitano de Quito asociados a las fallas de Quito y Nanegalito*. Quito.
- Rendon, J. (2016). Reforzamiento y actualización sísmica de estructuras. SIKA.
- Rendón, J. (2016). *Reforzamiento y Actualización Sísmica de Estructuras*. Manizales.
- SENA. (2015). *Manual de Evaluación y Reforzamiento Sísmico para Reducción de vulnerabilidad en Viviendas*. Bogota: Build Change Swisscontact.
- SIKA. (2017). Reforzamiento de estructuras de concreto. *Concreto*.
- Tarback, E. (2001). Falla Inversa. *RSN UCR ICE*, 540.
- Valverde, J. (2000). *MICROZONIFICACION SISMICA DE LOS SUELOS DEL DISTRITO METROPOLITANO DE LA CIUDAD DE QUITO*. Quito.





# ANEXOS

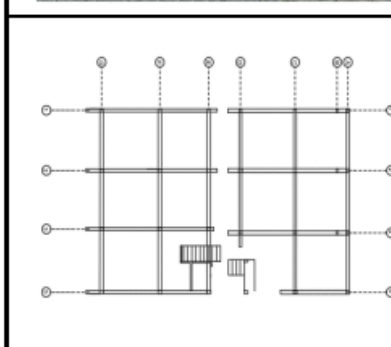
## ANEXOS A. Exploración rápida visual de los edificios para posibles riesgos sísmicos Nivel

1

Exploración rápida visual de los edificios para los posibles riesgos sísmicos  
FEMA P-154 FORMULARIO DE RECOLECCION DE DATOS

Nivel 1

ALTA sismicidad



Dirección:		Pichincha - Quito		Sur de la ciudad		Barrio - Lucha de los pobres	
Codigo Postal:		170102					
Otra identificación:		Parada de buses					
Nombre del Edificio:		Residencia familia Guaman					
Uso:		Residencia					
Latitud:		S1:		Longitud:		S1:	
Inspector(s):		Tesisitas		Fecha/Hora		5/7/2021	
No Pisos:		4		Niveles superiores:		4	
Superficie total del Suelo (Sq.Ft):				Niveles inferiores:		0	
Audiciones:				Codigo año:		s/c	
Años de construcción:		2005					
Ocupación:		Asamblea		Comercial		Ser, Emergencia	
Industrial		Oficina		Escuela		Historico	
Utilidad		Almacen		Residencial, # Unid:		/ 5	
Historico		Gobierno		Albergue			
Tipo de suelo:							
A		B		C		D / E	
Roca		Roca		Suelo		Suelo	
Dura		Debil		Denso		Blando	
F		G		H		I	
Suelo		Suelo		Suelo		Suelo	
Pobre						No sé	
Riesgos Geológicos							
Licuefacción: Si/No/No sé		Deslizamiento: Si/No/No sé		Rup Superf: Yes/No/No sé			
Adyacencia:		<input type="radio"/> Golpes		<input type="radio"/> Peligro de Caída del Edificio Adyacente			
Irregularidades:		<input checked="" type="radio"/> (Vertical tipo/severidad)					
		<input checked="" type="radio"/> Planta(tipo)					
Peligros		<input type="radio"/> Chimeneas sin soporte lateral		<input type="radio"/> y una abertura en la losa en el area de escalera		<input type="radio"/> Revestimiento pesado o enchapado de madera pesada	
Caída Exterior		<input type="radio"/> Parapetos		<input type="radio"/> Apendices			
Otros:							
COMENTARIOS: La estructura "residencia Guaman" es relativamente nueva que se consideraron ciertos parametros sismoresistentes sin cumplir a 100% la NEC SE DS. Tiene ciertas particularidades que le generarn una cierta vulnerabilidad ante un evento sísmico.							

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

FEMA TIPO DE EDIFICIO	No Sabemos	W1	W1A	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (URMINF)	c1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URMINF)	PC1 (TV)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM	MH
Puntaje Básico		3,6	3,2	2,9	2,1	2	2,6	2	1,7	1,5	2	1,2	1,6	1,4	1,7	1,7	1	1,5
Irregularidad Vertical Grave, VI 1		-1,2	-1,2	-1,2	-1	-1	-1,1	-1	-0,8	-0,9	-1	-7	-1	-0,9	-0,9	-0,9	-0,7	NA
Irregularidad Vertical Moderada, VI 1		-0,7	-0,7	-0,7	-0,6	-0,6	-0,7	-0,6	-0,5	-0,5	-0,6	-0,4	-0,6	-0,5	-0,5	-0,5	-0,4	NA
Irregularidad de planta, PL1		-1,1	-1	-1	-0,8	-0,7	-0,9	-0,7	-0,6	-0,6	-0,8	-0,5	-0,7	-0,6	-0,7	-0,7	-0,4	NA
Pre-Codigo		-1,1	-1	-0,9	-0,6	-0,6	-0,8	-0,6	-0,2	-0,4	-0,7	-0,1	-0,5	-0,3	-0,5	-0,5	0	0,1
Posterior-año de Referencia		1,6	1,9	2,2	1,4	1,4	1,1	1,9	NA	1,9	2,1	NA	2	2,4	2,1	2,1	NA	1,2
Suelo Tipo A o B		0,1	0,3	0,5	0,6	0,6	0,1	0,6	0,5	0,4	0,5	0,3	0,6	0,4	0,5	0,5	0,3	0,3
Suelo Tipo E(1-3 Pisos)		0,2	0,2	0,1	-0,4	-0,4	0,2	-0,1	-0,4	0	0	-0,2	-0,3	-0,1	-0,1	-0,1	-0,2	-0,4
Suelo Tipo E(>3 Pisos)		0,3	-0,6	-0,9	-0,6	-0,6	NA	-0,6	-0,4	-0,7	0,7	-0,3	NA	-1	-0,5	-0,6	-0,2	NA
Puntaje Mínimo Smin		1,1	0,9	0,7	0,5	0,5	0,6	0,5	0,5	0,3	0,3	0,3	0,2	0,2	0,3	0,3	0,2	1

FINAL PUNTAJE Nivel 1, SL1>=Smin

1,1

<b>Alcance de Control</b> Exterior: <input type="radio"/> Parcial <input checked="" type="radio"/> Todos los lados <input type="radio"/> aereo Interior: <input type="radio"/> Ninguna <input checked="" type="radio"/> Visible Dibujo comentado: <input type="radio"/> Si <input checked="" type="radio"/> No Tipo de fuente de Suelo: D Tipo de fuente peligro Geologico Persona de Contacto		<b>OTROS RIESGOS</b> Hay peligros que provocan una evaluación detallada estructural <input type="radio"/> Golpeado potencial ( a menos SL2>línea de cortes se <input type="radio"/> Riesgo de caída de mas edificios altos adyacentes Riesgos Geologicos o tipo de suelo <input type="radio"/> Daños significativos/ deterioro al sisteme estructural		<b>ACCION REQUERIDA</b> Evaluación detalla estructural requerid? <input type="radio"/> Si, tipo de edificio o desconoce Fema u otro edificio <input checked="" type="radio"/> Si, el resultado da menos que el limite <input type="radio"/> Si, si presentan otros peligros <input type="radio"/> No Evaluación detalla estructural recomendada? <input type="radio"/> Si, los peligros no estructurales identificados que deben ser evaluados <input type="radio"/> No, existen peligros no estructurales que pueden requerir la mitigación, sino una evaluación detallada no es necesaria <input checked="" type="radio"/> No, no hay peligros no estructurales indetificados <input type="radio"/> No sé	
<b>INSPECCIÓN DEL NIVEL 2 REALIZADA?</b> <input type="radio"/> Si, Final puntuación Nivel 2, : 1,2 <input type="radio"/> No		Peligros No estructurales <input type="radio"/> No		Cuando la información no puede ser verificada, se toma en cuenta lo siguiente: EST=estimado o datos fiables o DNK un= No lo sé	

MRF=Momento resistente marco

# ANEXOS B. Exploración rápida visual de los edificios para posibles riesgos sísmicos Nivel

2

Exploración rápida visual de los edificios de posibles riesgos sísmicos		
FEMA P- 154	Formulario de recolección de datos	ALTA SISMICIDAD

La recopilación de datos de nivel 2 opcional al ser realizado por un profesional de la ingeniería civil o estructural, un arquitecto o un estudiante graduado con experiencia en la evaluación y el diseño de edificios sísmicos.

Nombre edificio : Residencia familia Guaman	Puntaje final nivel 1 :	SL1 = 1,1	(No se considera Smin)
Inspector: Tesistas Anias Fredy, Guaman Jonathan.	Modificadores de Irregularidad Nivel 1 :	Vertical Irregularity, VL1 = 0	Irregularidad planta, PL1 = 0
Fecha/Hora: 25/12/2021	PUNTAJE BASICO AJUSTADO :	S = (SL1 - VL1 - PL1) = 1,1 - 0 - 0 = 1,1	

**MODIFICADORES ESTRUCTURALES PARA AGREGAR A LA PUNTUACION DE REFERENCIA AJUSTADA**

TEMA	Declaración ( Si la declaración es verdad, encierre el modificador en un círculo el "si", sino tachar el modificador	SI	Subtotales	
Irregularidad Vertical, VL2	Pendiente en sitio	Edificio W1: Hay por lo menos un completo cambio de grado de piso desde el lado del edificio al otro. No edificio W1: Hay por lo menos un completo cambio de grado de piso desde el lado del edificio al otro. Edificio W1: pared baja: una pared baja sin refuerzo es visible en el espacio de rastreo.	-1,2 -0,3 -0,6	VL2 = 0 ( Cap at -1,2)
	Piso debil Y/o blando (maximo encierre en un circulo)	W1 casa de garaje: Debajo de un piso que ocupa, hay una apertura de garaje sin un marco de acero y de momento hay menos de 20cm de pared en la misma linea (para multiples pisos ocupados anteriormente, utilizar 40cm minimo de pared).	-1,2	
		W1 un edificio abierto de frente: Hay aberturas en el suelo de los pisos (Como para el estacionamiento ) en por lo menos 50% de la longitud del edificio.	-1,2	
		No edificio W1: Longitud del sistema lateral en cualquier piso es menor que 50% del piso superior o la altura de cualquier piso es mas de dos veces la altura del piso superior.	-0,9	
	Entradas	No edificio W1: Longitud del sistema lateral en cualquier piso es menor que 50% y el 75% de los del piso superior o la altura de cualquier piso es entre 1,3 y 2,0 veces la altura del piso superior.	-0,5	
		Elementos verticales del sistema lateral en un piso superior estan por fuera de los pisos de abajo haciendo el desplazamiento en el diagrama a voladizo.	-1	
		Elementos verticales del sistema lateral en plantas superiores estan por dentro de los que estan en pisos inferiores.	-0,5	
	Columna /Pilar Corta	Hay un desplazamiento de los elementos laterales que es mayor que la longitud de los elementos en el plano.	-0,3	
		C1,C2,C3,PC1,PC2,RM1,RM2: Al menos 20% de columnas ( o pilares ) a lo largo del eje de la columna en el sistema lateral tiene relaciones altura/ ancho de menos de 50% de la relacion altura/ancho nominal a ese nivel .	-0,5	
	Dividido	C1,C2,C3,PC1,PC2,RM1,RM2: El ancho de la columna ( o ancho de pilar ) es menos de la mitad de l ancho de la enjuta o hay paredes adyacentes o suelos de relleno que acortan la columna.	-0,5	
Hay un nivel de division en uno de los niveles de piso o en el techo.		-0,5		
Otras Irregularidades	Hay otra irregularidad grave vertical observable que obviamente afecta el comportamiento sísmico del edificio	-1		
	Hay otra irregularidad vertical moderadaobservable que puede afecta el comportamiento sísmico del edificio	-0,5		
Irregularidad Planta, PL2	Sistema lateral no aparece relativamente bien distribuida en planta en cualquier o ambas direcciones. (no Incluya la irregularidad frente abierto W1A enumerados anteriormente).	-0,7	PL2 = 0,7 ( Cap at -1,1)	
	Sistema no paralelo: Hay uno o mas principales elementos verticales del sistema lateral que no son ortogonales entre si.	-0,4		
	Esquina reentrante. Ambas proyecciones, desde la esquina interior superen el 25% de la dimension global del plan en esa direccion.	-0,4		
	Abertura de diafragma. Hay una abertura en el diafragma con una anchura de mas de 50% del total al ancho de diafragma en ese nivel.	-0,2		
	Edificio C1, C2 desplazado fuera del plano: Las vigas exteriores no se alinean con las columnas en el plano.	-0,4		
Exceso	Otra irregularidad. Hay otra irregularidad plana observable que obviamente afecta al comportamiento sísmico de los edificios.	-0,7		
	El edificio tiene al menos dos tramos de elementos laterales en cada lado del edificio en cada direccion.	0,3		
Golpeando	El edificio se separa de una estructura adyacente en menos del 1% de la altura de la mas corta del edificio y estructura adyacente y; El edificio se encuentra al final del bloque.	-1 -1 -0,5	( Cap total golpeo modificadores de -1-2 )	
	Las plantas no se alinean verticalmente dentro de 60cm Un edificio es de 2 o mas pisos mas alto que el otro.			
Edificio S2	"k" geometria de arriostamiento es visible	-1		
Edificio C1	Placa plana sirve como la viga en el marco de momento	-0,4		
Edificio 1/RM1	PC There are roof-to-wall ties that are visible or known from drawings that do not rely on cross-grain bending (do not combine with post - benchmark or retrofit modifier)	0,3		
PC1/RM1 Bidg	El edificio tiene espacios estrechos, alturas llenas de las paredes interiores ( en lugar de un espacio interior con algunas paredes interiores como un almacen.	0,3		
URM	Gabletes de paredes estan presentes	-0,4		
MH	Hay un sistema de soporte sísmico suplementario proporcionado entre el carro y el suelo.	-1,2		
Reequipamiento	Reforzamiento sísmico integral es visible o conocido a partir de dibujos.	1,4	M = -0,5	

PUNTUACION FINAL NIVEL 2, SL2 = (S + VL2 + PL2 + M) > SMIN:		
Hay un daño o deterioro observable u otra condicion que afecta negatividad al comportamiento sísmico del edificio: En caso afirmativo, describir la condicion en el cuadro de comentarios a continuacion e indicar en el formulario de nivel 1 que la evaluacion detallada se requiere anotar independiente de los edificios.	SI	NO

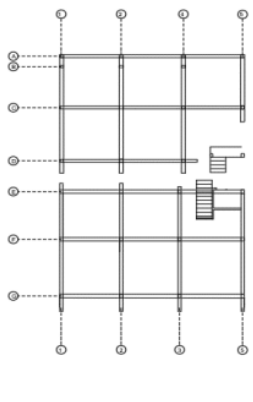
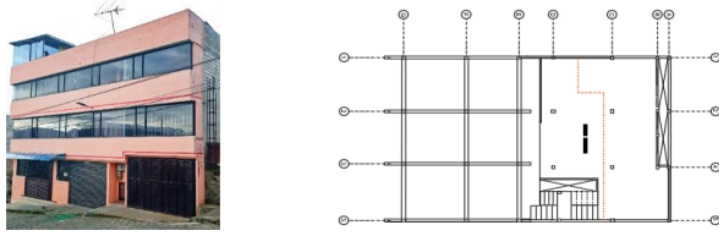
**PELIGROSIDAD NO ESTRUCTURAL OBSERVABLE**

Ubicacion	Declaración ( Marque "si" o "No" )	SI	NO	COMENTARIO
Exterior	Hay un parapeto de mamposteior no reforzada no arriostado o chimenea de mamposteior no reforzada no arriostado		x	
	Hay revestimiento pesado o enchapado pesado.		x	
	Hay una gran cubierta sobre las puertas de salida o pasarelas de peatonas que parece apoyada de manera decauada.		x	
	Hay un accesorio de mamposteria no reforzada sobre las puertas de salida o zonas peatonales.		x	
	Hay un letrero en el edificio que indica los materiales peligrosos estan presentes.		x	
Interior	Hay un edificio URM adyacente mas alta con una pared no anclada o parapeto URM no arriostado o chimenea.		x	
	Otros riesgos de caida exterior no estructural observado:		x	
	Hay teja de barro o ladrillo hueco particiones en cualquier escalera o salida pasillo.		x	
	Otros peligros no estructurales interiores que caen observados.	x		

**Rendimiento sísmico estimado para no estructural ( Marque la castilla apropiado y traslado al nivel 1 del formulario conclusiones)**

	Peligrosidad no estructural potenciales con amenaza significativa para la seguridad de la vida del inquilino - Detallado no estructural evaluacion recomendada
x	Peligrosidad no estructural identificados con amenaza significativa para la seguridad de la vida de los ocupantes - detallado no estructural evaluacion necesaria.
	Bajo o ninguna amenaza de peligrosidad estructural de seguridad de la vida ocupante - Detallado no estructural No se requiere evaluacion.

# ANEXOS C. Formulario según NEC SE RE

EVALUACION VISUAL RAPIDA DE VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES														
														
<b>DATOS DE EDIFICACION :</b> Direccion: Pichincha - Quito Sur de la ciudad Barrio - Lucha de los pobres Nombre de la edificacion : Residencia familia Guaman Sitio de referencia: Parada de buses Tipo de uso: Residencia, locales comerciales. Fecha de evaluacion: 25/8/2021 Año de construccion: 2005 Año de remodelacion: N/A Area de construccion (m2): Numero de pisos: 4 <b>DATOS DEL PROFESIONAL:</b> Nombre del evaluador: Tesistas Arias Fredy, Guaman Jonathan. Cl. Registro SENESCYT :														
														
TIPOLOGIA ESTRUCTURAL														
Madera	W1	Portico Hormigon Armado								C1	Portico acero laminado		S1	
Mamposteria sin refuerzo	URM	Portico Hormigon Armado con muros estructurales								C2	Portico acero laminado con diagonales		S2	
Mamposteria reforzada	RM	Portico Hormigon Armado con mamposteria confinada sin refuerzo								C3	Portico acero doblado en frio		S3	
Mixta acero - hormigon o mixta madera - hormigon.	MX	Hormigon Armado prefabricado								PC	Porticos acero laminado con muros estructurales de hormigon armado		S4	
											Portico acero con paredes mamposteria		S5	
PUNTAJE BASICO, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S														
Tipologia del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5	
Puntaje basico	4,4	1,8	2,8	1,8	2,5	2,8	1,6	2,4	2,6	3	2	2,8	2	
ALTURA DE LA EDIFICACION														
Baja altura (menor a 4 pisos)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0,4	0,2	0,4	0,4	0,2	0,2	0,4	0,4	N/A	0,4	0,4	
Gran altura (mayor a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0,3	0,6	0,8	0,3	0,4	0,6	0,8	N/A	0,8	0,8	
IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACION														
Irregularidad vertical	-2,5	-1	-1	-1,5	-1,5	-1	-1	-1	-1	-1,5	-1,5	-1	-1	
Irregularidad en planta	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	
CODIGO DE LA CONSTRUCCION														
Pre-codigo (construccion antes de 1977) o auto construccion	0	-0,2	-1	-1,2	-1,2	-1	-0,2	-0,8	-1	-0,8	-0,8	-0,8	-0,2	
Construido en etapa de transicion (entre 1977 y 2001)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Post codigo moderno (construccion a partir de 2001)	1	N/A	2,8	1	1,4	2,4	1,4	1	1,4	1,4	1	1,6	1	
TIPO DE SUELO														
Tipo de suelo C	0	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	
Tipo de suelo D	0	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	
Tipo de suelo E	0	-0,8	-0,4	-1,2	-1,2	-0,8	-0,8	-1,2	-1,2	-1,2	-1,2	-1,2	-0,8	
PUNTAJE FINAL S					1,10									
GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA														
alta vulnerabilidad														
S < 2,0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluacion especial								X					
2,0 < s < 2,5	Mediana vulnerabilidad													
S > 2,5	Baja vulnerabilidad										FIRMA RESPONSABLE			
OBSERVACIONES														
El edificio tienen 2 subsuelos utilizados como estacionamientos y bodegas. Muros estructurales no estan simetricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura, en ambas direcciones. No existe riesgo de elementos no estructurales en caso de sismo. El edificio no necesita una revision especial.														

## ANEXOS D. Verificación de cadena

### Datos esperados de los materiales

$C_u =$	4,1	[tn/m]	
$f_c =$	280	[kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia del concreto
$f_y =$	5250	[kg/cm <sup>2</sup> ]	
$\phi =$	1		Factor para cortante
$\phi =$	1		Factor para flexion
$r_e =$	3	[cm]	Recubrimiento
Muro			
$b =$	7	[cm]	Espesor de muro
$L =$	410	[cm]	Long. de muro
$\phi$ de muro =	8mm	(mayor diametro del muro)	
$d_b =$	0,8	[cm]	(Diametro de barra)
Zapata (Dimensiones)			
$A =$	0,4	[m]	
$B =$	1,0	[m]	→ Analisis en 1 m
$H =$	0,35	[m]	

Cálculo de reaccion ultima del suelo

$$q_u = 10,25 \text{ [tn/m}^2\text{]}$$

Cálculo del peralte efectivo

$$d = 31,2 \text{ [cm]}$$

### VERIFICACION DE CORTE A FLEXION

Para el lado  $A = 0,4$

$$L_v = 0,165 \text{ [m]}$$

Cálculo del esfuerzo cortante actuante  $V_{ua}$

$$V_{ua} = -1,51 \text{ [tn]}$$

Calculo del esfuerzo cortante adminisble  $V_u$  (Max que resiste la zapata)

$$V_u = 27670,03 \text{ [kg]}$$

$$V_u = 27,68 \text{ [tn]}$$

$$\begin{array}{lcl} V_{ua} & < & V_u \\ -1,51 & < & 27,68 \quad \text{OK} \end{array}$$

Para el lado  $B = 1$

La cortante en esta direccion es muy aproxiado a 0, por tanto despreciable para efectos de calculo, es suficiente con al verificacion para el Lado  $A=1.1$  m

## VERIFICACION POR PUNZONAMIENTO

Cálculo del perimetro critico  $b_o$

$$m = 1,00 \text{ [m]}$$

$$n = 0,382 \text{ [m]}$$

$$b_o = 2,76 \text{ [m]}$$

Calculo de area critica de punzonamiento  $A_c$

$$A_c = 0,87 \text{ [m}^2\text{]}$$

Calculo de la fuerza ultima punzonamiento  $F_{vu}$

$$F_{vu} = 0,19 \text{ [tn]}$$

Calculo del esfuerzo de punzonamiento  $V_{ua}$

$$V_{ua} = 0,22 \text{ [tn]/m}^2$$

Calculo del esfuerzo de punzonamiento

admisible  $V_u$  (Max. que resiste la zapata)

$$V_{c1} = 87187,13 \text{ [kg]}$$

$$V_{c1} = 87,19 \text{ [tn]}$$

$$\alpha_s = 30$$

$$V_{c2} = 209861,97 \text{ [kg]}$$

$$V_{c2} = 209,87 \text{ [tn]}$$

Col. Interiores = 40  
Col. de borde = 30  
Col. de borde = 20

Usamos el criterio de columnas

$$V_{c3} = 152959,88 \text{ [kg]}$$

$$V_{c3} = 152,96 \text{ [tn]}$$

$$\text{El menor} = 87,19 \text{ [tn]}$$

$$F_{ua} < V_u$$

$$0,19 < 87,19 \quad \text{OK}$$

## DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO

En la direccion  $B = 1,0 \text{ [m]}$

Por las dimensiones geometricas del muro respecto a la zapata ( $L_v = 0$ ), el acero en este sentido es igual al acero por temperatura

$$b = 40 \text{ [cm]}$$

Verificacion del acero minimo

$$\rho_{\min} = 0,0018 \text{ Para zapatas y losas}$$

$$A_{\min} = 2,25 \text{ [cm}^2\text{]/metro}$$

$$\emptyset = 12\text{mm} \quad A_b = 1,13$$

$$n = 2 \text{ cantidad de barras/m}$$

$$s = 20 \text{ espaciamiento de barras}$$

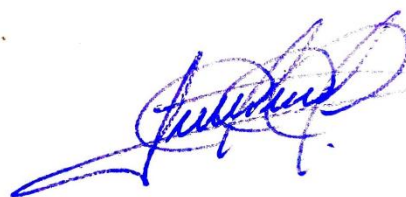
$$\text{Usar } \emptyset \quad 12\text{mm} \quad @ \quad 20 \quad \text{[cm]}$$

**FIRMAS DE RESPONSABILIDAD**

A handwritten signature in blue ink. The name 'FREDY' is written above 'ARIAS'. The signature is enclosed in a circular scribble.

**Arias Encarnación Fredy Marcelo**

**C.I: 1718537283**

A handwritten signature in blue ink, appearing to be 'Jonathan Guaman'.

**Guamán Quinatoa Jonathan Javier**

**C.I: 1720551413**

A handwritten signature in blue ink, consisting of stylized letters.

**Carlos Alexis Ayala Moya**

**C.I: 1712968971**