



**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**  
**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**TRABAJO EXPERIMENTAL PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO  
DE INGENIERA CIVIL**

**TEMA:**

---

**“ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO  
DEL GOBIERNO AUTÓNOMO DESCENTRALIZADO DE LA PARROQUIA  
PICAIHUA, UBICADO EN EL CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DE  
TUNGURAHUA.”**

---

**Autor:** Damaris Esther Tenesaca Palate

**Tutor:** Ing. Mg. Lourdes Gabriela Peñafiel Valla

**AMBATO - ECUADOR**

**Enero – 2022**

## CERTIFICACIÓN

En mi calidad de Tutora del Trabajo Experimental, previo a la obtención del Título de Ingeniera Civil, con el tema: **“ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DEL GOBIERNO AUTÓNOMO DESCENTRALIZADO DE LA PARROQUIA PICAIHUA, UBICADO EN EL CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA”**, elaborado por la **Srta. Damaris Esther Tenesaca Palate**, portadora de la cedula de ciudadanía: C.I. 1805111000, estudiante de la Carrera de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Certifico:

- Que el presente trabajo experimental es original de su autor.
- Ha sido revisado cada uno de sus capítulos componentes.
- Esta concluido en su totalidad.

Ambato, enero 2022

---

**Ing. Mg. Lourdes Gabriela Peñafiel Valla**

**TUTORA**

## **AUTORÍA DE LA INVESTIGACION**

Yo, **Damaris Esther Tenesaca Palate**, con C.I: 1805111000, declaro que todas las actividades y contenidos expuestos en el presente Trabajo Experimental con el tema **“ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DEL GOBIERNO AUTÓNOMO DESCENTRALIZADO DE LA PARROQUIA PICAÍHUA, UBICADO EN EL CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA”**, así como también los análisis computacionales, gráficos, conclusiones y recomendaciones son de mi exclusiva responsabilidad como autora del proyecto, a excepción de las referencias bibliográficas citadas en el mismo.

Ambato, enero 2022



---

**Damaris Esther Tenesaca Palate**

**C.I: 1805111000**

**AUTOR**

## **DERECHOS DE AUTOR**

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que haga de este Trabajo Experimental o parte de él, un documento disponible para su lectura, consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los Derechos en línea patrimoniales de mi Trabajo Experimental, con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este documento dentro de las regulaciones de la Universidad, siempre y cuando esta reproducción no suponga una ganancia económica y se realice respetando mis derechos de autor.

Ambato, enero 2022



---

**Damaris Esther Tenesaca Palate**

**C.I: 1805111000**

**AUTOR**



## **APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO**

Los miembros del Tribunal de Grado aprueban el informe del Trabajo Experimental, realizado por la estudiante Damaris Esther Tenesaca Palate de la Carrera de Ingeniería Civil bajo el tema: **“ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DEL GOBIERNO AUTÓNOMO DESCENTRALIZADO DE LA PARROQUIA PICAIHUA, UBICADO EN EL CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA”**.

Ambato, enero 2022

Para constancia firman:

---

**Ing. Mg. Maritza Elizabeth Ureña Aguirre**  
**Miembro Calificador**

---

**Ing. Mg. Carlos Patricio Navarro Peñaherrera**  
**Miembro Calificador**

## **DEDICATORIA**

*Quiero dedicar este trabajo de titulación primeramente a Dios, Ser supremo que ha bendecido y fortalecido día a día mi vida.*

*A las dos personas más importantes de mi vida, mi ángel en el cielo (papi Luis) y mi mami Martha, quienes han sido mi pilar fundamental y mayor inspiración para lograr cada una de mis metas y anhelos, las palabras no son suficientes para expresar el amor que les tengo...*

## AGRADECIMIENTO

*Agradezco a Dios por ser quien ha guiado mi vida, ha fortalecido mi corazón en los momentos de angustia, por su misericordia y gracia infinita.*

*“Porque todas las cosas proceden de él y existen por él y para él  
¡A él sea la gloria por siempre!”*

*Romanos 11:36*

*Agradezco con todo mi corazón, a mi papi por su guía, apoyo y sobre todo por el amor tan grande que supo brindarme hasta donde la vida le alcanzó, a mi mami aquella mujer valiente que hasta el día de hoy me brinda su cariño, guía y apoyo incondicional, les estaré agradecida toda mi vida y los amaré hasta la eternidad.*

*A la Universidad Técnica de Ambato, la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, en especial a la carrera de ingeniería civil y a sus docentes por acogerme en sus aulas y formarme profesionalmente.*

*A la ingeniera Gabriela Peñafiel por sus conocimientos y asesoría impartida hacia mi persona y por el tiempo brindado para culminar este trabajo.*

*A mi familia quienes han estado a mi lado y me brindaron su apoyo en momentos buenos y malos, en especial a mi prima Karen quien es la hermana que nunca tuve.*

*A los buenos amigos que la universidad me regaló, quienes me acompañaron durante toda mi vida universitaria en momentos de alegría y tristeza y de una u otra forma brindaron su ayuda para lograr este objetivo, en especial al ingeniero Freddy Pimbo, quien con sus conocimientos me brindó su guía y apoyo durante este proceso.*

## ÍNDICE GENERAL

CERTIFICACIÓN .....	ii
AUTORÍA DE LA INVESTIGACION .....	iii
DERECHOS DE AUTOR .....	iv
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO .....	v
DEDICATORIA .....	vi
AGRADECIMIENTO .....	vii
ÍNDICE GENERAL.....	viii
ÍNDICE DE TABLAS .....	xiii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xvi
RESUMEN.....	xxi
ABSTRACT .....	xxii
CAPÍTULO I.....	1
MARCO TEÓRICO.....	1
1.1. Antecedentes Investigativos .....	1
1.1.1. Antecedentes .....	1
1.1.2. Justificación .....	3
1.1.3. Fundamentación Teórica.....	4
1.1.3.1. Peligrosidad sísmica.....	4
1.1.3.2. Vulnerabilidad sísmica.....	4
1.1.3.2.1. Daños en la edificación .....	5
1.1.3.2.1.1. Daño estructural .....	5
1.1.3.2.1.2. Daño no estructural.....	5
1.1.3.3. Caracterización de los materiales.....	6
1.1.3.3.1. Estudio de los materiales .....	6
1.1.3.4. Sismicidad en Ecuador .....	6
1.1.3.4.1. Zonificación sísmica y factor $Z$ .....	7
1.1.3.4.2. Categoría del edificio y coeficiente de importancia $I$ .....	10
1.1.3.4.3. Configuración estructural .....	10
1.1.3.4.3.1. Configuraciones recomendables .....	11
1.1.3.4.3.2. Configuraciones más complejas .....	11
1.1.3.4.3.3. Irregularidades y coeficientes de configuración estructural .	13
1.1.3.5. Análisis de vulnerabilidad sísmica.....	15
1.1.3.6. Métodos cualitativos .....	15

1.1.3.6.1. Evaluación visual rápida de edificios para potencial riesgos sísmicos .....	15
1.1.3.6.1.1. Proceso para determinar la zona sísmica .....	18
1.1.3.6.1.2. Información del suelo según FEMA 154.....	19
1.1.3.6.1.3. Tipos de edificios considerados por la norma FEMA y sus puntajes básicos .....	20
1.1.3.6.1.4. Modificadores de puntuación.....	21
1.1.3.6.2. Inspección y evaluación sísmica simplificada de estructura existentes .....	21
1.1.3.6.2.1. Identificación de sistemas estructurales.....	22
1.1.3.6.2.2. Modificadores .....	23
1.1.3.6.2.3. Puntaje final S y grado de vulnerabilidad sísmica.....	24
1.1.3.7. Métodos cuantitativos .....	25
1.1.3.7.1. Modelación .....	25
1.1.3.7.2. Análisis estático lineal.....	26
1.1.3.7.3. Análisis dinámico lineal .....	27
1.1.3.7.4. Análisis Estático No Lineal NSP (PUSHOVER).....	27
1.1.3.7.4.1. Cargas gravitacionales no lineales .....	28
1.1.3.7.4.2. Consideraciones de modelado y análisis para NSP .....	28
1.1.3.7.4.3. Modelo de Mander (1988) .....	31
1.1.3.7.5. Rotula plástica .....	34
1.1.3.8. Curva de capacidad .....	34
1.1.3.8.1. Espectro de capacidad .....	35
1.1.3.8.2. Linealización Equivalente .....	36
1.1.3.8.3. Representación bilineal de la curva de capacidad según FEMA 356.....	44
1.1.3.9. Desempeño de la estructura .....	46
1.1.3.9.1. Objetivos del desempeño sísmico .....	47
1.1.3.9.2. Espectro elástico horizontal de diseño .....	48
1.1.3.9.3. Periodo de vibración.....	49
1.1.3.9.4. Punto de desempeño .....	50
1.1.3.10. Diagrama de Interacción .....	51
1.1.3.11. Reforzamiento estructural para hormigón armado.....	51
1.1.3.11.1. Técnicas de reforzamiento estructural.....	52
1.1.4. Hipótesis .....	55

1.2. Objetivos .....	55
1.2.1. Objetivo General.....	55
1.2.2. Objetivos Específicos .....	56
CAPÍTULO II .....	57
METODOLOGÍA .....	57
2.1. Material y Equipos .....	57
2.2. Métodos .....	58
2.2.1 Plan para la recolección de datos.....	58
2.2.2. Plan para el procesamiento y análisis de información.....	58
2.2.3. Recolección de datos .....	59
2.2.3.1. Planos de la Edificación.....	59
2.2.3.2. Ubicación .....	61
2.2.3.3. Características de la estructura.....	62
2.2.3.4. Estudio de materiales .....	62
2.2.3.4.1. Resistencia a la compresión del hormigón.....	62
2.2.3.4.2. Acero de refuerzo de elementos estructurales.....	72
2.2.3.4.2.1. Tipo de suelo.....	74
2.2.3.4.2.2. Resistencia a la fluencia del acero .....	74
2.2.3.5. Cargas gravitacionales .....	74
2.2.3.5.1. Cuantificación de Cargas Muertas .....	74
2.2.3.5.2. Cargas vivas .....	77
2.2.3.5.3. Carga sísmica .....	77
CAPÍTULO III.....	81
RESULTADO Y DISCUSIÓN .....	81
3.1 Análisis y discusión de resultados.....	81
3.1.1 Vulnerabilidad sísmica mediante el método cuantitativo.....	81
3.1.1.1 Evaluación visual rápida aplicando el método de evaluación FEMA 154.....	81
3.1.1.1.1. Formulario - Nivel 1.....	81
3.1.1.1.2. Formulario Nivel 2 .....	83
3.1.1.2. Evaluación visual rápida según la NEC 2015.....	85
3.1.1.3. Resultados de la evaluación cualitativa.....	87
3.1.2. Análisis lineal de la estructura en su condición actual .....	87
3.1.2.1. Definición de Materiales .....	88
3.1.2.2. Definición de secciones.....	88

3.1.2.2.1. Inercias agrietadas .....	91
3.1.2.3. Definición del Espectro de respuesta sísmica .....	91
3.1.2.4. Definición del cortante basal estático .....	92
3.1.2.5. Asignación de cargas .....	94
3.1.2.6. Análisis de resultados.....	95
3.1.2.6.1. Período de vibración.....	95
3.1.2.6.2. Torsión en Planta.....	96
3.1.2.6.3. Masa acumulada .....	98
3.1.2.6.5. Derivas de piso .....	100
3.1.2.6.5.1. Derivas por cortante estático.....	101
3.1.2.6.5.2. Derivas por cortante dinámico.....	102
3.1.2.6.6. Chequeo de los elementos estructurales .....	103
3.1.2.6.6.1. Chequeo a flexión de vigas.....	104
3.1.2.6.6.2. Chequeo a corte en vigas .....	108
3.1.2.6.6.3. Chequeo de torsión en viga.....	109
3.1.2.6.6.4. Chequeo a Flexo – Compresión en columnas.....	110
3.1.2.6.6.5. Chequeo de la Demanda / Capacidad en las columnas.....	112
3.1.2.6.7. Diagrama de Interacción.....	115
3.1.3. Análisis Estático no lineal.....	120
3.1.3.1. Modelos de comportamiento para los materiales.....	120
3.1.3.2. Asignación de Rótulas Plásticas .....	122
3.1.3.2.1. Cálculo de longitud de las rótulas plásticas.....	122
3.1.3.3. Niveles de Amenaza sísmica.....	126
3.1.3.4. Carga gravitacional no lineal .....	128
3.1.3.4.1. Carga lateral no lineal.....	128
3.1.3.5. Resultados del análisis estático no lineal - Pushover.....	132
3.1.3.5.1. Formación de rótulas plásticas .....	132
3.1.3.6. Curva de capacidad .....	138
3.1.3.6.1. Curva de capacidad – representación Bilineal.....	139
3.1.3.7. Evaluación del desempeño sísmico.....	140
3.1.3.7.1. Punto de desempeño .....	141
3.1.3.7.2. Evaluación del desempeño sísmico – FEMA 440.....	146
3.1.4. Propuesta de reforzamiento .....	149
3.1.4.1. Objetivos de rehabilitación .....	150

3.1.4.2. Reforzamiento para el control de derivas.....	150
3.1.4.3. Análisis de resultados.....	152
3.1.4.3.1. Periodo de vibración.....	152
3.1.4.3.2. Torsión en planta.....	154
3.1.4.3.3. Masa acumulada.....	155
3.1.4.3.4. Cortante Basal Estático Vs Cortante Basal Dinámico.....	156
3.1.4.3.5. Derivas de piso.....	157
3.1.4.3.5.1. Derivas por cortante estático.....	157
3.1.4.3.5.2. Derivas por cortante dinámico.....	159
3.1.4.3.6. Chequeo de los elementos estructurales con el reforzamiento..	160
3.1.4.3.6.1. Chequeo a flexión de vigas.....	160
3.1.4.3.6.2. Chequeo a corte en vigas.....	162
3.1.4.3.6.3. Chequeo de torsión en viga.....	163
3.1.4.3.6.4. Chequeo a Flexo – Compresión en columnas.....	164
3.1.4.3.6.5. Chequeo de la Demanda / Capacidad en las columnas.....	165
3.1.4.3.7. Diagrama de Interacción.....	167
3.1.4.4. Análisis no lineal de la estructura reforzada.....	171
3.1.4.4.1. Curva de capacidad.....	171
3.1.4.4.2. Curva de capacidad – representación Bilineal.....	172
3.1.4.4.3. Evaluación del desempeño sísmico.....	173
3.1.4.4.3.1. Punto de desempeño.....	173
3.1.4.4.3.2. Evaluación del desempeño sísmico – FEMA 440.....	179
3.1.4.5. Muros de corte.....	181
3.2. Verificación de la hipótesis.....	187
CAPÍTULO IV.....	188
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	188
4.1. Conclusiones.....	188
4.2. Recomendaciones.....	190
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	191
ANEXOS.....	194



## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1:</b> Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptado. ....	8
<b>Tabla 2:</b> Clasificación de los Perfiles de Suelo.....	9
<b>Tabla 3:</b> Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....	10
<b>Tabla 4:</b> Configuraciones estructurales recomendadas.....	11
<b>Tabla 5:</b> Configuraciones estructurales no recomendadas.....	12
<b>Tabla 6:</b> Coeficiente de irregularidad en planta.....	13
<b>Tabla 7:</b> Coeficiente de irregularidad en elevación.....	14
<b>Tabla 8:</b> Formulario de recolección de datos Nivel 1.....	17
<b>Tabla 9:</b> Formulario de recolección de datos Nivel 2.....	18
<b>Tabla 10:</b> Determinación de la región sísmica.....	19
<b>Tabla 11:</b> Definiciones del tipo de suelo.....	19
<b>Tabla 12:</b> Tipología del sistema estructural FEMA 154.....	20
<b>Tabla 13:</b> Tipos de edificio y puntaje básico del formulario nivel 1.....	21
<b>Tabla 14:</b> Matriz de puntuación del formulario de recopilación de datos del Nivel 1 de alta sismicidad.....	21
<b>Tabla 15:</b> Formulario de evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica de edificaciones.....	22
<b>Tabla 16:</b> Tipología del sistema estructural.....	23
<b>Tabla 17:</b> Puntajes Básicos, modificadores y puntaje final S.....	24
<b>Tabla 18:</b> Puntuación Final.....	24
<b>Tabla 19:</b> Coeficientes utilizados en ecuación de la amortiguación efectiva.....	38
<b>Tabla 20:</b> Coeficientes usados en ecuaciones para períodos efectivos.....	39
<b>Tabla 21:</b> Niveles de amenaza sísmica.....	46
<b>Tabla 22:</b> Objetivo de desempeño.....	47
<b>Tabla 23:</b> Valores de los coeficientes $C_t$ y $\alpha$ .....	50
<b>Tabla 24:</b> Características de los equipos.....	57
<b>Tabla 25:</b> Coordenadas del edificio.....	62
<b>Tabla 26:</b> Descripción por planta.....	62
<b>Tabla 27:</b> Valores del ensayo esclerométrico en vigas N +1.08.....	68
<b>Tabla 28:</b> Valores del ensayo esclerométrico en columnas N +1.08.....	68
<b>Tabla 29:</b> Valores del ensayo esclerométrico en la viga N +4.68.....	68
<b>Tabla 30:</b> Valores del ensayo esclerométrico en las losas.....	69
<b>Tabla 31:</b> Validación de la resistencia a compresión de la viga eje D (1-2).....	71
<b>Tabla 32:</b> Acero de refuerzo de columnas.....	73

<b>Tabla 33:</b> Acero de refuerzo de vigas .....	73
<b>Tabla 34:</b> Peso propio de paredes N+ 1.08 .....	75
<b>Tabla 35:</b> Peso propio de paredes N+ 4.68 .....	75
<b>Tabla 36:</b> Cuantificación del peso de la losa.....	76
<b>Tabla 37:</b> Resumen del ACM por nivel .....	77
<b>Tabla 38:</b> Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas .....	77
<b>Tabla 39:</b> Factores de carga sísmica y configuración estructural .....	77
<b>Tabla 40:</b> Formulario de Inspección Visual Rápida FEMA 154 – Nivel 1.....	81
<b>Tabla 41:</b> Formulario de Inspección Visual Rápida FEMA 154 – Nivel 2.....	84
<b>Tabla 42:</b> Formulario de Inspección Visual Rápida NEC 2015.....	86
<b>Tabla 43:</b> Secciones y áreas de aceros de columnas .....	89
<b>Tabla 44:</b> Secciones y áreas de aceros de vigas .....	90
<b>Tabla 45:</b> Parámetros para calcular el período de vibración por el primer método ..	92
<b>Tabla 46:</b> Período de vibración – método II .....	95
<b>Tabla 47:</b> Verificación del periodo de vibración de la estructura.....	95
<b>Tabla 48:</b> Factores de participación modal .....	96
<b>Tabla 49:</b> Masa Acumulada .....	98
<b>Tabla 50:</b> Comprobación del Análisis Dinámico según la NEC 2015.....	98
<b>Tabla 51:</b> Valores de $\Delta M$ máximos .....	100
<b>Tabla 52:</b> Derivas elásticas e inelásticas de la estructura reforzada .....	103
<b>Tabla 53:</b> Momento de Diseño y refuerzo requerido .....	105
<b>Tabla 54:</b> Resumen del diseño a corte en la viga.....	108
<b>Tabla 55:</b> Resultados de torsión en la viga .....	109
<b>Tabla 56:</b> Resumen del diseño de la columna.....	110
<b>Tabla 57:</b> Carga y Momentos Resistentes C1(45x45) cm.....	115
<b>Tabla 58:</b> Carga y Momentos Resistentes C2(40x60) cm.....	117
<b>Tabla 59:</b> Longitud de la rótula plástica en vigas .....	123
<b>Tabla 60:</b> Longitud de la rótula plástica en columnas .....	124
<b>Tabla 61:</b> Niveles de amenaza sísmica .....	126
<b>Tabla 62:</b> Factores para los diferentes niveles de sismos.....	127
<b>Tabla 63:</b> Rótulas plásticas en el sentido X-X .....	133
<b>Tabla 64:</b> Rótulas plásticas en el sentido Y-Y .....	135
<b>Tabla 65:</b> Puntos de desempeño en la dirección X-X .....	141
<b>Tabla 66:</b> Puntos de desempeño en la dirección Y-Y .....	144

<b>Tabla 67:</b> Niveles de desempeño esperados y calculados - dirección X-X .....	147
<b>Tabla 68:</b> Niveles de desempeño esperados y calculados - dirección Y-Y .....	148
<b>Tabla 69:</b> Dimensiones geométricas de los muros.....	150
<b>Tabla 70:</b> Período de vibración – método II (Estructura Reforzada).....	152
<b>Tabla 71:</b> Verificación del periodo de vibración de la estructura.....	153
<b>Tabla 72:</b> Factores de participación modal .....	154
<b>Tabla 73:</b> Masa Acumulada .....	155
<b>Tabla 74:</b> Comprobación del Análisis Dinámico según la NEC 2015.....	157
<b>Tabla 75:</b> Derivas elásticas e inelásticas de la estructura reforzada .....	160
<b>Tabla 76:</b> Momento de Diseño y refuerzo requerido .....	161
<b>Tabla 77:</b> Resumen del diseño a corte en la viga con mayor demanda .....	162
<b>Tabla 78:</b> Resultados de torsión en la viga .....	163
<b>Tabla 79:</b> Resumen del diseño de la columna.....	164
<b>Tabla 80:</b> Carga y Momentos Resistentes C1(45x45) cm.....	167
<b>Tabla 81:</b> Carga y Momentos Resistentes C2(40x60) cm.....	169
<b>Tabla 82:</b> Puntos de desempeño en la dirección X-X .....	174
<b>Tabla 83:</b> Puntos de desempeño en la dirección Y-Y .....	176
<b>Tabla 84:</b> Niveles de desempeño esperados y calculados - dirección X-X .....	179
<b>Tabla 85:</b> Niveles de desempeño esperados y calculados - dirección Y-Y .....	181

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1:</b> (a) Fuentes sísmicas de tipo subducción.....	7
(b) Fuentes sísmicas tipo corticales.....	7
<b>Figura 2:</b> Mapa de Zonificación del Ecuador.....	8
<b>Figura 3:</b> Secuencia del proceso de análisis Pushover.....	28
<b>Figura 4:</b> Falla por insuficiente confinamiento en una estructura.....	30
<b>Figura 5:</b> Modelos para hormigón confinado según Mander (1988).....	31
<b>Figura 6:</b> Modelo constitutivo para acero de hormigón estructural.....	33
<b>Figura 7:</b> Longitud de Plastificación.....	34
<b>Figura 8:</b> Espectro de capacidad.....	36
<b>Figura 9:</b> Espectro de respuesta de aceleración-desplazamiento.....	36
<b>Figura 10:</b> Tipos de modelos histeréticos.....	37
<b>Figura 11:</b> Conversión del espectro de respuesta.....	41
<b>Figura 12:</b> Conversión del espectro de capacidad.....	42
<b>Figura 13:</b> Capacidad y demanda inicial de ADRS espectro.....	42
<b>Figura 14:</b> Representación bilineal de la capacidad espectro.....	43
<b>Figura 15:</b> Posible comportamiento de puntos usando MADRS.....	44
<b>Figura 16:</b> Representación bilineal de la curva de capacidad según FEMA 356.....	45
<b>Figura 17:</b> Espectros Elásticos para diferentes sismos de diseño según visión 200046.....	47
<b>Figura 18:</b> Relación entre la amenaza sísmica y los niveles de desempeño.....	47
<b>Figura 19:</b> Espectro sísmico elástico de aceleraciones sismo de diseño.....	48
<b>Figura 20:</b> Espectro de capacidad-demanda y punto de desempeño.....	50
<b>Figura 21:</b> Diagrama de interacción.....	51
<b>Figura 22:</b> Encamisado metálico.....	52
<b>Figura 23:</b> Encamisado de hormigón armado.....	53
<b>Figura 24:</b> Tipos de Armados de Estribos para Encamisados.....	53
<b>Figura 25:</b> Arriostramientos en X.....	54
<b>Figura 26:</b> Materiales compuestos.....	55
<b>Figura 27:</b> Subsuelo N -1.82.....	59
<b>Figura 28:</b> Planta baja N +1.08.....	60
<b>Figura 29:</b> Planta alta N +4.68.....	60
<b>Figura 30:</b> Perspectiva.....	61
<b>Figura 31:</b> Ubicación del edificio.....	61
<b>Figura 32:</b> Ensayo no destructivo – esclerómetro.....	63

<b>Figura 33:</b> Esclerometría de la losa y vigas del eje D - Nivel +1.08 .....	64
<b>Figura 34:</b> Esclerometría de las columnas del eje D - Nivel +1.08 .....	64
<b>Figura 36:</b> Esclerometría de la losa - Nivel +8.28 .....	67
<b>Figura 37:</b> Curva de regresión para $f'c$ (MPa) Proceq / Vertical hacia abajo (Losas) .....	70
<b>Figura 38:</b> Curva de regresión para $f'c$ (MPa) Proceq / Vertical hacia arriba (Vigas) .....	70
<b>Figura 39:</b> Curva de regresión para $f'c$ (MPa) Proceq / Horizontal (Columnas).....	70
<b>Figura 40:</b> Especificaciones técnicas .....	72
<b>Figura 41:</b> Tipos de Pared.....	75
<b>Figura 42:</b> Corte de la losa.....	76
<b>Figura 43:</b> Espectro de respuesta .....	79
<b>Figura 44:</b> Esquema en 3D de la edificación .....	80
<b>Figura 45:</b> Definición losa de 25cm.....	88
<b>Figura 46:</b> Definición de columnas.....	89
<b>Figura 47:</b> Definición de vigas.....	90
<b>Figura 48:</b> Inercias agrietadas en columnas y vigas .....	91
<b>Figura 49:</b> Espectro de respuesta sísmica NEC 2015 .....	92
<b>Figura 50:</b> Aceleración Espectral para el análisis de la Estructura.....	93
<b>Figura 51:</b> Coeficiente de Corte Basal.....	94
<b>Figura 52:</b> Estados de carga en el N+1.08 .....	94
<b>Figura 53:</b> Representación del primer modo de vibración.....	97
<b>Figura 54:</b> Representación del segundo modo de vibración.....	97
<b>Figura 55:</b> Cortante basal estático vs cortante basal dinámico en el sentido X .....	99
<b>Figura 56:</b> Cortante basal estático vs cortante basal dinámico en el sentido Y .....	99
<b>Figura 57:</b> Deriva Inelástica por cortante estático en la dirección X.....	101
<b>Figura 58:</b> Deriva Inelástica por cortante estático en la dirección Y .....	101
<b>Figura 59:</b> Deriva Inelástica por cortante dinámico en la dirección X .....	102
<b>Figura 60:</b> Deriva Inelástica por cortante dinámico en la dirección Y .....	102
<b>Figura 61:</b> Área de acero en vigas del pórtico eje 5 - Piso N+4.68 (Mayor demanda) .....	104
<b>Figura 62:</b> Cuantía de acero en las vigas .....	108
<b>Figura 63:</b> Detalle de la viga.....	110
<b>Figura 64:</b> Acero de Refuerzo longitudinal en columnas .....	111
<b>Figura 65:</b> Cuantía para el diseño a flexo – compresión en columnas .....	111

<b>Figura 66:</b> Demanda / Capacidad del eje 1 .....	113
<b>Figura 67:</b> Demanda / Capacidad del eje 3 .....	113
<b>Figura 68:</b> Demanda / Capacidad del eje B .....	114
<b>Figura 69:</b> Demanda / Capacidad del eje C .....	114
<b>Figura 70:</b> Sección de la columna (45x45) cm .....	115
<b>Figura 71:</b> Diagrama de Interacción C1(45X45) cm – sentido X-X.....	116
<b>Figura 72:</b> Diagrama de Interacción C1(45X45) cm – sentido Y-Y.....	117
<b>Figura 73:</b> Sección de la columna (40x60) cm .....	117
<b>Figura 74:</b> Diagrama de Interacción C2(40X60) cm – sentido X-X.....	118
<b>Figura 75:</b> Diagrama de Interacción C2(40X60) cm – sentido Y-Y.....	119
<b>Figura 76:</b> Detalle de Columna tipo.....	119
<b>Figura 77:</b> Modelo de Mander para hormigón confinado y no confinado.....	120
<b>Figura 78:</b> Modelo de Mander, esfuerzo – deformación del hormigón.....	121
<b>Figura 79:</b> Diagrama de esfuerzo – deformación del acero (Park).....	121
<b>Figura 80:</b> Modelo de esfuerzo – deformación del acero (Park) .....	122
<b>Figura 81:</b> Asignación de rótulas plásticas en las vigas.....	123
<b>Figura 82:</b> Representación de la rótula plástica .....	124
<b>Figura 83:</b> Asignación de rótulas plásticas en columnas .....	125
<b>Figura 84:</b> Representación de la rótula plástica .....	125
<b>Figura 85:</b> Curvas de peligro sísmico para Ambato .....	126
<b>Figura 86:</b> Espectros elásticos de los diferentes niveles de amenaza sísmica .....	127
<b>Figura 87:</b> Carga gravitacional no lineal .....	128
<b>Figura 88:</b> Patrones de carga.....	129
<b>Figura 89:</b> Carga sísmica X .....	129
<b>Figura 90:</b> Carga sísmica Y .....	129
<b>Figura 91:</b> Asignación de Pushover en el sentido X.....	130
<b>Figura 92:</b> Control de la aplicación de la carga en el sentido X.....	130
<b>Figura 93:</b> Asignación de Pushover sentido Y .....	131
<b>Figura 94:</b> Control de la aplicación de la carga en el sentido Y .....	131
<b>Figura 95:</b> Inercias agrietadas en columnas y vigas .....	132
<b>Figura 96:</b> Rótula plástica - Pushover sentido X – paso 4 (6.96 cm) .....	133
<b>Figura 97:</b> Rótula plástica - Pushover sentido X – paso 6 (10.65 cm) .....	134
<b>Figura 98:</b> Rótula plástica - Pushover sentido X – paso 8 (12.91 cm) .....	134
<b>Figura 99:</b> Rótula plástica - Pushover sentido X – paso 10 (13.46 cm) .....	135

<b>Figura 100:</b> Rótula plástica - Pushover sentido Y – paso 4 (6.50 cm) .....	136
<b>Figura 101:</b> Rótula plástica - Pushover sentido Y – paso 5 (9.28 cm) .....	136
<b>Figura 102:</b> Rótula plástica - Pushover sentido Y – paso 7 (13.84 cm) .....	137
<b>Figura 103:</b> Rótula plástica - Pushover sentido Y – paso 9 (13.35 cm) .....	137
<b>Figura 104:</b> Curva de capacidad .....	138
<b>Figura 105:</b> Representación bilineal de la curva de capacidad.....	139
<b>Figura 106:</b> Representación bilineal de la curva de capacidad - dirección X.....	139
<b>Figura 107:</b> Representación bilineal de la curva de capacidad - dirección Y.....	140
<b>Figura 108:</b> Sectorización de la representación bilineal .....	141
<b>Figura 109:</b> Punto de Desempeño para un sismo frecuente - Dirección X-X.....	142
<b>Figura 110:</b> Punto de Desempeño para un sismo ocasional - Dirección X-X .....	142
<b>Figura 111:</b> Punto de Desempeño para un sismo raro - Dirección X-X.....	143
<b>Figura 112:</b> Punto de Desempeño para un sismo muy raro - Dirección X-X.....	143
<b>Figura 113:</b> Punto de Desempeño para un sismo frecuente - Dirección Y-Y.....	144
<b>Figura 114:</b> Punto de Desempeño para un sismo ocasional - Dirección Y-Y .....	145
<b>Figura 115:</b> Punto de Desempeño para un sismo raro - Dirección Y-Y .....	145
<b>Figura 116:</b> Punto de Desempeño para un sismo muy raro - Dirección Y-Y.....	146
<b>Figura 117:</b> Desempeño Sísmico en la dirección X-X según FEMA 440.....	147
<b>Figura 118:</b> Desempeño Sísmico en la dirección Y-Y según FEMA 440.....	148
<b>Figura 119:</b> Implementación de los muros .....	151
<b>Figura 120:</b> Modelo en 3D de los muros .....	152
<b>Figura 121:</b> Periodo de la estructura actual vs estructura con reforzamiento.....	153
<b>Figura 122:</b> Representación del primer modo de vibración.....	154
<b>Figura 123:</b> Representación del segundo modo de vibración.....	155
<b>Figura 124:</b> Cortante basal estático vs cortante basal dinámico en el sentido X ...	156
<b>Figura 125:</b> Cortante basal estático vs cortante basal dinámico en el sentido Y ...	156
<b>Figura 126:</b> Deriva Inelástica por cortante estático, dirección X – Estructura reforzada.....	158
<b>Figura 127:</b> Deriva Inelástica por cortante estático, dirección Y – Estructura reforzada.....	158
<b>Figura 128:</b> Deriva Inelástica, cortante dinámico, dirección X – Estructura reforzada .....	159
<b>Figura 129:</b> Deriva Inelástica, cortante dinámico, dirección Y – Estructura reforzada .....	159
<b>Figura 130:</b> Área de acero en vigas del pórtico eje 5 - Piso N+4.68 (Mayor demanda).....	161

<b>Figura 131:</b> Cuantía de acero en las vigas– estructura reforzada .....	162
<b>Figura 132:</b> Acero de Refuerzo longitudinal en columnas .....	164
<b>Figura 133:</b> Cuantía para el diseño a flexo – compresión en columnas .....	165
<b>Figura 134:</b> Demanda / Capacidad del eje 3 .....	166
<b>Figura 135:</b> Demanda / Capacidad del eje B .....	166
<b>Figura 136:</b> Diagrama de Interacción C1(45X45) cm – sentido X-X.....	168
<b>Figura 137:</b> Diagrama de Interacción C1(45X45) cm – sentido Y-Y.....	168
<b>Figura 138:</b> Diagrama de Interacción C2(40x60) cm – sentido X-X .....	170
<b>Figura 139:</b> Diagrama de Interacción C2(40x60) cm – sentido Y-Y .....	170
<b>Figura 140:</b> Curva de capacidad de la estructura reforzada.....	171
<b>Figura 141:</b> Representación bilineal de la curva de capacidad - dirección X.....	172
<b>Figura 142:</b> Representación bilineal de la curva de capacidad - dirección Y.....	173
<b>Figura 143:</b> Punto de Desempeño para un sismo frecuente - Dirección X-X.....	174
<b>Figura 144:</b> Punto de Desempeño para un sismo ocasional - Dirección X-X .....	175
<b>Figura 145:</b> Punto de Desempeño para un sismo raro - Dirección X-X.....	175
<b>Figura 146:</b> Punto de Desempeño para un sismo muy raro - Dirección X-X.....	176
<b>Figura 147:</b> Punto de Desempeño para un sismo frecuente - Dirección Y-Y.....	177
<b>Figura 148:</b> Punto de Desempeño para un sismo ocasional - Dirección Y-Y .....	177
<b>Figura 149:</b> Punto de Desempeño para un sismo raro - Dirección Y-Y.....	178
<b>Figura 150:</b> Punto de Desempeño para un sismo muy raro - Dirección Y-Y.....	178
<b>Figura 151:</b> Desempeño Sísmico en la dirección X-X según FEMA 440.....	179
<b>Figura 152:</b> Desempeño Sísmico en la dirección Y-Y según FEMA 440.....	180



## RESUMEN

Para la presente investigación se ejecutaron los análisis cualitativo y cuantitativo con la finalidad de evaluar el desempeño sísmico del edificio del Gobierno Autónomo Descentralizado de la parroquia Picaihua.

El análisis cualitativo se realizó mediante la evaluación visual rápida aplicando las metodologías propuestas por las normas FEMA 154 y NEC 2015, cuyos parámetros de calificación se basan en las características de la edificación, sistema estructural, tipo de suelo, irregularidad en planta, elevación y problemas de golpeteo con estructuras adyacentes. Los resultados obtenidos fueron 1.5 y 3.3 respectivamente, los mismos muestran que la estructura posee baja vulnerabilidad sísmica.

En el método cuantitativo se realizaron el análisis lineal y análisis estático no lineal (Pushover) empleando el software ETABS 2018. Con los resultados obtenidos de dichos análisis se determinó que la estructura presenta torsión en planta, derivas excesivas superiores al máximo admitido de 2 por ciento, deficiente capacidad de respuesta antes los diferentes niveles de amenaza sísmica, sobre todo frente a un sismo muy raro donde la edificación colapsa completamente, por ello se requiere de reforzamiento.

Una vez identificadas las falencias de la estructura, se planteó un reforzamiento a nivel global que consiste en la implementación de muros de corte para brindar mayor flexibilidad, corregir la torsión y derivas excesivas.

Con la implementación de los muros de corte se realizaron nuevamente el análisis lineal y estático no lineal, comprobando que el reforzamiento permitió mejorar el desempeño de la estructura, obteniendo un periodo de vibración de 0.489seg, derivas inferiores al 2 por ciento, del chequeo Demanda/Capacidad de las columnas se obtuvieron valores inferiores al máximo permitido de 1, no se presenta torsión en planta, de esta forma se cumple con los chequeos que establecen las normas vigentes y se alcanza un nivel de desempeño de prevención de colapso para un sismo muy raro.

**Palabras clave:** Análisis cualitativo, Análisis cuantitativo, Vulnerabilidad sísmica, Reforzamiento estructural, análisis lineal, análisis estático no lineal.

## ABSTRACT

For the present investigation, qualitative and quantitative analyses were carried out in order to evaluate the seismic performance of the building of the Decentralized Autonomous Government of the Picaihua parish.

The qualitative analysis was performed through rapid visual evaluation applying the methodologies proposed by the FEMA 154 and NEC 2015 standards, whose qualification parameters are based on the characteristics of the building, structural system, soil type, irregularity in plan and elevation, and problems of pounding with adjacent structures. The results obtained were 1.5 and 3.3, respectively, which show that the structure has low seismic vulnerability.

In the quantitative method, linear analysis and nonlinear static analysis (Pushover) were performed using ETABS 2018 software. With the results obtained from these analyses, it was determined that the structure presents torsion in plan, excessive drifts higher than the maximum allowed of 2 percent, deficient response capacity before the different levels of seismic hazard, especially in the case of a very rare earthquake where the building collapses completely, thus requiring reinforcement.

Once the shortcomings of the structure were identified, a global reinforcement was proposed, consisting of the implementation of shear walls to provide greater flexibility, correct torsion and excessive drifts.

With the implementation of the shear walls, the linear and nonlinear static analysis was performed again, proving that the reinforcement allowed improving the performance of the structure, obtaining a vibration period of 0.489sec, drifts lower than 2 percent, from the Demand/Capacity check of the columns, values lower than the maximum allowed of 1 were obtained, there is no torsion in plan, thus complying with the checks established by the current standards and reaching a performance level of collapse prevention for a very rare earthquake.

**Keywords:** Qualitative analysis, Quantitative analysis, Seismic vulnerability, Structural reinforcement, Linear analysis, Nonlinear static analysis

# CAPÍTULO I

## MARCO TEÓRICO

### 1.1. Antecedentes Investigativos

#### 1.1.1. Antecedentes

Durante el proceso de diseño y construcción de una edificación, todo profesional de la ingeniería debe tener presente que los sismos son uno de los principales factores que afectan a la estructura. Frente a una acción sísmica los posibles daños en los elementos estructurales y no estructurales, al igual que su respuesta dinámica, dependen del comportamiento de todo el sistema estructural.

La alta vulnerabilidad sísmica y el elevado riesgo de daños estructurales, se produce a consecuencia de que en Ecuador y varios países, muchas edificaciones son construidas informalmente, sin la participación de profesionales tanto en la etapa de planificación como en la de construcción, de tal manera que dichas estructuras no cumplen con ninguna normativa de diseño sismo resistente. Sin embargo, cuando existe un debido control durante el diseño y proceso constructivo, considerando los requisitos de normas sismo resistentes, se evidenciará menores daños frente a un evento sísmico, lo cual implica un bajo costo de reparación. [1]

En el Ecuador se construyen estructuras sismos resistentes basados en la filosofía de diseño presentada por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015), la cual contempla los siguientes principios:

- Prevención de daños en elementos estructurales y no estructurales, durante la vida útil de la estructura, ante sismos pequeños y frecuentes.
- Prevención de daños estructurales graves y control de daños no estructurales, ante sismos moderados y poco frecuentes.
- Evitar el colapso de la estructura ante sismos severos, los mismos que pueden ocurrir rara vez durante su vida útil, con el fin de resguardar la vida de los ocupantes.[2]

César Arciniegas y Johan Fuentes en 2012 realizaron un reforzamiento sísmico de estructuras compuestas por paraboloides hiperbólicos aplicando la NEC-2011, con el objetivo de conocer la vulnerabilidad sísmica de los paraboloides, realizando un análisis de los modelos matemáticos tales como: periodos de vibración, modos,

fuerzas y desplazamientos. Se realizó un análisis sísmico aplicando el Método de Superposición Modal, para lo cual se presentó un ejemplo mediando un pórtico formado por columna cruz y cubierta parabólica, usando el espectro de la NEC-11 y los requisitos establecidos en dicha norma. Después de realizar el análisis de los distintos bloques se determina que es necesario un reforzamiento de plintos por el crecimiento de cargas axiales y momentos, debido a que es una edificación con más de 40 años de antigüedad y es necesario conservar su vida útil y la integridad de sus ocupantes. [3]

Aguilar Luis en el año 2015 realizó una evaluación estructural haciendo uso del FEMA 154 de la NEC y una propuesta de reforzamiento. Para la evaluación estructural se realizaron visitas de campo, levantamiento estructural, ensayos no destructivos (esclerómetro y de ultrasonido profometer), se aplicó el formato FEMA 154, el cual trabaja con un formulario que incluye puntuaciones relacionadas a la configuración estructural de la edificación. Se elaboró un modelo matemático (análisis lineal), basado en los resultados de la evaluación estructural y la recolección de información usando el software Etabs, este análisis permite determinar que los materiales de la estructura se encuentren dentro del rango elástico. Luego de realizado el análisis de concluyó que la estructura se encuentra vulnerable ante la acción de un evento sísmico, motivo por el que requiere reforzamiento. La propuesta más factible escogida por ser técnica y económicamente viable consiste en recrecer todas las columnas teniendo en cuenta que es necesario realizar perforaciones en la losa para permitir que el acero longitudinal tenga continuidad, incluir estribos en los elementos que se encuentren sometidos a flexión y reforzar las vigas que incumplan con las solicitaciones de la estructura aplicando bandas de acero. [4]

Guerrero Fernando en el 2020 realizó un análisis sísmico y reforzamiento del bloque C de la Unidad Educativa Santo Domingo de Guzmán. Para el análisis de la estructura se consideró su configuración en planta con un área de construcción de 864.34 metros cuadrados. Se realizaron visitas de campo, recolección de datos y ensayos no destructivos (esclerómetro) que permiten determinar la resistencia del hormigón, además se escaneo los elementos estructurales para determinar las armaduras de los mismos. Se realizó un análisis sismo - resistente de la estructura en el software Etabs 2018 en cual consisten en un análisis lineal que permite determinar

si los elementos estructurales son capaces de resistir un evento sísmico, este análisis se basa en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, el American Concrete Institute ACI 318-14, el ASCE – 41-13. Al final del estudio se determinó que la estructura no cumple con las condiciones mínimas para soportar un sismo, las derivas de sus pisos exceden el 2%, por lo cual requiere ser reforzada para garantizar la permanencia de la edificación y la integridad de sus ocupantes. El reforzamiento más viable es el encamisado de columnas y la ubicación de diagonales rigidizadoras. [5]

### **1.1.2. Justificación**

Ecuador presenta alta actividad sísmica, este fenómeno es recurrente debido a que el país se encuentra dentro del denominado Cinturón de Fuego del Pacífico. La alta sismicidad se produce también por dos tipos de fuentes sísmicas: subducción (interplaca e intraplaca), y de tipo corticales (superficiales). En cada una de estas fuentes se desarrolla un proceso de acumulación y liberación de energía. Los sismos interplaca (profundidad < 40 km) son generados por la subducción de la placa de Nazca bajo la Sudamericana. Los sismos intraplaca (profundidad entre 40 y 300 km) se generan por una falla normal de profundidad intermedia, localizados dentro de la placa oceánica de Nazca, la misma que subduce bajo la placa Sudamericana y los sismos corticales (profundidad < 40 km), ocurren dentro de la placa Sudamericana. [6]

El catálogo sísmico del Ecuador refleja 467 años de actividad sísmica, en este lapso los terremotos han alcanzado intensidades de 8° en la escala de Richter. Se han producido 36 eventos de características devastadoras que provocaron grandes pérdidas humanas, económicas y materiales. El último evento sísmico de gran magnitud (7.8° en la escala de Richter) se produjo el 16 de abril del 2016, afectando a poblaciones de las provincias de Esmeraldas, Manabí, Guayas, Los Ríos, Santo Domingo de los Tsáchilas y Santa Elena. [6]

En la ciudad de Ambato uno de los principales causantes de actividad sísmica es el volcán Tungurahua, el mismo que mantiene un proceso eruptivo desde hace 13 años, y que en la actualidad mantiene una actividad moderada. Un evento sísmico muy recordado es el de 1949, ocurrió a las 14h08 (hora local). Es conocido como el terremoto de Ambato y Pelileo. Su epicentro se ubicó en una falla al sur del Nido Sísmico de Pisayambo, aproximadamente a 20 km nororiente de Pelileo, cuya

magnitud en función de las intensidades generadas es de 6.8 a una profundidad menos a 15 km, dejó más de 6000 muertos y un área afectada de 1920 km<sup>2</sup>. [7]

En la ciudad de Ambato se hallan tres fallas geológicas, la de Totoras (Mw=6.5), Huachi (Mw=6.3) y Ambato (Mw=6.5), las mismas pueden generar sismos de corta duración, pero altamente destructivos, por tal motivo es necesario que las estructuras tengan un adecuado diseño sismo – resistente. [8]

Debido al historial de actividad sísmica y a las fallas geológicas mencionadas anteriormente, se hace necesario realizar el análisis sísmico del edificio del Gobierno Autónomo Descentralizado de la parroquia Picaihua, de forma cuantitativa mediante la elaboración de un modelo matemático (análisis lineal), con la finalidad de identificar las fallas que pueda presentar la estructura del edificio y elaborar una propuesta de reforzamiento estructural que sea técnica y económicamente viable.

### **1.1.3. Fundamentación Teórica**

#### **1.1.3.1. Peligrosidad sísmica**

Es definido como la probabilidad de excedencia durante un periodo determinado de tiempo del valor de aceleración, intensidad u otro parámetro encargado de medir el movimiento del suelo, generado por un sismo.

El estudio y cálculo de la peligrosidad sísmica se realiza mediante dos metodologías, la determinista y la probabilista. La primera se caracteriza por considerar la historia sísmica de un territorio, debido a que los eventos sísmicos del pasado pueden repetirse de la misma manera durante el paso del tiempo. La segunda consiste en un modelo matemático capaz de determinar la probabilidad de ocurrencia de un evento sísmico, durante un periodo de tiempo, basado en datos existentes (historial sísmico) e información sísmica y tectónica. [9]

#### **1.1.3.2. Vulnerabilidad sísmica**

Es el grado de daño de los elementos estructurales en una construcción, los cuales están expuestos a riesgos derivados de la ocurrencia de un sismo. [9]

Por tal motivo se hace necesario realizar una evaluación de vulnerabilidad sísmica, la misma que incluye los siguientes factores:

- Realizar una visita de campo y visualización del lugar donde se va llevar a cabo la evaluación, identificando tipos de construcciones, una recopilación de mapas de riesgo sísmico, deslizamiento de tierra, fallas y tipo de suelo. Es importante dar mayor importancia a sitios antiguos o que tengan un alto riesgo sísmico.
- Tener absoluto conocimiento del formulario usado para realizar la evaluación. El mismo permite registrar la información del edificio, fotografías, tipo de sistema estructural, tipo de suelo, etc.
- Revisar planos arquitectónicos y estructurales previo a la inspección de campo, lo cual permite verificar la información de la estructura. [1]

### **1.1.3.2.1. Daños en la edificación**

#### **1.1.3.2.1.1. Daño estructural**

Hace referencia al sistema resistente de la estructura, por tal motivo es trascendental dentro de la evaluación de vulnerabilidad sísmica. Los sismos fuertes pueden causar daños estructurales en columnas, tales como grietas causadas por cortante o torsión, pandeo del acero de refuerzo por exceso de esfuerzos de flexocompresión, desprendimiento de recubrimiento. En vigas, pueden presentarse grietas y rotura de estribos causado por cortante o torsión, pandeo o rotura del acero longitudinal por flexión. En la unión viga – columna son comunes las fallas por adherencia y anclaje del acero longitudinal a consecuencia de los esfuerzos de flexión. En las losas pueden presentarse grietas alrededor de las columnas producidas por punzonamiento o grietas a lo largo de la placa debido a los excesivos esfuerzos de flexión que provoca el sismo. [10]

#### **1.1.3.2.1.2. Daño no estructural**

Se refiere al daño causado por los componentes que no forman parte del sistema estructural, tales como ventanas, paredes, etc. Dichos elementos no generan peligro al sistema estructural, pero son importantes respecto a las pérdidas humanas y económicas. [10]

### **1.1.3.3. Caracterización de los materiales**

En un análisis estructural es importante la definición de las características de todos los elementos estructurales, el presente estudio se realizará en un edificio de

hormigón armado, para ellos es necesario establecer la resistencia a compresión del hormigón ( $f'c$ ), tipo de acero con su respectivo límite de fluencia ( $f_y$ ), dimensiones de los elementos estructurales tales como columnas, vigas, losas y cimentaciones.

#### **1.1.3.3.1. Estudio de los materiales**

Es un estudio basado en un conjunto de pruebas o ensayos de materiales, que pueden ser destructivos o no destructivos, cuyo fin es determinar las propiedades mecánicas de los materiales. Para la evaluación estructural de edificaciones que se encuentran en uso, se recomiendan los ensayos no destructivos, ya que no perjudica a sus ocupantes. [4]

En los elementos de hormigón armado, los ensayos no destructivos que comúnmente se aplican son:

- Ensayo esclerómetro (índice de rebote). - se ejecuta con ayuda de un esclerómetro o martillo SCHMIDT, del mismo se obtiene un valor adimensional denominado R (índice de rebote), este valor permite determinar la resistencia a compresión del hormigón.
- Ensayo de ultrasonido profometer. – en este ensayo se utiliza un escáner profometer, para obtener el diámetro del acero de refuerzo y el recubrimiento del elemento estructural que va a ser analizado.

Se pueden encontrar una amplia variedad de ensayos no destructivos aplicables para hormigón armado, pero los mencionados anteriormente son frecuentemente usado debido a sus beneficios de bajo costo, fácil y rápida aplicación. [4]

#### **1.1.3.4. Sismicidad en Ecuador**

El territorio del Ecuador está formado por una región continental y una parte insular. La región continental se divide en cuatro regiones, Costa, Sierra, Amazonía. En la Sierra existen la mayor cantidad de fallas, debido a la existencia de pliegues producidos por la geodinámica de la región. [6]

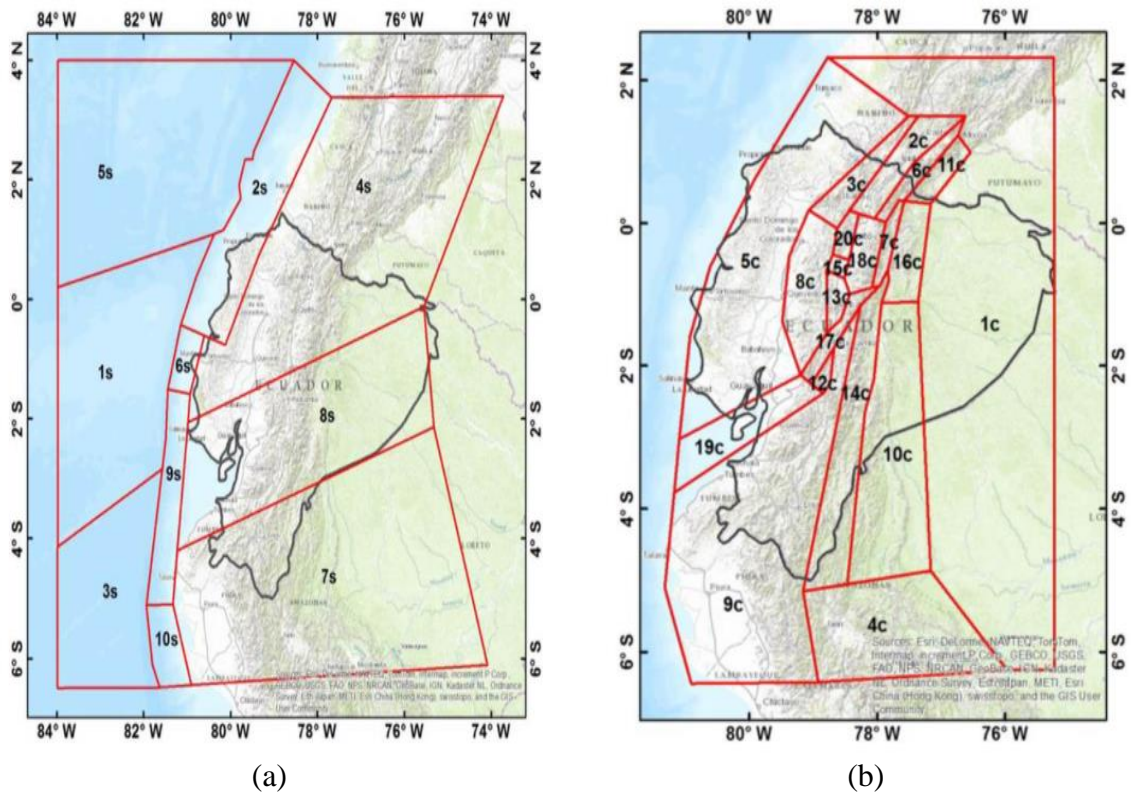
El país se ubica dentro de un particular movimiento tectónico. Una parte del territorio pertenece a la microplaca llamada “Bloque Andino”, la misma forma parte de la placa sudamericana. Esta microplaca se encuentra ubicada en una zona donde interactúan las placas de Nazca, Caribe y Cocos. Estas placas se mueven



aproximadamente 50-60 mm al año. La otra parte (región sur del Ecuador), se ubica entre la interacción de las placas Sudamérica y Nazca. [6]

**Figura 1:** (a) Fuentes sísmicas de tipo subducción.

(b) Fuentes sísmicas tipo corticales

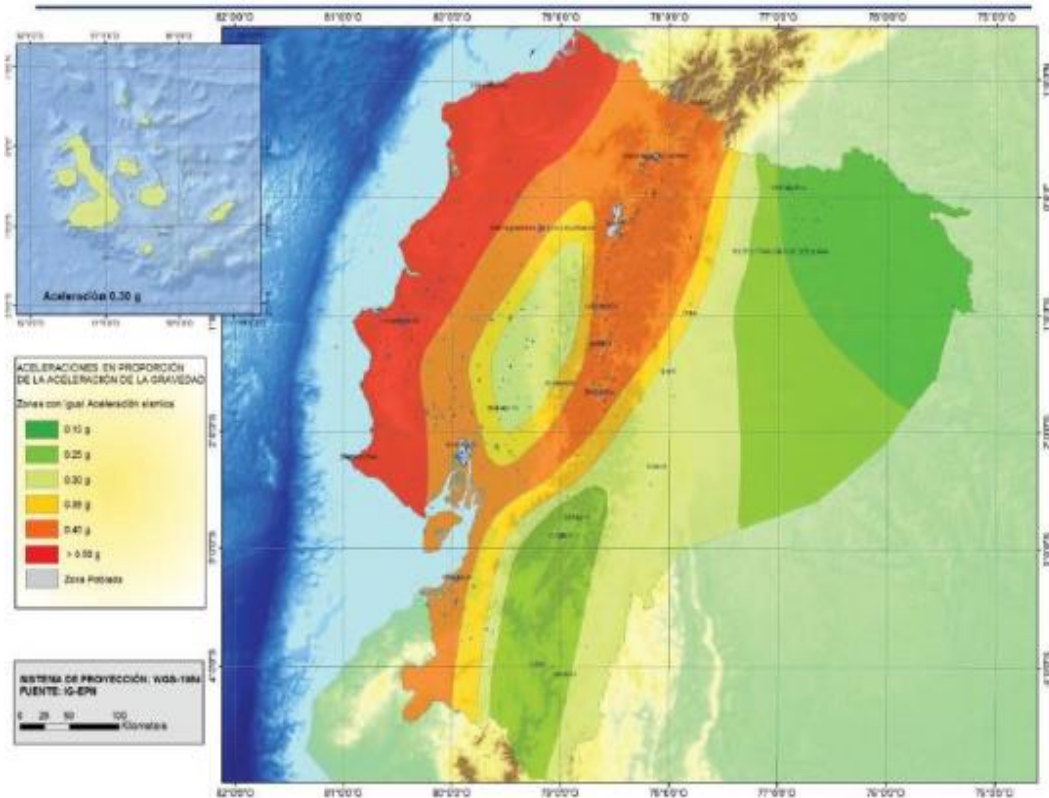


**Fuente:** P. Quinde y E. Reinoso, Estudio de Peligro Sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la Ciudad de Cuenca

#### 1.1.3.4.1. Zonificación sísmica y factor Z

La zonificación sísmica se refiere a que un lugar determinado es dividido en regiones, y en cada una se detallan parámetros para el diseño sísmico. La norma ecuatoriana de la construcción divide al país en seis zonas sísmicas, la característica de cada región es el valor del factor de zona Z. Este valor expresa la aceleración máxima para el sismo de diseño y se presenta como una fracción de la gravedad. La figura 2 presenta el mapa de zonificación sísmica para un periodo de retorno de 475 años. [2]

**Figura 2:** Mapa de Zonificación del Ecuador.



**Fuente:** NEC-SE-DS, 2015

En la Tabla 1 se observan los valores de Z asignados para cada región en que se dividió al Ecuador, gran parte del país presenta una alta amenaza sísmica, a excepción de la región nororiente donde la amenaza sísmica es intermedia y en la región litoral muy alta. [2]

**Tabla 1:** Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptado.

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

**Fuente:** NEC-SE-DS, 2015

### Tipos de perfiles de suelo

Uno de los parámetros más importantes para establecer y analizar el comportamiento dinámico de perfiles de suelo es la velocidad de onda de corte  $V_s$ , permite obtener las características dinámicas del suelo en una determinada zona. [11]

Acorde a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), el suelo se clasifica en base a la velocidad de onda de corte ( $V_s$ ), permite conocer la amplificación de las

velocidades a lo largo del suelo, es un valor importante para la realización del diseño de la estructura. En la Tabla (2) se muestra la clasificación del suelo según su tipo de perfil A, B, C, D, E y F, con parámetros correspondientes a los 30 metros superiores de cada uno de los perfiles, a excepción del tipo F, para este se aplican otros criterios, cuya respuesta no debe limitarse a los 30 metros superiores del perfil. [2]

**Tabla 2:** Clasificación de los Perfiles de Suelo

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

**Fuente:** NEC-SE-DS 2015

#### 1.1.3.4.2. Categoría del edificio y coeficiente de importancia I

En la Tabla (3) se presentan las categorías en que puede clasificarse la estructura, con el cual se tomará el correspondiente valor del factor de importancia. Este factor I tiene como finalidad incrementar la demanda sísmica de diseño en las estructuras, las mismas que acorde a sus características de uso o importancia necesitan permanecer operativas o soportar daños menores durante y después de un evento sísmico. [2]

**Tabla 3:** Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

<b>Categoría</b>	<b>Tipo de uso, destino e importancia</b>	<b>Coficiente I</b>
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

**Fuente:** NEC-SE-DS 2015

#### 1.1.3.4.3. Configuración estructural

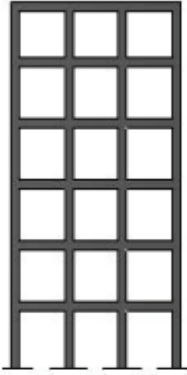
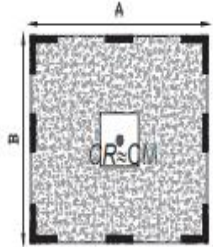
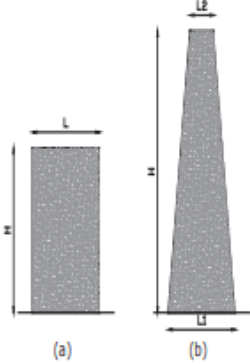
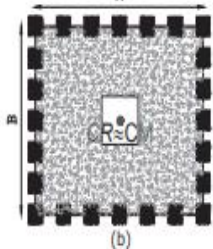
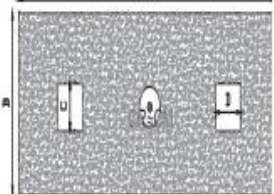
El daño estructural de una edificación está ligado a las características de los componentes estructurales, calidad de los materiales, cargas actuantes y su configuración. [12]

En la norma ecuatoriana de la construcción se detalla información de la configuración estructural e irregularidades que deben evitarse. La misma hace referencia a la distribución del sistema estructural y de los elementos horizontales y verticales que la conforman. Mientras más compleja sea esta configuración, mayor será el daño que sufra la edificación ante un evento sísmico. [1]

### 1.1.3.4.3.1. Configuraciones recomendables

Es importante tomar en cuenta que las configuraciones estructurales simples y regulares presentan un adecuado desempeño sísmico. [2]

**Tabla 4:** Configuraciones estructurales recomendadas

CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\emptyset_{Ei} = 1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\emptyset_{Pi} = 1$	
La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporcionados, es constante en todos los niveles. $\emptyset_{Ei} = 1$		La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\emptyset_{Pi} = 1$	
La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\emptyset_{Ei} = 1$			
			

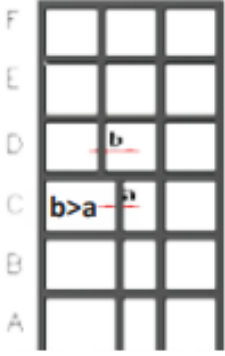
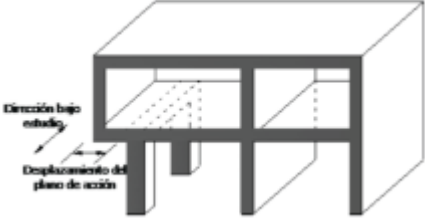
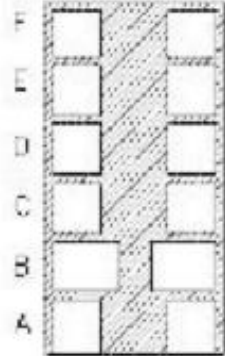
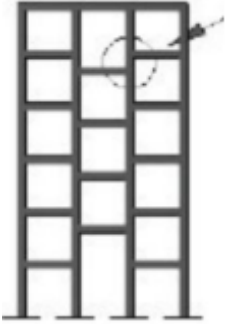
Fuente: NEC-SE-DS, 2015

### 1.1.3.4.3.2. Configuraciones más complejas

Es necesario impedir en la configuración estructural los cambios abruptos de rigidez y resistencia. Con el fin de evitar la acumulación de daños en diferentes elementos causados por el deterioro de la ductilidad en la estructura. [2]

A continuación, se presentan varios ejemplos de configuraciones no recomendadas, acorde a la norma NEC.

**Tabla 5:** Configuraciones estructurales no recomendadas

IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN		IRREGULARIDADES EN PLANTA
<p><b>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas.</b></p> <p>La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p>		<p><b>Desplazamiento de los planos de acción de elementos verticales.</b></p> <p>Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamiento del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p> 
<p><b>Piso débil – Discontinuidad en la resistencia.</b></p> <p>La estructura se considera irregular no recomendable cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).</p>		
<p><b>Columna corta.</b></p> <p>Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>		

Fuente: NEC-SE-DS, 2015.

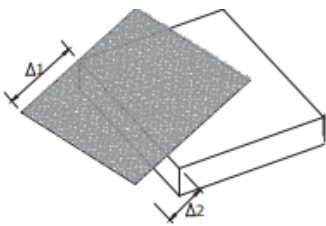
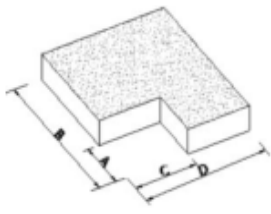
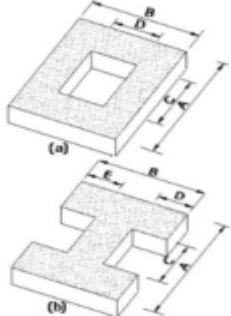
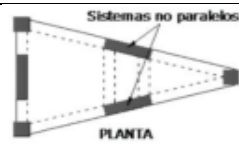
### 1.1.3.4.3.3. Irregularidades y coeficientes de configuración estructural

En las estructuras irregulares, ya sea en planta o elevación, se utilizarán coeficientes de configuración estructural con el fin de considerar dichas irregularidades, las mismas que pueden causar un defectuoso comportamiento estructural ante un sismo.



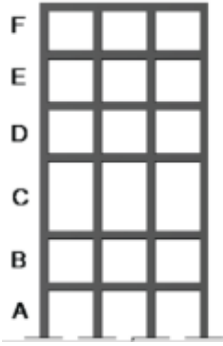
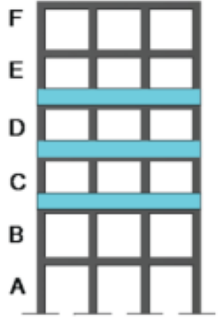
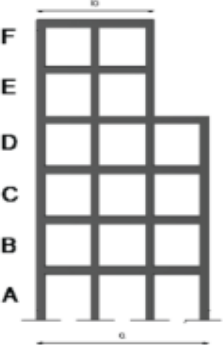
Las Tablas (5) y (6) presentan las características de irregularidades que pueden presentarse con más frecuencia en una edificación, al igual que se muestra la descripción para la evaluación de las mismas. [2]

**Tabla 6:** Coeficiente de irregularidad en planta

<p><b>Tipo 1</b> – Irregularidad torsional  <math>\phi_{Pi} = 0.9</math>  <math>\Delta &gt; 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}</math>                      Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1.2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia.</p>	
<p><b>Tipo 2</b> – Retrocesos excesivos en las esquinas <math>\phi_{Pi} = 0.9</math>  <math>A &gt; 0.15B</math> y <math>C &gt; 0.15D</math>                      La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p><b>Tipo 3</b> – Discontinuidades en el sistema de piso  <math>\phi_{Pi} = 0.9</math>                      a) <math>CxD &gt; 0.5AxB</math>                      b) <math>[CxD + CxE] &gt; 0.5AxB</math>                      La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p><b>Tipo 4</b> – Ejes estructurales no paralelos <math>\phi_{Pi} = 0.9</math>                      La Estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p><b>Nota:</b> La descripción de estas irregularidades no facultad al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto, la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

**Fuente:** NEC-SE-DS, 2015.

**Tabla 7:** Coeficiente de irregularidad en elevación

<p><b>Tipo 1 – Piso flexible</b>  <math>\emptyset_{Pi} = 0.9</math>  Rigidez <math>K_c = 0.70</math> Rigidez <math>K_D</math>  Rigidez <math>&lt; 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}</math>  La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80% del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p><b>Tipo 2 – Distribución de masa</b>  <math>\emptyset_{Pi} = 0.9</math>  <math>m_D &gt; 1.50m_E</math>  <math>m_D &gt; 1.50m_C</math>  La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p><b>Tipo 3 – Irregularidad geométrica</b>  <math>\emptyset_{Pi} = 0.9</math>  <math>a &gt; 1.3b</math>  La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p><b>Nota:</b> La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto, la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

**Fuente:** NEC-SE-DS, 2015

Los coeficientes de configuración estructural incrementan el valor del cortante de diseño para brindar mayor resistencia a la estructura, pero no impiden que el comportamiento sísmico sea deficiente. [2]

### 1.1.3.5. Análisis de vulnerabilidad sísmica

En un estudio de vulnerabilidad el principal objetivo es la determinación de la susceptibilidad o nivel de daño formado en la infraestructura, funcionalidad y equipamiento de una o varias edificaciones frente a un desastre ocurrido, el



fenómeno a considerarse para el caso de estudio es la ocurrencia de un evento sísmico. [13]

La vulnerabilidad sísmica de los componentes estructurales, es el factor primordial que permite determinar el riesgo sísmico en un lugar específico. Es muy importante conocer el nivel de riesgo y vulnerabilidad en todo tipo de edificaciones, sobre todo en las esenciales, pues las mismas deben permanecer funcionales después de un sismo para brindar atención óptima durante una emergencia sísmica. [12]

De forma general un estudio de vulnerabilidad sísmica se puede realizar usando dos métodos que se pueden clasificar en:

- Métodos cualitativos: permiten una evaluación rápida y sencilla de diversas edificaciones. Este método tiene como fin cuantificar el riesgo sísmico basado en la observación e identificación de fallas, para lo cual se establecen distintos niveles de daño. [13]
- Métodos cuantitativos: su finalidad es obtener resultados más profundos que los obtenidos con los métodos cuantitativos, generando modelos de daño para evaluar el daño producido en la estructura. [13]

#### **1.1.3.6. Métodos cualitativos**

Este método permite realizar una evaluación rápida, que consiste en realizar una visita de campo al lugar de la edificación y llenar un formulario basado en diferentes parámetros que ayudan a establecer una calificación, para posterior ubicar a la edificación en una categoría que depende de la metodología usada, este proceso no requiere un análisis estructural, debido a que únicamente es necesario identificar el sistema estructural y recoger datos para los formularios. [1]

##### **1.1.3.6.1. Evaluación visual rápida de edificios para potencial riesgos sísmicos (FEMA 154)**

El FEMA 154 establece una metodología de evaluación visual rápida denominada RVS por sus siglas en inglés (Rapid Visual Screening) con la finalidad de identificar, inspeccionar y clasificar edificaciones con alto peligro sísmico. Este procedimiento usa una metodología que se basa en estudiar la fachada de la edificación y en la recolección de datos en un formulario, a partir de la observación visual de la parte externa del edificio y de ser posible también desde la parte interna. [14]

Las tablas 3 y 4, muestran las tablas de los formatos para la recopilación de datos, en estas tablas se registra la información de la edificación: uso, tamaño, fotografía, croquis y datos que se relacionan al desempeño sísmico, después de la recolección de datos se procede a designar un puntaje para conocer el grado de vulnerabilidad. El método de evaluación rápida ofrece ventajas tales como la rapidez de su realización y el bajo costo económico que implica su elaboración, pues simplifica la realización de un análisis sísmico detallado. Referente al procedimiento de puntuación, es importante recalcar que, si un edificio tiene alta puntuación, significa que tiene una adecuada resistencia sísmica, por tal motivo el riesgo de ocurrencia de colapso durante un sismo es nulo. [14]

**Tabla 8:** Formulario de recolección de datos Nivel 1

**Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards**  
FEMA P-154 Data Collection Form

**Level 1**  
**HIGH Seismicity**

PHOTOGRAPH

Address: \_\_\_\_\_ Zip: \_\_\_\_\_

Other Identifiers: \_\_\_\_\_

Building Name: \_\_\_\_\_

Use: \_\_\_\_\_

Latitude: \_\_\_\_\_ Longitude: \_\_\_\_\_

Sr: \_\_\_\_\_ Sr: \_\_\_\_\_

Screeners(s): \_\_\_\_\_ Date/Time: \_\_\_\_\_

No. Stories: Above Grade: \_\_\_\_\_ Below Grade: \_\_\_\_\_ Year Built:  EST

Total Floor Area (sq. ft.): \_\_\_\_\_ Code Year: \_\_\_\_\_

Additions:  None  Yes, Year(s) Built: \_\_\_\_\_

Occupancy: Assembly  Commercial  Emer. Services  Historic  Shelter  
Industrial  Office  School  Government  
Utility  Warehouse  Residential, # Units: \_\_\_\_\_

Soil Type:  A Hard Rock  B Avg. Rock  C Dense Soil  D Stiff Soil  E Soft Soil  F Poor Soil  DNK If DNK assume Type D.

Geologic Hazards: Liquefaction: Yes/No/DNK Landslide: Yes/No/DNK Surf. Rupt.: Yes/No/DNK

Adjacency:  Pounding  Falling Hazards from Taller Adjacent Building

Irregularities:  Vertical (type/severity) \_\_\_\_\_  
 Plan (type) \_\_\_\_\_

Exterior Falling Hazards:  Unbraced Chimneys  Heavy Cladding or Heavy Veneer  
 Parapets  Appendages  
 Other: \_\_\_\_\_

COMMENTS: \_\_\_\_\_

Additional sketches or comments on separate page

SKETCH

BASIC SCORE, MODIFIERS, AND FINAL LEVEL 1 SCORE, S <sub>L1</sub>																		
FEMA BUILDING TYPE	Do Not Know	W1	W1A	W2	S1 (MRF)	S2 (RM)	S3 (M)	S4 (MC SW)	S5 (PMI NP)	C1 (MRF)	C2 (RM)	C3 (PMI NP)	PC1 (RM)	PC2	RM1 (RM)	RM2 (RM)	URM	MH
Basic Score		3.6	3.2	2.9	2.1	2.0	2.6	2.0	1.7	1.5	2.0	1.2	1.8	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5
Severe Vertical Irregularity, V <sub>1</sub>		-1.2	-1.2	-1.2	-1.0	-1.0	-1.1	-1.0	-0.8	-0.9	-1.0	-0.7	-1.0	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA
Moderate Vertical Irregularity, V <sub>2</sub>		-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
Plan Irregularity, P <sub>1</sub>		-1.1	-1.0	-1.0	-0.8	-0.7	-0.9	-0.7	-0.6	-0.6	-0.6	-0.5	-0.7	-0.6	-0.7	-0.7	-0.4	NA
Pre-Code		-1.1	-1.0	-0.9	-0.6	-0.6	-0.5	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.5	-0.3	-0.5	-0.5	-0.1	-0.1
Post-Benchmark		1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2.0	2.4	2.1	2.1	NA	1.2
Soil Type A or B		0.1	0.3	0.5	0.4	0.6	0.1	0.6	0.5	0.4	0.5	0.3	0.6	0.4	0.5	0.5	0.3	0.3
Soil Type E (1-3 stories)		0.2	0.2	0.1	-0.2	-0.4	0.2	-0.1	-0.4	0.0	0.0	-0.2	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	-0.4
Soil Type E (> 3 stories)		-0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	NA	-0.6	-0.4	-0.5	-0.7	-0.3	NA	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2	NA
Minimum Score, S <sub>MIN</sub>		1.1	0.9	0.7	0.5	0.5	0.6	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	1.0

FINAL LEVEL 1 SCORE, S<sub>L1</sub> ≥ S<sub>MIN</sub>

**EXTENT OF REVIEW**

Exterior:  Partial  All Sides  Aerial  
 None  Visible  Entered

Drawings Reviewed:  Yes  No

Soil Type Source: \_\_\_\_\_

Geologic Hazards Source: \_\_\_\_\_

Contact Person: \_\_\_\_\_

**LEVEL 2 SCREENING PERFORMED?**

Yes, Final Level 2 Score, S<sub>L2</sub> \_\_\_\_\_  No  
Nonstructural hazards?  Yes  No

**OTHER HAZARDS**

Are There Hazards That Trigger A Detailed Structural Evaluation?

Pounding potential (unless S<sub>L2</sub> > cut-off, if known)

Falling hazards from taller adjacent building

Geologic hazards or Soil Type F

Significant damage/deterioration to the structural system

**ACTION REQUIRED**

Detailed Structural Evaluation Required?

Yes, unknown FEMA building type or other building

Yes, score less than cut-off

Yes, other hazards present

No

Detailed Nonstructural Evaluation Recommended? (check one)

Yes, nonstructural hazards identified that should be evaluated

No, nonstructural hazards exist that may require mitigation, but a detailed evaluation is not necessary

No, no nonstructural hazards identified  DNK

Where information cannot be verified, screener shall note the following: EST = Estimated or unreliable data OR DNK = Do Not Know

Legend: MRF = Moment-resisting frame RC = Reinforced concrete URM = Unreinforced masonry in-fill MH = Manufactured Housing PD = Flexible Diaphragm

Fuente: FEMA 154.

**Tabla 9:** Formulario de recolección de datos Nivel 2

Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards			Level 2 (Optional)	
FEMA P-154 Data Collection Form			HIGH Seismicity	
Optional Level 2 data collection to be performed by a civil or structural engineering professional, architect, or graduate student with background in seismic evaluation or design of buildings.				
Build Name:	Final Level 1 Score:	$S_{L1} =$	(do not consider $S_{W1}$ )	
Screened:	Level 1 Irregularity Modifiers:	Vertical Irregularity, $V_{L1} =$	Plan Irregularity, $P_{L1} =$	
Date/Time:	ADJUSTED BASELINE SCORE:	$S^* = (S_{L1} - V_{L1} - P_{L1}) =$		
STRUCTURAL MODIFIERS TO ADD TO ADJUSTED BASELINE SCORE				
Topic	Statement (if statement is true, circle the "Yes" modifier; otherwise cross out the modifier.)	Yes	Subtotals	
Vertical Irregularity, $V_{L2}$	Sloping Site	W1 building: There is at least a full story grade change from one side of the building to the other.	-1.2	
	Weak and/or Soft Story (circle one maximum)	Non-W1 building: There is at least a full story grade change from one side of the building to the other.	-0.3	
		W1 building cripple wall: An unbraced cripple wall is visible in the crawl space.	-0.6	
	W1A building open front (circle one maximum)	W1 house over garage: Undemeath an occupied story, there is a garage opening without a steel moment frame, and there is less than 8' of wall on the same line (for multiple occupied floors above, use 16' of wall minimum).	-1.2	
		W1A building open front: There are openings at the ground story (such as for parking) over at least 50% of the length of the building.	-1.2	
		Non-W1 building: Length of lateral system at any story is less than 50% of that at story above or height of any story is more than 2.0 times the height of the story above.	-0.9	
	Setback	Non-W1 building: Length of lateral system at any story is between 50% and 75% of that at story above or height of any story is between 1.3 and 2.0 times the height of the story above.	-0.5	
		Vertical elements of the lateral system at an upper story are outboard of those at the story below causing the diaphragm to cantilever at the offset.	-1.0	
		Vertical elements of the lateral system at upper stories are inboard of those at lower stories.	-0.5	
	Short Column/ Pier	There is an in-plane offset of the lateral elements that is greater than the length of the elements.	-0.3	
		C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: At least 20% of columns (or piers) along a column line in the lateral system have height/depth ratios less than 50% of the nominal height/depth ratio at that level.	-0.5	
	Split Level	C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: The column depth (or pier width) is less than one half of the depth of the spandrel, or there are infill walls or adjacent floors that shorten the column.	-0.5	
There is a split level at one of the floor levels or at the roof.		-0.5		
Other		There is another observable severe vertical irregularity that obviously affects the building's seismic performance.	-1.0	
Plan Irregularity, $P_{L2}$	Other Irregularity	There is another observable moderate vertical irregularity that may affect the building's seismic performance.	-0.5	$V_{L2} =$ (cap at -1.2)
	Torsional Irregularity: Lateral system does not appear relatively well distributed in plan in either or both directions. (Do not include the W1A open front irregularity listed above.)	-0.7		
	Non-parallel system: There are one or more major vertical elements of the lateral system that are not orthogonal to each other.	-0.4		
	Reentrant corner: Both projections from an interior corner exceed 25% of the overall plan dimension in that direction.	-0.4		
	Diaphragm opening: There is an opening in the diaphragm with a width over 50% of the total diaphragm width at that level.	-0.2		
	C1, C2 building out-of-plane offset: The exterior beams do not align with the columns in plan.	-0.4		
Redundancy	Other Irregularity: There is another observable plan irregularity that obviously affects the building's seismic performance.	-0.7	$P_{L2} =$ (cap at -1.2)	
	The building has at least two bays of lateral elements on each side of the building in each direction.	+0.3		
Pounding	Building is separated from an adjacent structure by less than 1% of the height of the shorter of the building and adjacent structure and:	The floors do not align vertically within 2 feet. (Cap floor modifiers at -1.2)	-1.0	
	One building is 2 or more stories taller than the other.	pounding modifiers at -1.2)	-1.0	
	The building is at the end of the block.		-0.5	
S2 Building	"K" bracing geometry is visible.		-1.0	
C1 Building	Flat plate serves as the beam in the moment frame.		-0.4	
PC1/RM1 Bldg	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 Bldg	The building has closely spaced, full height interior walls (rather than an interior space with few walls such as in a warehouse).		+0.3	
URM	Gable walls are present.		-0.4	
MH	There is a supplemental seismic bracing system provided between the carriage and the ground.		+1.2	
Retrofit	Comprehensive seismic retrofit is visible or known from drawings.		+1.4	$M^* =$
<b>FINAL LEVEL 2 SCORE, <math>S_{L2} = (S^* + V_{L2} + P_{L2} + M)</math> <math>\geq S_{MIN}</math>.</b> (Transfer to Level 1 form)				
There is observable damage or deterioration or another condition that negatively affects the building's seismic performance: <input type="checkbox"/> Yes <input type="checkbox"/> No If yes, describe the condition in the comment box below and indicate on the Level 1 form that detailed evaluation is required independent of the building's score.				
OBSERVABLE NONSTRUCTURAL HAZARDS				
Location	Statement (Check "Yes" or "No")	Yes	No	Comment
Exterior	There is an unbraced unreinforced masonry parapet or unbraced unreinforced masonry chimney.			
	There is heavy cladding or heavy veneer.			
	There is a heavy canopy over exit doors or pedestrian walkways that appears inadequately supported.			
	There is an unreinforced masonry appendage over exit doors or pedestrian walkways.			
	There is a sign posted on the building that indicates hazardous materials are present.			
	There is a taller adjacent building with an unanchored URM wall or unbraced URM parapet or chimney.			
Interior	Other observed exterior nonstructural falling hazard:			
	There are hollow clay tile or brick partitions at any stair or exit corridor.			
Other observed interior nonstructural falling hazard:				
<b>Estimated Nonstructural Seismic Performance</b> (Check appropriate box and transfer to Level 1 form conclusions)				
<input type="checkbox"/> Potential nonstructural hazards with significant threat to occupant life safety → Detailed Nonstructural Evaluation recommended				
<input type="checkbox"/> Nonstructural hazards identified with significant threat to occupant life safety → But no Detailed Nonstructural Evaluation required				
<input type="checkbox"/> Low or no nonstructural hazard threat to occupant life safety → No Detailed Nonstructural Evaluation required				

Fuente: FEMA 154

### 1.1.3.6.1.1. Proceso para determinar la zona sísmica

Es importante establecer la zona sísmica en la que está asentada la edificación, y así elegir el formulario correcto de entre las 5 categorías que dependen de la región sísmica y son: baja, moderada, moderadamente alta, alta y muy alta. [14]

La tabla 8 muestra los parámetros basados en valores de la aceleración espectral para periodos de 0.2 segundos y 1.0 segundos, que ayudan a elegir la zona sísmica conveniente.

**Tabla 10:** Determinación de la región sísmica

Región sísmica		Respuesta de la aceleración espectral	
		Período corto o 0.2 segundos	Período largo o 1.0 segundos
Baja	Baja	Menos de 0.250g	Menos de 0.100g
Moderada	Moderada	Mayor o igual a 0.250g, pero menos de 0.500g	Mayor o igual a 0.100g, pero menos de 0.200g
Moderadamente alta	Moderadamente alta	Mayor o igual a 0.500g, pero menos de 1.00g	Mayor o igual a 0.200g, pero menos de 0.400g
Alta	Alta	Mayor o igual a 1.000g, pero menos de 1.500g	Mayor o igual a 0.400g, pero menos de 0.600g
Muy alta	Muy alta	Mayor o igual a 1.500g	Mayor o igual a 0.600g

**Nota:** g = aceleración de la gravedad

**Fuente:** FEMA 154

#### 1.1.3.6.1.2. Información del suelo según FEMA 154

El tipo de suelo sobre el que está asentada la estructura influye en la duración y amplitud del fenómeno sísmico, significa que, si la profundidad del suelo hasta el lecho de una roca es grande, la edificación presentará más daños durante la ocurrencia de un sismo.

Para identificar el tipo de suelo es necesario que en la planificación del proyecto se realicen estudios previos, el método RVS ayuda a comprobar el tipo de suelo y asignarlo adecuadamente en el formulario. En la tabla 9 se observan parámetros que ayudan a definir la clase de suelo y están designados desde la letra A hasta la F. [14]

**Tabla 11:** Definiciones del tipo de suelo

Tipo de suelo	Velocidad de onda de corte $V_s^{30}$ (m/s)	Número de golpes estándar, N	Resistencia al corte no drenado superior a los 300m, $S_u$ (kg/m <sup>2</sup> )
A. Roca dura	$V_s^{30} > 1520$		
B. Roca	$760 < V_s^{30} < 1520$		
C. Suelo muy denso y roca blanda	$366 < V_s^{30} < 760$	$N > 50$	$S_u > 9760$
D. Suelo rígido	$183 < V_s^{30} < 360$	$15 < N < 50$	$4880 < S_u < 9760$

E. Suelo arcilloso blando	$V_s^{30} \leq 183$	$N < 15$	$S_u < 4880$
	Mas de 3 metros de suelo blando con un índice de plasticidad $IP > 20$ , contenido de agua $W > 40\%$ , y $S_u < 2440 \text{ kg/m}^2$		
F. Suelo pobre	Suelos que requieren evaluaciones específicas del sitio: <ul style="list-style-type: none"> <li>Suelos vulnerables a un posible fallo o colapso bajo carga sísmica, como suelos con licuefacción, arcillas rápidas y altamente sensibles, suelos colapsables débilmente cementados.</li> <li>Suelo con espesor de 3 metros de turba o arcilla altamente orgánica.</li> <li>Arcillas de 36 metros de arcilla blandas o medias rígidas.</li> </ul>		

**Fuente:** FEMA 154

### 1.1.3.6.1.3. Tipos de edificios considerados por la norma FEMA y sus puntajes básicos

La siguiente tabla muestra los 17 tipos de edificios acorde al FEMA 154, estos tipos se consideran para el procedimiento de evaluación rápida RVS, se debe elegir correctamente el sistema estructural que se halla en el formulario nivel 1. [14]

**Tabla 12:** Tipología del sistema estructural FEMA 154

TIPO DE SISTEMA ESTRUCTURAL	
W1	Estructuras de madera ligera una o más viviendas de una o más plantas.
W1A	Edificios residenciales de madera ligera de varias unidades y varios pisos, el área de cada piso de más de 3000 pies cuadrados.
W2	Edificios comerciales e industriales con pórtico de madera con una superficie de más de 5000 pies cuadrados.
S1	Edificios con pórticos de acero resistentes a momentos.
S2	Edificios arriostrados con pórticos de acero.
S3	Construcciones livianas de metal.
S4	Edificios con pórticos de acero con muros de corte de hormigón colado.
S5	Edificios con estructuras de acero con paredes de relleno de mampostería no reforzada.
C1	Edificios con pórticos de hormigón resistente a momentos.
C2	Edificios de muros de corte de hormigón.
C3	Edificios con pórticos de hormigón con paredes de rellenos de mampostería no reforzada.
PC1	Edificios inclinados.
PC2	Edificios prefabricados de hormigón armado.
RM1	Edificios de mampostería reforzados con diafragmas flexibles.
RM2	Edificios de mampostería reforzados con diagramas rígidos.
URM	Edificios de muros de mampostería no reforzados.
MH	Vivienda prefabricada.

**Fuente:** FEMA 154

La puntuación básica para cada tipo de estructura se calcula acorde a la apreciación de las pérdidas y daños presentes en la estructura, estos puntajes varían según la zona sísmica. La siguiente tabla presenta los puntajes que aparecen en el formulario de recopilación de datos de elevada sismicidad. [14]

**Tabla 13:** Tipos de edificio y puntaje básico del formulario nivel 1

FEMA BUILDING TYPE	Do Not Know	W1	W1A	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (URM INF)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URM INF)	PC1 (TU)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM	MH
Basic Score		3.6	3.2	2.9	2.1	2.0	2.6	2.0	1.7	1.5	2.0	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5

**Fuente:** Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, FEMA 154

#### 1.1.3.6.1.4. Modificadores de puntuación

Los puntajes básicos y los modificadores de puntajes varían acorde al tipo de sistema estructural, cada modificador varía su valor según las características de la estructura, un puntaje positivo muestra que la característica tiene efectos positivos sobre la misma, mientras que un puntaje negativo es muestra de que la característica afecta negativamente al rendimiento y por ende reduce la puntuación final de la evaluación. [14]

**Tabla 14:** Matriz de puntuación del formulario de recopilación de datos del Nivel 1 de alta sismicidad.

BASIC SCORE, MODIFIERS, AND FINAL LEVEL 1 SCORE, $S_{L1}$																		
FEMA BUILDING TYPE	Do Not Know	W1	W1A	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (URM INF)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URM INF)	PC1 (TU)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM	MH
Basic Score		3.6	3.2	2.9	2.1	2.0	2.6	2.0	1.7	1.5	2.0	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5
Severe Vertical Irregularity, $V_{L1}$		-1.2	-1.2	-1.2	-1.0	-1.0	-1.1	-1.0	-0.8	-0.9	-1.0	-0.7	-1.0	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA
Moderate Vertical Irregularity, $V_{L1}$		-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
Plan Irregularity, $P_{L1}$		-1.1	-1.0	-1.0	-0.8	-0.7	-0.9	-0.7	-0.6	-0.6	-0.8	-0.5	-0.7	-0.6	-0.7	-0.7	-0.4	NA
Pre-Code		-1.1	-1.0	-0.9	-0.6	-0.6	-0.8	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.5	-0.3	-0.5	-0.5	0.0	-0.1
Post-Benchmark		1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2.0	2.4	2.1	2.1	NA	1.2
Soil Type A or B		0.1	0.3	0.5	0.4	0.6	0.1	0.6	0.5	0.4	0.5	0.3	0.6	0.4	0.5	0.5	0.3	0.3
Soil Type E (1-3 stories)		0.2	0.2	0.1	-0.2	-0.4	0.2	-0.1	-0.4	0.0	0.0	-0.2	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	-0.4
Soil Type E (> 3 stories)		-0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	NA	-0.6	-0.4	-0.5	-0.7	-0.3	NA	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2	NA
Minimum Score, $S_{MIN}$		1.1	0.9	0.7	0.5	0.5	0.6	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	1.0

**Fuente:** FEMA 154

#### 1.1.3.6.2. Inspección y evaluación sísmica simplificada de estructura existentes NEC 2015

La norma NEC 2015 presenta una evaluación sísmica basada en la norma FEMA 154, esta evaluación consiste en inspeccionar la edificación y llenar un formulario (Tabla 15), el mismo sigue varios parámetros para asignar una puntuación final y una categoría a la edificación. [1]



**Tabla 15:** Formulario de evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica de edificaciones.

EVALUACIÓN VISUAL RÁPIDA DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICACIONES														
<b>DATOS DE LA EDIFICACIÓN</b>														
Dirección:														
Nombre de la edificación:														
Sitio de referencia:														
Tipo de uso:														
Fecha de evaluación:														
Año de construcción:														
Año de remodelación:														
Área construida (m <sup>2</sup> ):														
Número de pisos:														
<b>DATOS DEL PROFESIONAL</b>														
Nombre del evaluador:														
C.I.:														
Registro SENESCYT:														
<b>TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL</b>														
Madera	W1	Pórtico hormigón armado			C1	Pórtico acero laminado								S1
Mampostería sin refuerzo	URM	Pórtico H. armado con muros estructurales			C2	Pórtico acero laminado con diagonales								S2
Mampostería reforzada	RM	Pórtico H. armado con mampostería confinada sin refuerzo			C3	Pórtico acero doblado en frío								S3
Mixta acero-hormigón o mixta madera hormigón	MX	Pórtico H. armado con muros estructurales de hormigón armado			PC	Pórtico acero laminado con muros estructurales de hormigón armado								S4
		H. armado prefabricado				Pórtico acero con paredes mampostería								S5
<b>PUNTAJES BÁSICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S</b>														
Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5	
Puntaje básico	4.4	1.8	2.8	1.8	2.5	2.8	1.6	2.4	2.6	3	2	2.8	2	
<b>ALTURA DE LA EDIFICACIÓN</b>														
Baja altura (menor 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	0.2	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	0.4	0.4	0.6	0.8	N/A	0.5	0.5	
<b>IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACIÓN</b>														
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	
<b>CODIGO DE LA CONSTRUCCIÓN</b>														
Pre-código (construido antes de 1977) o auto construcción	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 transición (entre 1977 y 2001)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Post código moderno (construido 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	
<b>TIPO DE SUELO</b>														
Tipo de suelo C	0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-1.4	-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	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	
Tipo de suelo E	0	-0.8	-0.4	-1.2	-0.8	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8	
<b>PUNTAJE FINAL S</b>														
<b>GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA</b>														
S<2.4	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial													
2.0≤S<2.5	Media vulnerabilidad													
S≥2.5	Baja vulnerabilidad													
<b>OBSERVACIONES</b>														

**Fuente:** Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras – NEC 2015.

### 1.1.3.6.2.1. Identificación de sistemas estructurales

Es necesario identificar el sistema estructural por el que esta forma la edificación, para determinar el tipo de estructural al que pertenece el edificio, se realiza un

sistema de evaluación agrupado en 13 categorías, siendo estas las más representativas del territorio ecuatoriano, la siguiente tabla muestra la tipología del sistema estructural con su respectivo código. [1]

**Tabla 16:** Tipología del sistema estructural

Tipología del sistema estructural			
Madera	W1	Pórtico Hormigón Armado	C1
Mampostería sin refuerzo	URM	Pórtico H. Armado con muros estructurales	C2
Mampostería reforzada	RM	Pórtico H. Armado con mampostería confinada sin refuerzo	C3
Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX	H. Armado prefabricado	PC
Pórtico Acero Laminado	S1	Pórtico Acero Laminado con diagonales	S2
Pórtico Acero Doblado en frío	S3	Pórtico Acero Laminado con muros estructurales de hormigón armado	S4
Pórtico Acero con paredes mampostería	S5		

**Fuente:** Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras – NEC 2015.

#### 1.1.3.6.2.2. Modificadores

Los modificadores son valores que varían acorde al sistema estructural de cada edificación, estos valores afectan al rendimiento de la estructura, para el caso especial de ser un valor N/A quiere decir que no se aplica al tipo de sistema. [1]

La siguiente tabla presenta los modificadores usados para realizar la evaluación de vulnerabilidad sísmica, entre ellos están: altura de la edificación, irregularidad, código de la construcción y tipo de suelo.



**Tabla 17:** Puntajes Básicos, modificadores y puntaje final S

PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S														
Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5	
Puntaje Básico	4.4	1.8	2.8	1.8	2.5	2.8	1.6	2.4	2.6	3	2	2.8	2	
<b>ALTURA DE LA EDIFICACIÓN</b>														
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	0.2	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	
<b>IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACIÓN</b>														
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	
<b>CÓDIGO DE LA CONSTRUCCIÓN</b>														
Pre-código (construido antes de 1977) o auto construcción	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 transición (entre 1977 y 2001)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Post código moderno (construido 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	
<b>TIPO DE SUELO</b>														
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	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	
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	

**Fuente:** Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras – NEC 2015.

### 1.1.3.6.2.3. Puntaje final S y grado de vulnerabilidad sísmica

Para la obtención del puntaje final se realiza operaciones matemáticas de suma o resta de los valores de los modificadores, es necesario comparar los valores obtenidos con los valores límites que presenta la tabla 18, con su correspondiente grado de vulnerabilidad, para las edificaciones identificadas como vulnerable su evaluación debe ser más detallada. Una de las ventajas de este análisis es que ayudan al diseño de programas para mitigar los riesgos sísmicos en una zona específica, planes de emergencia y registrar la cantidad de edificios vulnerables. [1]

**Tabla 18:** Puntuación Final

Grado de vulnerabilidad sísmica	
$S < 2.4$	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial
$2.0 > S > 2.5$	Media vulnerabilidad
$S > 2.5$	Baja vulnerabilidad

**Fuente:** Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras – NEC 2015.

### **1.1.3.7. Métodos cuantitativos**

Para efectuar un análisis de vulnerabilidad usando este método, se debe tener información acerca de las características de los materiales utilizados, características de suelo y planos estructurales, entre otra información necesaria para realizar un modelo matemático. Para realizar este modelo es importante considerar los siguientes aspectos:

- Correlación de la estructura con los componentes no estructurales.
- Cargas a las que encuentre sometida la estructura.
- Análisis para los diferentes tipos de sismos. [13]

Entre los métodos más utilizados están al análisis dinámico (lineal y no lineal), análisis estático (lineal y no lineal), la desventaja que pueden presentar es el elevado tiempo y coste computacional. [15]

#### **1.1.3.7.1. Modelación**

Un modelo matemático es la representación de una estructura mediante el uso de un software, el mismo debe reflejar todas las características del edificio, que permitan obtener el comportamiento real de la estructura. A continuación se describen parámetros importantes para realizar una modelación: [4]

- Resistencia a la compresión del hormigón ( $f'_c$ ).
- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo ( $f_y$ ).
- Las secciones de los componentes estructurales tales como vigas, columnas y losas.
- Tipos de apoyo de la estructura.
- La unión viga – columna.
- Cargas de la estructura y cargas sísmicas.

Se puede determinar el comportamiento de la estructura mediante un análisis lineal o no lineal.

- Un análisis lineal es un método conservador que estima las respuestas de diseño.

- Un análisis no lineal es un método más exacto debido a que las respuestas y desempeño de las edificaciones se toman por medio de límites menos conservadores. [4]

Se dividen en:

Análisis lineal:

- Análisis estático lineal
- Análisis dinámico lineal

Análisis no lineal

- Análisis estático no lineal
- Análisis dinámico no lineal

#### **1.1.3.7.2. Análisis estático lineal**

El análisis estático lineal permite calcular fuerzas y desplazamientos internos, se debe considerar que las cargas permanecen constantes sin presentar variación en el tiempo, es mayormente aplicable a estructuras regulares, donde el modo de vibración predominante es el primero. [4]

En el proceso de este análisis se deben definir estados de fuerzas laterales estáticas, al igual que procedimientos elásticos que permitan establecer una relación demanda-capacidad de cada elemento estructural, esto permite tener una buena estimación de la capacidad elástica, aunque no predice los mecanismos de falla.

La finalidad de seleccionar la magnitud de carga lateral, es que, al aplicarse el modelo elástico de la edificación, se esperan desplazamientos de diseño cercanos a los desplazamientos máximos, ocurridos durante un sismo de diseño. [16]

La estructura debe ser modelada con una rigidez elástica lineal considerando un grado de libertad. Para modelar la acción del sismo se realiza una distribución de las fuerzas laterales equivalentes. Partiendo desde el primer periodo fundamental de la estructura. El espectro de respuesta permite calcular la aceleración espectral “ $S_a$ ”, la misma al multiplicarse con la masa “ $m$ ”, da como resultado la fuerza lateral equivalente o cortante basal “ $V$ ”. Esta fuerza debe ser distribuida en toda la altura de la edificación.[16]

#### **1.1.3.7.3. Análisis dinámico lineal**

Este tipo de análisis permite modelar a la estructura con un sistema de múltiples grados de libertad. Se utiliza un análisis espectral modal para modelar la acción del sismo, usando un espectro de respuesta elástica. Este método considera el comportamiento de los materiales dentro del rango lineal. [4]

Es un análisis sísmico dinámico, cuyo fin es hallar envolventes de fuerzas y desplazamientos en una estructura que ha sido sometida a un sismo, para ello combina las máximas contribuciones o modo de vibración de la edificación. [17]

Cuando se realiza el análisis dinámico utilizando el método del espectro de respuesta, debe calcularse la máxima respuesta modal de todos los modos hasta que alcancen el 90% de participación de masa de la estructura, para las direcciones horizontales y ortogonales. [16]

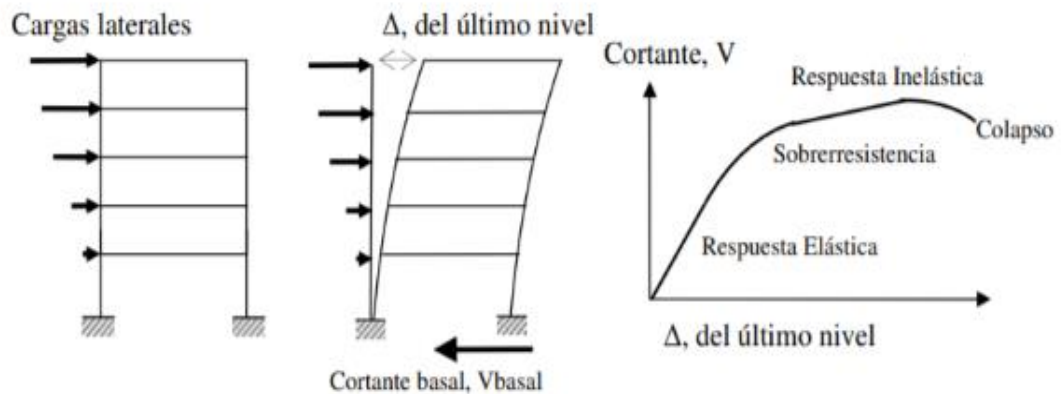
El análisis dinámico lineal emplea espectros de frecuencia o historiales de amplitudes frente al tiempo para obtener respuestas del sistema estructural. Para su realización es importante tomar criterios normativos tales como:

- Definir a las losas como diafragmas rígidos.
- Usar inercias agrietadas en los componentes estructurales.
- Aplicar zonas rígidas.
- Definir los materiales usados en la construcción y las secciones de los elementos estructurales.
- Asignar cargas y sobrecargas. (carga muerta y viva)
- Asignar la masa participativa (Mass Source) durante el evento sísmico.
- Insertar los modos de vibración de la estructura.
- Ingresar el espectro elástico de respuesta. [18]

#### **1.1.3.7.4. Análisis Estático No Lineal NSP (PUSHOVER)**

Hace referencia a una aproximación de la respuesta de una estructura en su forma no lineal, cuando es sometida a una carga sísmica. Radica en la aplicación de una fuerza lateral a un modelo estructural considerando la no linealidad, y de forma progresiva aumentar esa carga hasta que se produzca el colapso estructural bajo la combinación de cargas laterales. En la siguiente figura se observa la curva de capacidad, la misma relaciona el cortante basal con los desplazamientos en el nivel final. [19]

**Figura 3:** Secuencia del proceso de análisis Pushover



**Fuente:** S. Arango y A. Paz, Propuesta metodológica para la evaluación del desempeño estructural de una estantería

#### 1.1.3.7.4.1. Cargas gravitacionales no lineales

Las cargas gravitacionales que se usan en el análisis estático no lineal se pueden clasificar en cargas gravitacionales constantes y en algunas distribuciones en cargas laterales incrementales.

La masa propia de los elementos se determina para calcular los modos de vibración, para ello primero se establece la carga muerta (peso propio) de cada uno de los elementos y luego se lo transforma a un valor de masa equivalente. Estos valores se colocan como carga distribuida en las vigas y como concentrada en las columnas de la edificación. [16]

La norma FEMA 356 en su sección 3.2.8 clasifica a la carga gravitacional como tipo no lineal, combinando el 100% de la carga muerta y el 25% de carga viva.

#### 1.1.3.7.4.2. Consideraciones de modelado y análisis para NSP

Requisitos generales

- Para la relación de la fuerza cortante de la base y el desplazamiento lateral del nodo central, los desplazamientos deben estar en el rango (0% - 150%) del desplazamiento del objeto ( $\delta t$ ).
- El modelo matemático debe incluir la carga de gravedad de los elementos, para ser combinado con las fuerzas sísmicas, las mismas deben ser aplicadas

en dirección positiva y negativa, y para el análisis se usarán los efectos sísmicos máximos. [20]

En el proceso no lineal para la carga de gravedad QG es necesario considerar la combinación con acciones ocasionadas por fuerzas sísmicas, como se observa en la siguiente expresión:

$$Q_G = Q_D + Q_L + Q_S$$

Dónde:

**QD** = acción – carga muerta

**QL** = acción – carga viva (25% de la carga viva)

**QS** = acción – carga de nieve. [20]

Para efectuar un análisis estático no lineal, se debe contar con la información descrita a continuación:

- Características de los materiales.
- Dimensiones de los componentes estructurales, detalle del armado de refuerzo longitudinal y transversal.
- Cargas aplicadas en la estructura.
- Resistencia de columnas y vigas.
- Establecer lugares donde podrían formarse las rótulas plásticas de los componentes estructurales.
- Cargas aplicadas por piso, las mismas que deben formar un triángulo invertido y son aplicadas en el centro de masa de la estructura, como se observa en la figura 4.

En este tipo de análisis se forman las primeras deformaciones al aplicarse primero las cargas gravitacionales, luego las cargas laterales, estas últimas se incrementan de forma creciente en una sola dirección hasta formar la primera rótula plástica y presentar una disminución en la rigidez de los componentes estructurales, se efectúa una serie de iteraciones hasta que la estructura presenta una falla total. [21]

### **Modelos constitutivos de comportamiento de los materiales**

Estos modelos hacen referencia a expresiones matemáticas que muestran la relación entre el esfuerzo y la deformación del material, para simular su comportamiento físico.

### **Modelo constitutivo del hormigón**

El hormigón confinado es la representación que más se aproxima al comportamiento del material de los componentes estructurales, el confinamiento permite mejorar el desempeño del hormigón a través del uso de acero de refuerzo transversal, incrementando la ductilidad de los componentes de hormigón. [22]

Durante la ocurrencia de un evento telúrico, las fallas se producen principalmente por la carencia de un correcto confinamiento en el hormigón, tal como se observa en la siguiente figura:

**Figura 4:** Falla por insuficiente confinamiento en una estructura



**Fuente:** D. Quiun y W. Silva, Comentarios relativos al tipo de falla en los muros de concreto (2011)

Los siguientes estudios plantearon distintas relaciones esfuerzo – deformación para el hormigón confiado: [22]

- Park (1982)
- Mander (1988)
- Saatcioglu-Razi (1992)

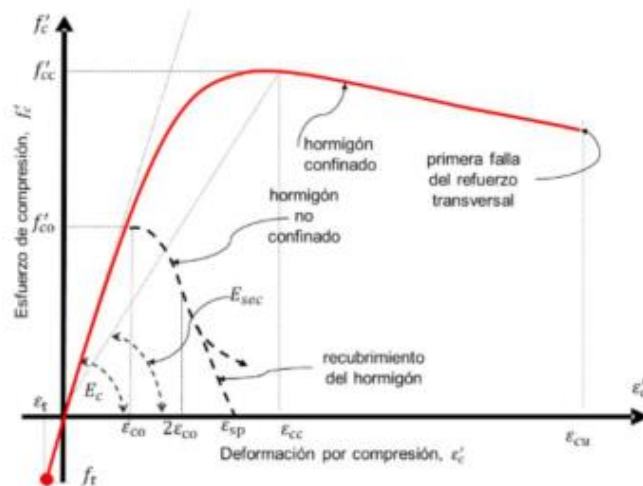
- Chung (2002)

### 1.1.3.7.4.3. Modelo de Mander (1988)

El modelo de Mander contempla el confinamiento por el refuerzo transversal del acero, la deformación última y la resistencia a la compresión. En la siguiente figura se puede observar una rama parabólica, la misma es representada por un aumento en la resistencia a compresión y deformación del hormigón. La falla inicia cuando el acero transversal colapsa, como consecuencia no consigue confinar el núcleo del hormigón, lo cual provocara muchas deformaciones. [22]

En la actualidad este modelo se lo puede encontrar en programas computacionales tales como ETABS y SAP 2000.

**Figura 5:** Modelos para hormigón confinado según Mander (1988)



**Fuente:** Y. Miele, Estudio de alteraciones en el comportamiento estructural de vigas de Hormigón armado

**Ecuaciones:**

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r}$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}$$

$$\epsilon_{cc} = 0.002 \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$$

Relación de módulos de elasticidad:



$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$$

$$f'_{cc} = f'_{co} \left( -1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94fl}{f'_{co}}} - 2 \frac{fl}{f'_{co}} \right)$$

$$fl = 0.5k_e p_s f_{yh}$$

Donde:

$f'_{cc}$  Esfuerzo máximo de compresión del concreto confinado.

$f'_c$  Esfuerzo máximo de compresión del concreto no confinado.

$fl$  Presión radical máxima efectiva del confinamiento.

$f_c$  Esfuerzo de compresión del concreto.

$\varepsilon_c$  Deformación al esfuerzo máximo de compresión del concreto confinado.

$\varepsilon_{cc}$  Deformación de compresión.

$k_e$  Factor de efectividad del confinamiento.

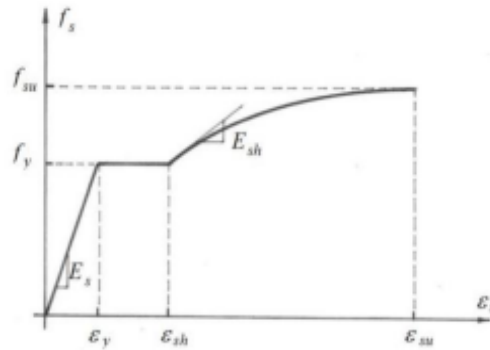
$p_s$  Radio volumétrico del refuerzo transversal.

$f_{yh}$  Esfuerzo de fluencia del acero transversal.

### **Modelo constitutivo del Acero**

Park en 1975 propuso un modelo que permite representar el comportamiento del acero. Este modelo presenta una curva que tiene tres zonas: la primera se la conoce como zona elástica del material, la segunda hace referencia a una meseta que se conoce como zona de fluencia, cuya característica principal es que a tensión constante la deformación se incrementa y la última es la zona de endurecimiento por deformación, inicia cuando aumenta el esfuerzo a tensión al que está sometido el acero, permitiéndole recuperar su capacidad de resistir cargas, como se observa en la figura: [23]

**Figura 6:** Modelo constitutivo para acero de hormigón estructural



**Fuente:** D. Bakaleiko y R. Detke, Técnicas de simulación numérica para estructuras.

**Ecuaciones:**

$$f_s = E_s \varepsilon_s$$

$$f_s = f_y$$

$$0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$$

$$\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$$

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left[ \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right]^2$$

$$p = \varepsilon_{sh} \frac{(\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh})}{(f_{su} - f_y)}$$

Donde:

$E_s$  Módulo de elasticidad del acero

$E_{sh}$  Módulo tangente – inicio del endurecimiento

$f_y$  Tensión por fluencia

$f_{su}$  Tensión última

$\varepsilon_{sh}$  Deformación al final de la zona de fluencia

$\varepsilon_{su}$  Deformación última

### 1.1.3.7.5. Rotula plástica

Se conoce como rotula plástica a una zona de daño equivalente, en esta zona se concentra toda la deformación inelástica. Durante los eventos sísmicos, el comportamiento inelástico en las estructuras aperticadas, suele concentrarse en zonas de elevada demanda sísmica, es decir zonas cercanas a los nudos. [24]

### Longitud plástica en hormigón armado

Paulay & Priestley (1992), proponen una ecuación empírica que considera la curvatura de toda la longitud de un elemento estructural de hormigón armado (columna, viga) y la rotación del extremo fijo. [24]

### Ecuación

$$L_p = 0.08L_c + L_{sp}$$

$$L_{sp} = 0.022 * f_y * d_{bl}$$

### Donde:

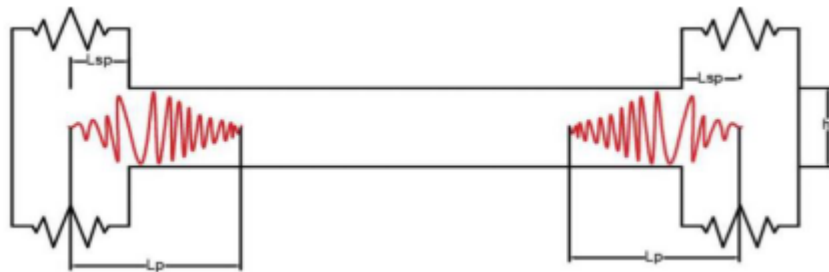
$L_p$  Longitud de la rótula plástica tomada desde el nudo

$L_c$  Luz libre del elemento

$f_y$  Esfuerzo de fluencia del acero

$d_{bl}$  Diámetro de la varilla longitudinal

**Figura 7:** Longitud de Plastificación



**Fuente:** C. Reyes, Estudio comparativo del modelo de rotulas plásticas

### 1.1.3.8. Curva de capacidad

Esta curva permite establecer la relación entre la resistencia a la fuerza lateral y el desplazamiento de la estructura. Se la puede determinar mediante un análisis estático

lineal (Pushover). Su objetivo es establecer la capacidad de la estructura para soportar la acción lateral de un sismo. La figura 8, muestra la representación de una curva de capacidad, el eje de abscisas representa al desplazamiento lateral en el piso final de la estructura y el eje de ordenadas al cortante basal. [25]

Para efectuar una comparación entre el espectro de demanda y la curva de capacidad, la misma debe transformarse en un espectro de capacidad, con el fin de hallar el desplazamiento de demanda. [25]

#### 1.1.3.8.1. Espectro de capacidad

El espectro de capacidad se basa en transformar la curva de capacidad en un conjunto de coordenadas espectrales conocido como ADRS (Espectro de respuesta Aceleración – Desplazamiento). Para efectuar esta transformación hay que realizar un análisis modal que permita conocer los modos de vibración y el factor de participación modal. [25]

Para transformar la curva de capacidad a espectro, se puede usar las siguientes ecuaciones:

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \qquad S_d = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 * \phi_{1,techo}}$$

Donde:

***S<sub>a</sub>*** Aceleración que soporta la masa desplazada en el modo fundamental.

***S<sub>d</sub>*** Desplazamiento espectral – primer modo

***V*** Cortante basal

***W*** Masa total

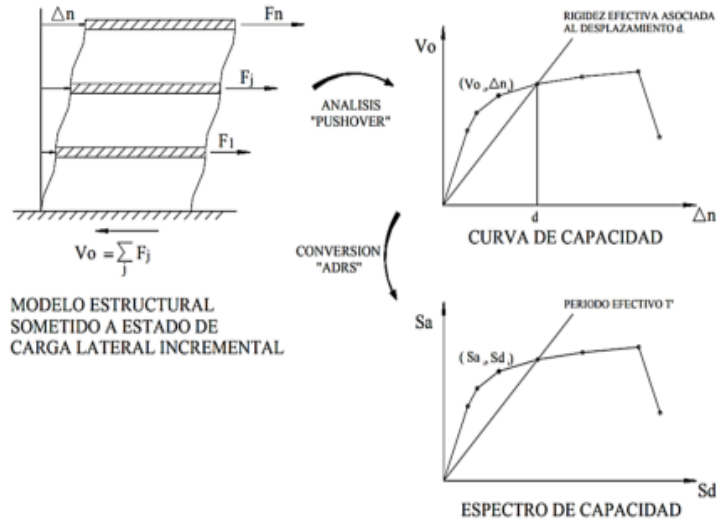
***α<sub>1</sub>*** Masa efectiva – primer modo de vibración

***Δ<sub>techo</sub>*** Desplazamiento del último piso

***PF<sub>1</sub>*** Factor de participación modal

***φ<sub>1,techo</sub>*** Desplazamiento modal en el último piso

**Figura 8:** Espectro de capacidad



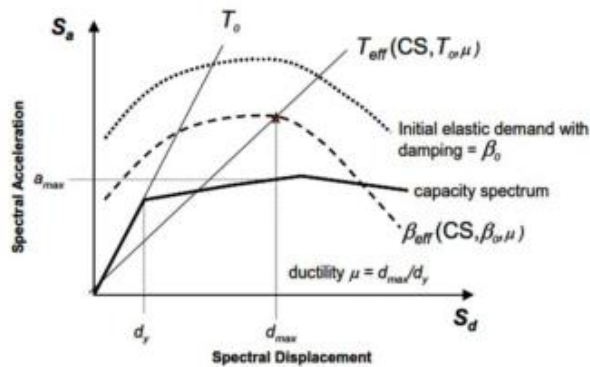
**Fuente:** S. Safina, Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales.

**1.1.3.8.2. Linealización Equivalente**

Forma parte del procedimiento para el análisis estático no lineal de una estructura, cuyo fin es estimar la respuesta del máximo desplazamiento dentro del sistema no lineal y con un sistema equivalente, el mismo usa un periodo y amortiguamiento efectivo denominados  $T_{eff}$  y  $\beta_{eff}$  respectivamente.

La curva de capacidad usa parámetros lineales tales como periodo inicial, amortiguamiento y ductilidad. Este último es el objetivo del análisis, siendo la relación entre desplazamiento máximo y desplazamiento cedente. [26]

**Figura 9:** Espectro de respuesta de aceleración-desplazamiento



**Fuente:** FEMA 440

**Parámetros básicos**

### Amortiguamiento efectivo $\beta_{eff}$

Son valores efectivos de amortiguación viscosa que se expresan como porcentaje de la amortiguación crítica, todos los tipos de modelo de histéresis y valores alfa presentan las siguientes expresiones: [26]

Para  $1.0 < \mu < 4.0$

$$\beta_{eff} = A(\mu - 1)^2 + B(\mu - 1)^3 + \beta_0$$

Para  $4.0 < \mu < 6.5$

$$\beta_{eff} = C + D(\mu - 1) + \beta_0$$

Para  $\mu > 6.5$

$$\beta_{eff} = E \left[ \frac{F(\mu - A) - 1}{[F(\mu - 1)]^2} \right] \left( \frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 \beta_0$$

Donde:

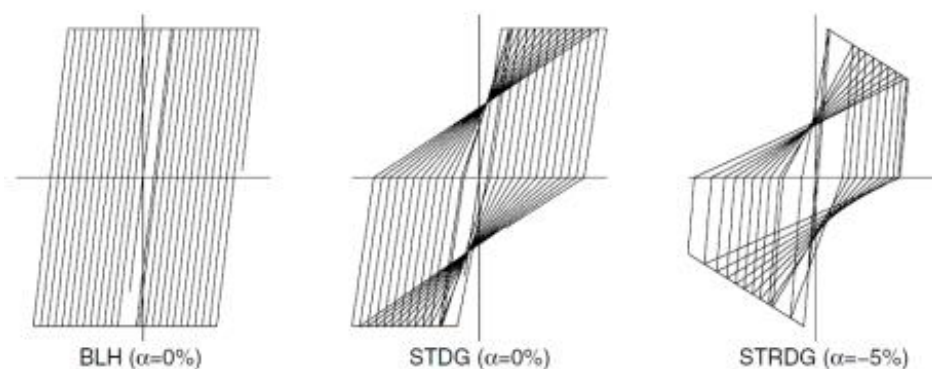
$\beta_{eff}$  Amortiguamiento efectivo

**A, B, C, D, E, F** Coeficientes – ecuaciones de amortiguamiento efectivo

$\beta_0$  Amortiguamiento inicial

$T_{eff}$  Periodo efectivo

**Figura 10:** Tipos de modelos histéricos



**Fuente:** FEMA 440

En la siguiente tabla se observan los valores de los coeficientes para las ecuaciones descritas anteriormente, dichos valores son en función de las características de la curva de capacidad para el oscilador en términos de tipo histéresis y rigidez post elástica.

**Tabla 19:** Coeficientes utilizados en ecuación de la amortiguación efectiva

Table 6-1 Coefficients for use in Equations for Effective Damping							
Model	$\alpha$ (%)	A	B	C	D	E	F
Bilinear hysteretic	0	3.2	-0.66	11	0.12	19	0.73
Bilinear hysteretic	2	3.3	-0.64	9.4	1.1	19	0.42
Bilinear hysteretic	5	4.2	-0.83	10	1.6	22	0.40
Bilinear hysteretic	10	5.1	-1.1	12	1.6	24	0.36
Bilinear hysteretic	20	4.6	-0.99	12	1.1	25	0.37
Stiffness degrading	0	5.1	-1.1	12	1.4	20	0.62
Stiffness degrading	2	5.3	-1.2	11	1.6	20	0.51
Stiffness degrading	5	5.6	-1.3	10	1.8	20	0.38
Stiffness degrading	10	5.3	-1.2	9.2	1.9	21	0.37
Stiffness degrading	20	4.6	-1.0	9.6	1.3	23	0.34
Strength degrading	-3 <sup>a</sup>	5.3	-1.2	14	0.69	24	0.90
Strength degrading	-5 <sup>a</sup>	5.6	-1.3	14	0.61	22	0.90

**Fuente:** FEMA 440

Las ecuaciones que se describen a continuación, han sido optimizadas para que el valor de amortiguación efectiva sea aplicado en cualquier curva de capacidad, independiente del tipo de modelo histérico: [26]

Para  $1.0 < \mu < 4.0$

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 + 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0$$

Para  $4.0 < \mu < 6.5$

$$\beta_{eff} = 1.4 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$$

Para  $\mu > 6.5$

$$\beta_{eff} = 19 \left[ \frac{0.64(\mu - A) - 1}{[0.64(\mu - 1)]^2} \right] \left( \frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 \beta_0$$

**Período efectivo  $T_{eff}$**

Los valores de periodo efectivo para todo tipo de modelo de histéresis y valores alfa, tienen las expresiones que se describen a continuación:

Para  $1.0 < \mu < 4.0$

$$T_{eff} = [G(\mu - 1)^2 + H(\mu - 1)^3 + 1]T_0$$

Para  $4.0 < \mu < 6.5$

$$T_{eff} = [I + J(\mu - 1) + 1]T_0$$

Para  $\mu > 6.5$

$$T_{eff} = \left\{ K \left[ \sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + L(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0$$

Los valores de coeficientes para las ecuaciones anteriormente descritas, tiene coeficientes en función de las características del espectro de capacidad para el oscilador en términos de tipo histérico y rigidez post elástica, ( $\alpha$ ). Tal como se muestra en la siguiente tabla: [26]

**Tabla 20:** Coeficientes usados en ecuaciones para períodos efectivos

Table 6-2 Coefficients for use in Equations for Effective Period							
Model	$\alpha(\%)$	G	H	I	J	K	L
Bilinear hysteretic	0	0.11	-0.017	0.27	0.090	0.57	0.00
Bilinear hysteretic	2	0.10	-0.014	0.17	0.12	0.67	0.02
Bilinear hysteretic	5	0.11	-0.018	0.09	0.14	0.77	0.05
Bilinear hysteretic	10	0.13	-0.022	0.27	0.10	0.87	0.10
Bilinear hysteretic	20	0.10	-0.015	0.17	0.094	0.98	0.20
Stiffness degrading	0	0.17	-0.032	0.10	0.19	0.85	0.00
Stiffness degrading	2	0.18	-0.034	0.22	0.16	0.88	0.02
Stiffness degrading	5	0.18	-0.037	0.15	0.16	0.92	0.05
Stiffness degrading	10	0.17	-0.034	0.26	0.12	0.97	0.10
Stiffness degrading	20	0.13	-0.027	0.11	0.11	1.0	0.20
Strength degrading	-3 <sup>a</sup>	0.18	-0.033	0.17	0.18	0.76	-0.03
Strength degrading	-5 <sup>a</sup>	0.20	-0.038	0.25	0.17	0.71	-0.05

**Fuente:** FEMA 440

El uso de los coeficientes descritos en la Tabla#, tiene las mismas limitaciones que el amortiguamiento efectivo. Las ecuaciones de periodo efectivo se han optimizado para ser aplicadas a cualquier espectro de capacidad, independientemente del modelo de histéresis o valor alfa: [26]

Para  $1.0 < \mu < 4.0$

$$T_{eff} = [0.2(\mu - 1)^2 + 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0$$

Para  $4.0 < \mu < 6.5$



$$T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_o$$

Para  $\mu > 6.5$

$$T_{eff} = \left\{ 0.89 \left[ \sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + 0.05(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_o$$

Es importante tener en cuenta que estas expresiones se aplican para

$$T_o = 0.2s \text{ a } 2.0s$$

### Procedimiento de solución

Este método se usa para hallar el desplazamiento inelástico de una estructura frente a una demanda sísmica.

1. Seleccionar un espectro para representar el movimiento de tierra, con un amortiguamiento inicial (generalmente 5%).
2. Modificar la representación espectral seleccionada, para la interacción suelo – estructura (SSI). Esto implica una disminución en las ordenadas espectrales para la interacción cinemática como una modificación en el sistema de amortiguamiento del valor inicial  $\beta_i$  a  $\beta_o$  para la amortiguación de la base. Para el caso de que la amortiguación de la base sea ignorada  $\beta_o$  es igual a  $\beta_i$ .
3. Transformar al espectro seleccionado, de un sistema aceleración – desplazamiento a un formato ADRS, acorde con la norma ATC – 40. Según dicha norma el espectro se convierte usando las siguientes fórmulas: [26]

$$S_d = \frac{1}{4\pi^2} S_a T^2$$

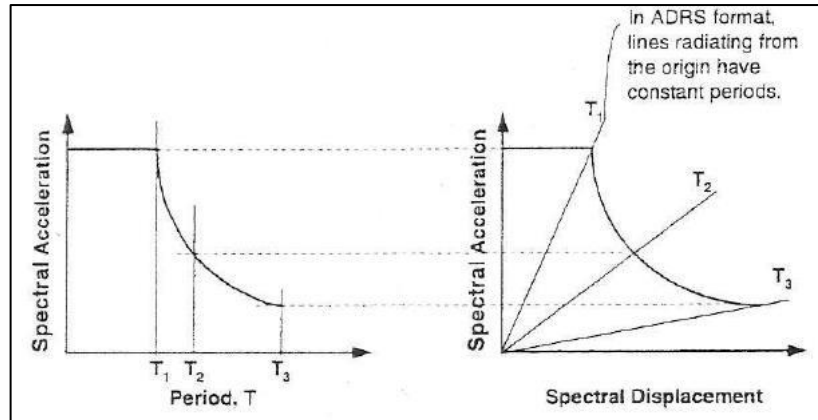
$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}}$$

Donde:

$S_d$  Desplazamiento espectral

$T$  Periodo de vibración

**Figura 11:** Conversión del espectro de respuesta



**Fuente:** ATC – 40

4. Generar una curva de capacidad para la edificación de la cual se va a realizar el análisis. La misma es una relación fundamental para el Modelo SDOF de la estructura, entre el desplazamiento y aceleración espectral, tal como muestra la Figura #.

Tener en cuenta que se hace necesaria la conversión de la curva de capacidad que se encuentra en términos de cortante basal / desplazamiento de techo, al espectro de capacidad que está en el formato ADRS en termino de aceleración espectral / desplazamiento espectral, a través del uso de las siguientes ecuaciones:

$$Sd_i = \frac{\Delta_{roof}}{(PF \times \phi_{1,roof})}$$

$$Sa_i = \frac{V_i/W}{\alpha_i}$$

Donde:

$\Delta_{roof}$  Desplazamiento de la estructura

$V_i$  Cortante basal “i”

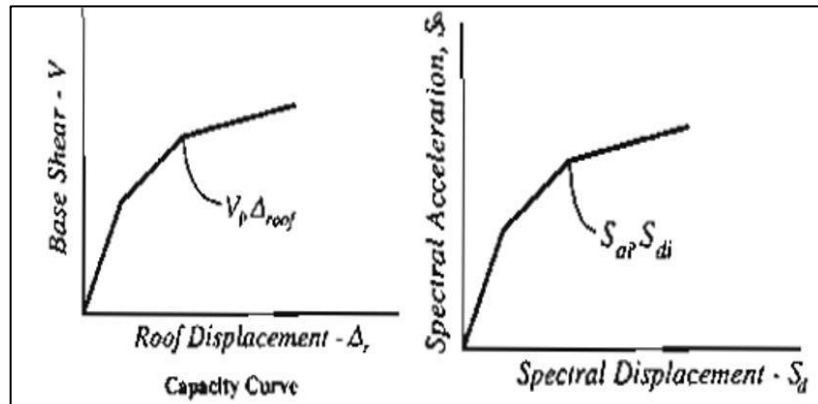
**W** Peso total

**PF** Factor de participación modal de la masa

$\phi_{1,roof}$  Amplitud a nivel de techo – primer nivel

$\alpha_i$  Coeficiente de participación modal de la masa

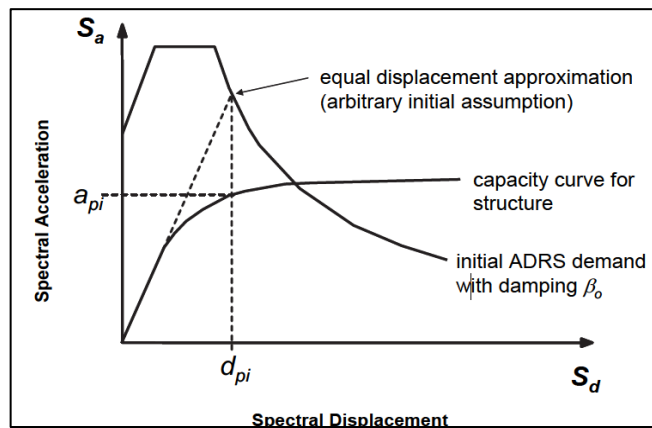
**Figura 12:** Conversión del espectro de capacidad



**Fuente:** ATC 40.

5. Seleccionar un punto de comportamiento inicial (aceleración máxima  $a_{pi}$  y desplazamiento  $d_{pi}$ ). Puede basarse en una aproximación de igual desplazamiento, tal como se muestra en la siguiente figura: [26]

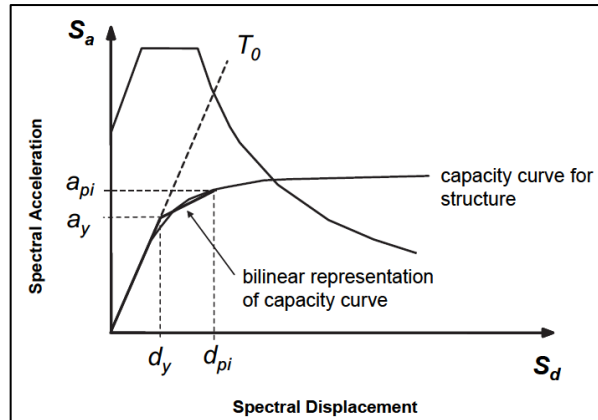
**Figura 13:** Capacidad y demanda inicial de ADRS espectro



**Fuente:** FEMA 440.

6. Hacer una representación bilineal del espectro de capacidad acorde con los procedimientos de la norma ATC – 40. Definiendo los siguientes parámetros: periodo inicial ( $T_0$ ), desplazamiento de fluencia ( $d_y$ ) y aceleración de fluencia ( $a_y$ ), tal como se presenta en la siguiente figura: [26]

**Figura 14:** Representación bilineal de la capacidad espectro



**Fuente:** FEMA 440.

El periodo inicial se puede determinar en base al desplazamiento inicial ( $S_{do}$ ), correspondiente a la intersección entre la rigidez inicial y el espectro elástico. La expresión  $S_a$ , representa a la aceleración espectral, en esta ecuación: [26]

$$T_0 = \sqrt{\frac{S_{do} * 4\pi^2}{S_a * g}}$$

Donde: “g” es la aceleración de la gravedad.

7. Para la representación bilineal realizada en el paso anterior, calcular los valores de rigidez post elástica  $\alpha$  y ductilidad  $\mu$ , de la siguiente forma:

$$\alpha = \frac{\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - a_y}}{\frac{a_y}{d_y}} \quad \mu = \frac{a_y}{d_y}$$

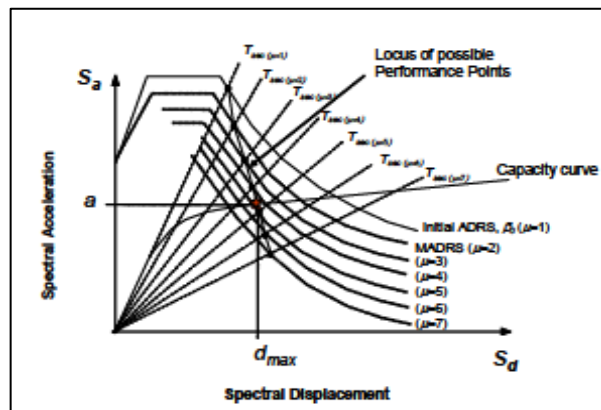
8. Los valores calculados de la rigidez post elástica  $\alpha$  y ductilidad  $\mu$ , permiten calcular el amortiguamiento efectivo  $\beta_{eff}$ , de igual forma el periodo efectivo  $T_{eff}$ . [26]

### **PROCEDIMIENTO C (MADRS Puntos de rendimiento)**

Este procedimiento utiliza el espectro modificado de aceleración – respuesta, para diversas soluciones ( $a_{pi}$ ,  $d_{pi}$ ) y la ductilidad que corresponden a generar una zona de posibles puntos de rendimiento. El punto de desempeño real se localiza en la intersección de esta zona y el espectro de capacidad. [26]

9. Usar la amortiguación efectiva calculada a partir del paso 8, ajustar los ADRS iniciales a  $\beta_{eff}$ . Es necesario usar los factores de reducción espectral para ajustar a un adecuado nivel de amortiguamiento efectivo. [26]
10. Multiplicar las ordenadas de aceleración de la ADRS para  $\beta_{eff}$  por el factor de modificación M, usando el periodo efectivo calculado anteriormente  $T_{eff}$  y realizar el espectro modificado de respuesta de aceleración – desplazamiento (MADRS).
11. Se genera un posible punto de desempeño por la intersección del periodo secante radial  $T_{sec}$  con los MADRS, como se observa en la siguiente figura:

**Figura 15:** Posible comportamiento de puntos usando MADRS



**Fuente:** FEMA – 440

12. Aumentar o disminuir el punto asumido de rendimiento y repetir el proceso para producir una serie de posibles puntos de desempeño
13. Finalmente, el punto de rendimiento real se definirá por la intersección geométrica de la serie de puntos del paso 12 con el espectro de capacidad. [26]

### 1.1.3.8.3. Representación bilineal de la curva de capacidad según FEMA 356

La representación bilineal se usa con el fin de estimar el espectro inelástico. Para conseguir esta curva, se deben definir los puntos de cedencia y desempeño de la estructura. Esta norma describe una transformación bilineal semejante a la norma ATC-40, consiste en un procedimiento iterativo, cuyo resultado final se halla al obtener áreas semejantes formadas por la curva de capacidad y su representación bilineal, el procedimiento para graficar la curva bilineal es el siguiente:

- a) Hallar el desplazamiento ultimo  $D_u$ , con el respectivo cortante último  $V_u$ , representan el punto antes de que la estructura colapse, es el punto B (curva bilineal).
- b) Determinar el área bajo la curva de capacidad " $A_{curva}$ "
- c) Elegir un valor para el cortante basal de fluencia  $k_e^i$ , correspondiente a la rigidez lateral efectiva, se calcula uniendo el punto O con el cortante basal  $0.6V_y^i$  y su desplazamiento  $D_{0.6}^i$  (valor que se obtiene de análisis estático no lineal).

$$K_e^i = \frac{0.6V_y^i}{D_{0.6}^i}$$

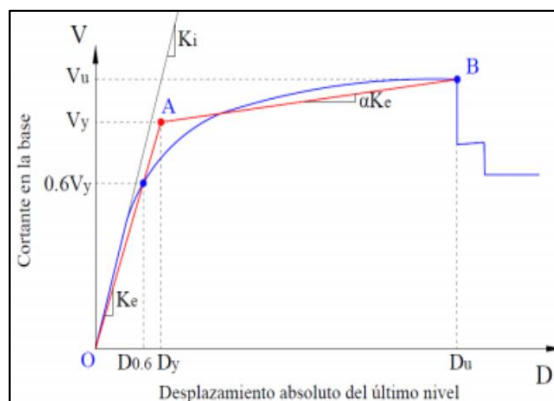
- d) Determinar el desplazamiento de fluencia  $D_y^i$  que corresponde al punto A (curva bilineal).
- e) Dibujar la curva con los segmentos OA – AB.
- f) Determinar la rigidez post-elástica

$$\alpha^i = \frac{\left(\frac{V_u}{V_y^i} - 1\right)}{\left(\frac{D_u}{D_y^i} - 1\right)}$$

- g) Determinar el área de la curva bilineal AOB.
- h) Obtener el error existente entre la relación de la curva bilineal y la curva real.

$$\varepsilon = \frac{A_{curva} - A_{bilineal}}{A_{curva}} * 100$$

**Figura 16:** Representación bilineal de la curva de capacidad según FEMA 356



**Fuente:** FEMA 356.

### 1.1.3.9. Desempeño de la estructura

El desempeño de una estructura se establece acorde a la cantidad de daño procedente de un evento sísmico y al impacto que generan dichos daños en las funciones de la edificación después del sismo. [12]

Para un análisis del desempeño de una estructura, es importante considerar los distintos niveles sísmicos que se pueden presentar:

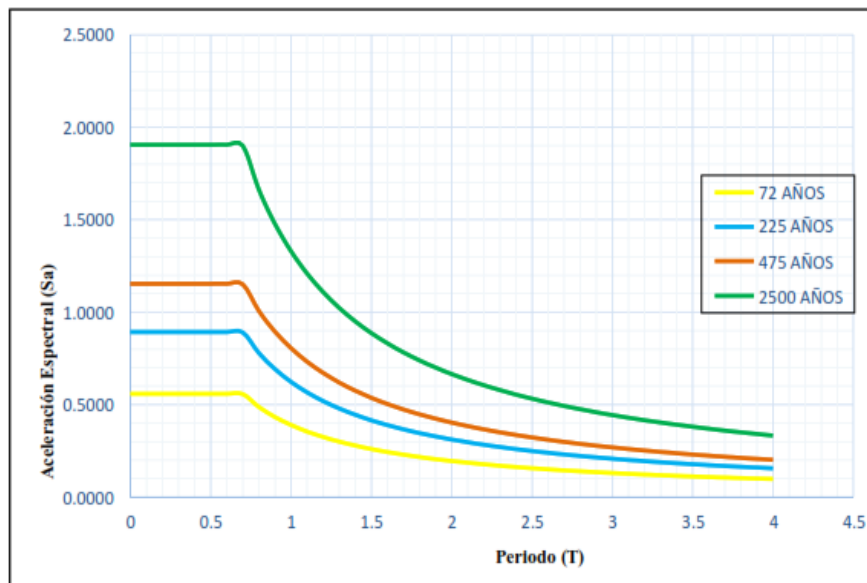
- Sismo frecuente
- Sismo ocasional
- Sismo raro
- Sismo muy raro.

**Tabla 21:** Niveles de amenaza sísmica

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno T, (años)	Tasa anual de excedencia (1/Tr)
1	Frecuente (menor)	50 %	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20 %	225	0.00444
3	Raro (severo)	10 %	475	0.00211
4	Muy raro (extremo)	2 %	2500	0.00040

**Fuente:** NEC-SE-DS. 2015

**Figura 17:** Espectros Elásticos para diferentes sismos de diseño según visión 2000



**Fuente:** NEC-SE-DS. 2014

### 1.1.3.9.1. Objetivos del desempeño sísmico

#### Según la NEC 2015

La NEC-SE-RE 2015, presenta una tabla que permite establecer el objetivo de rehabilitación, a través de la relación entre los niveles sísmicos y sus respectivos niveles desempeño, con la finalidad de determinar los niveles de daño estructural y no estructural que el edificio debe alcanzar cuando sufre impactos de sismos con diferentes periodos de excedencia. [27]

**Tabla 22:** Objetivo de desempeño

		Niveles de desempeño esperado en el edificio			
		Nivel operacional (1-A)	Nivel de ocupación inmediata (1-B)	Nivel de seguridad de vida (3-C)	Nivel de prevención del colapso (5-E)
Nivel de terremoto	50% / 50 años	a	b	c	d
	20% / 50 años	e	f	g	h
	BSE-1 (10% / 50 años)	i	j	k	l
	BSE-2 (2% / 50 años)	m	n	o	p

**Fuente:** NEC-SE-RE-2015

Se establecen los objetivos acordes al tipo de estructura:

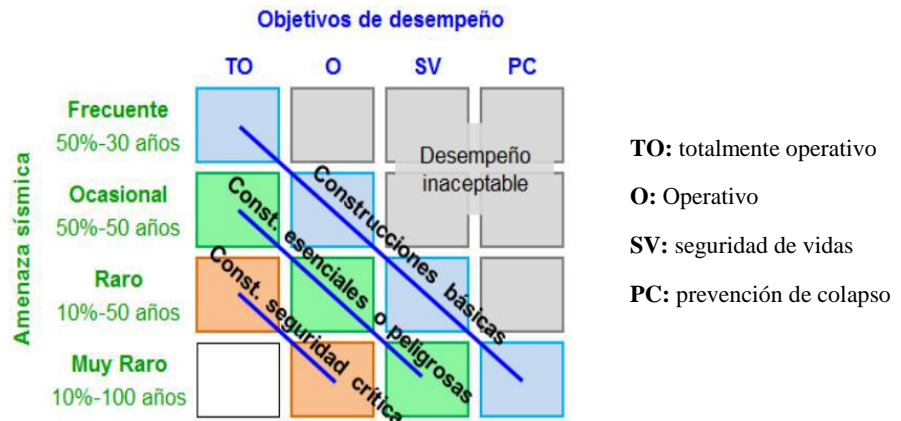
- Estructuras esenciales: se deben rehabilitar como mínimo para el objetivo de rehabilitación básico de seguridad “k y p”.
- Estructuras de ocupación especial: deben rehabilitarse para el objetivo limitado “g y l”. [27]

#### Según Visión 2000

Esta norma instaura una matriz que relaciona el daño estructural con el desempeño, se pueden considerar tres tipos de edificaciones acorde a su funcionalidad. Para las construcciones básicas o usuales frente a un sismo frecuente, se espera permanezca completamente operativo, mientras que para un sismo raro impida el colapso, tal como muestra la siguiente figura:

**Figura 18:** Relación entre la amenaza sísmica y los niveles de desempeño





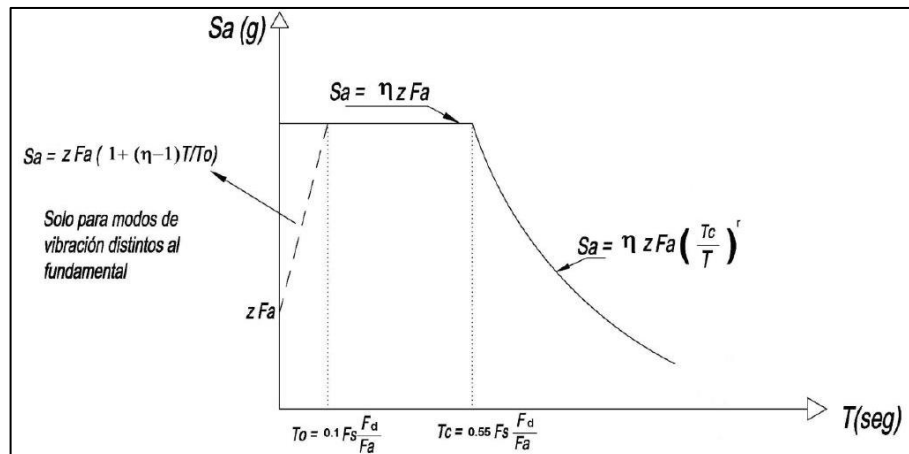
Fuente: VISION 2000 (SEAOC, 1995)

### 1.1.3.9.2. Espectro elástico horizontal de diseño

La norma ecuatoriana de la construcción NEC-SE-DS, presenta un espectro de respuesta elástico denominado  $S_a$ , a este espectro se lo expresa como una porción de la aceleración de la gravedad, es importante tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- Factor de zona sísmica  $Z$
- Tipo de suelo del sitio donde se ubica la estructura
- Los valores de los coeficientes de amplificación del suelo ( $F_a$ ,  $F_d$ ,  $F_s$ ). [2]

Figura 19: Espectro sísmico elástico de aceleraciones sismo de diseño



Fuente: NEC-SE-DS, 2015

El espectro representa a la fracción de amortiguamiento con relación al crítico del 5%, el mismo es válido para periodos de vibración "T" referentes a dos rangos, se calcula mediante el uso de las ecuaciones descritas a continuación: [2]

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

$$S_a = \eta Z F_a \left( \frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{para } T > T_c$$

**Donde:**

$\eta$ : es la razón entre la aceleración espectral  $S_a$  ( $T = 0.1$  s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

$r$ : es un factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

$r = 1$  todos los suelos excepto el tipo E

$r = 1.5$  suelos tipo E

Los valores para la amplificación espectral " $\eta$ " o también expresada como la relación ( $S_a/Z$ , en roca), se obtienen del análisis de los espectros con peligro uniforme de 10% en roca, con una excedencia en 50 años (período de retorno de 475 años), además de las aceleraciones espectrales que se obtienen de las curvas de peligro sísmico. [2]

Estos valores son normalizados para la aceleración máxima en el terreno " $Z$ ", por lo tanto, van a variar acorde a la región donde se ubique la construcción:

- $\eta = 1.80$  Región costa (a excepción de Esmeraldas)
- $\eta = 2.48$  Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$  Oriente [2]

#### 1.1.3.9.3. Periodo de vibración

Existen dos métodos que permiten calcular el periodo de vibración de una estructura, entre ellos el más comúnmente usado es el método 1. A continuación se describe la fórmula de este método:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Donde:

$C_t$  y  $\alpha$ : coeficientes que dependen del tipo de estructura.

$h_n$ : elevación máxima de la edificación.

$T$ : periodo de vibración de la estructura [2]

**Tabla 23:** Valores de los coeficientes  $C_t$  y  $\alpha$

Tipo de estructura	$C_t$	$\alpha$
<b>Estructuras de acero</b>		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
<b>Pórticos especiales de hormigón armado</b>		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

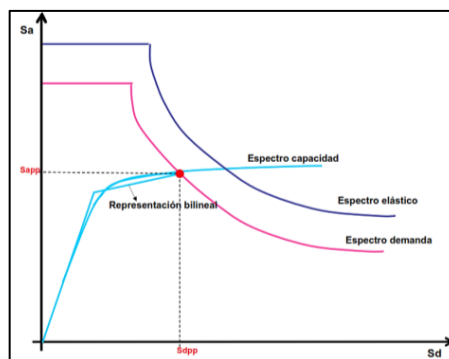
**Fuente:** NEC-SE-DS, 2015

#### 1.1.3.9.4. Punto de desempeño

Este punto representa el máximo valor del desplazamiento estructural que produce el sismo de demanda, se determina superponiendo al espectro de capacidad y al espectro de demanda, en un punto donde intersecan los dos espectros (punto de desempeño). [25]

Este procedimiento debe permitir apreciar adecuadamente el desempeño en cuanto a su rigidez estructural, resistencia, disipación de energía y ductilidad. El punto de desempeño es útil para diseñar nuevas edificaciones, rehabilitar construcciones existentes o para analizar la vulnerabilidad y daño producido por un sismo. [28]

**Figura 20:** Espectro de capacidad-demanda y punto de desempeño



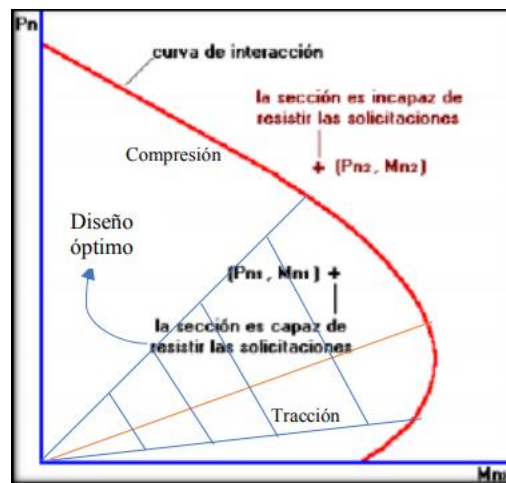
**Fuente:** R. Moreno, Evaluación del riesgo sísmico en edificios.

### 1.1.3.10. Diagrama de Interacción

El diagrama de interacción permite conocer la capacidad de la estructura, pues representa las fuerzas axiales y los momentos flectores.

Se grafica acorde a las propiedades de la sección armada del elemento estructural. En este diagrama se ubican las cargas que actúan en la columna, y permite comprobar si la misma se halla en la zona de compresión o tracción, además permite conocer si la columna esta subdimensionada o sobredimensionada, para estudiar un posible reforzamiento. [29]

**Figura 21:** Diagrama de interacción



**Fuente:** Sebastián. N, Comparación Técnica-Económica de Elementos Compuestos Vs. Elementos de Acero y Elementos de Hormigón Armado

### 1.1.3.11. Reforzamiento estructural para hormigón armado

El reforzamiento estructural consiste en la intervención sobre una estructura, usando diferentes métodos, que dependen de la evaluación y diagnóstico de la misma, estos diagnósticos permiten determinar las falencias de la estructura sobre las cuales se deberá reforzar, con el objetivo de que la estructura sea capaz de resistir un movimiento telúrico. [30]

Objetivos del reforzamiento estructural:

- Incrementar la rigidez.
- Incrementar la rigidez y capacidad de carga.
- Proporcionar ductilidad, la cual permite disipar energía a través del comportamiento plástico de la estructura.

- Proporcionar amortiguamiento. [30]

#### **1.1.3.11.1. Técnicas de reforzamiento estructural**

En la implementación de refuerzo estructural es importante llevar a cabo una evaluación que permita contemplar aspectos principales tales como el uso e importancia de la estructura, el costo que tendrá la implementación del reforzamiento. Con la finalidad de brindar soluciones técnicas factibles y económicamente viables.

Entre las técnicas de reforzamiento destacan las siguientes:

- Encamisado metálico
- Encamisado de hormigón armado
- Arriostramientos en X
- Materiales compuestos

#### **Encamisado metálico**

Es una técnica de refuerzo eficaz, que permite aumentar la resistencia y rigidez de los elementos estructurales. Su ventaja radica en que es una técnica de baja dificultad constructiva, por ende, implica un menor costo de instalación.[31]

Este sistema consiste en unir perfiles o placas de acero alrededor del elemento, de forma que el mismo se transforma en un elemento mixto, además se añade una inyección de lechada, es importante que se asegure una correcta unión entre el acero de refuerzo y el hormigón, mediante el mortero, para generar una adecuada transferencia de cargas por tensión y mejorar el estado de confinamiento activo. [32]

**Figura 22:** Encamisado metálico



**Fuente:** SIKA,2016, Reforzamiento y actualización. Sísmica de Estructuras

## Encamisado de hormigón armado

Es una técnica de reforzamiento aplicada comúnmente en vigas y columnas de hormigón, ayuda al incremento de su capacidad resistente. Consiste en aumentar la sección transversal del elemento, permitiendo la adición de varillas longitudinales y estribos.

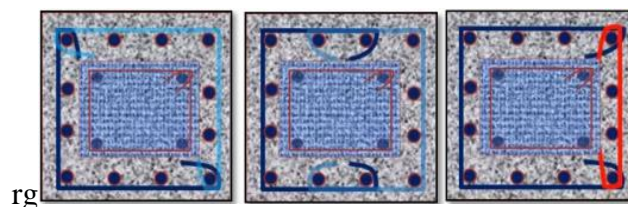
**Figura 23:** Encamisado de hormigón armado



**Fuente:** GARZÓN, Julio (2009).

Es importante tomar en cuenta que se puede mejorar la ductilidad de los elementos, armando las varillas centrales de las columnas o vigas con estribos, para impedir que se produzca un pandeo lateral durante un evento sísmico. También se debe aplicar resinas epóxicas para optimizar la adherencia entre el concreto viejo y nuevo del encamisado. En el caso de las columnas, es recomendable el empleo de estribos abiertos debido a que es más práctico.

**Figura 24:** Tipos de Armados de Estribos para Encamisados



**Fuente:** GARZÓN, Julio (2009).

## Arriostramiento en X

Consiste en la implementación de tirantes diagonales de acero que se conectan en un marco de acero, la cual se integra en una estructura a porticada de concreto reforzado con la finalidad de aumentar la rigidez y resistencia al sistema estructural para

mantener las derivas dentro del rango aceptable para los elementos existentes de concreto, el sistema se lo puede implementar en el exterior o interior del edificio.

En presencia de un evento sísmico las diagonales disipan energía por medio del núcleo que controla las deformaciones plásticas, disminuyendo el desplazamiento lateral y problemas de torsión. [33]

Se distinguen dos tipos de pórticos arriostrados:

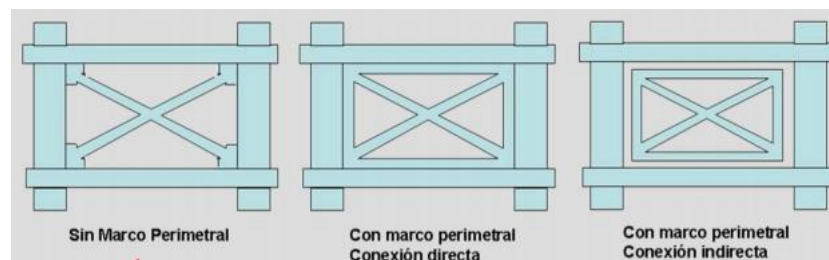
- Arriostrados concéntricamente (CBF, debido a sus siglas en inglés de Concentrically Braced Frames)
- Arriostrados excéntricamente (EBF, debido a sus siglas en inglés de Eccentrically Braced Frames)

Una de sus principales características es que forman una estructura reticulada, por ello pueden resistir las acciones del viento y sismo, los cuales inducen esfuerzos axiales en las barras del pórtico arriostrado.

Un correcto diseño permite obtener una respuesta dúctil y estable, que sea capaz de disipar energía. Para ello es necesario considerar los siguientes aspectos:

- Configuración de las riostras.
- Diseño de todos los miembros del pórtico (riostras, vigas y columnas).
- Detalles para conexiones y empalmes. [34]

**Figura 25:** Arriostramientos en X



**Fuente:** SIKA,2016, Reforzamiento y actualización. Sísmica de Estructuras

### **Materiales compuestos**

Para este tipo de reforzamiento se usan materiales compuestos conocidos también como FRP (polímeros reforzados con fibras). Este sistema es usado para aumentar la capacidad de deformación o ductilidad (aumento de capacidad de deformación) del

elemento, con el fin de mejorar la capacidad a cortante o confinamiento del concreto sometido a compresión. Ofrece ventajas tales como el bajo peso, permitiendo una ejecución ágil y sencilla, estos materiales poseen un elevado módulo de elasticidad y límite elástico. [35]

Los materiales FRP, que se pueden usar para este tipo de reforzamiento son las platinas o láminas de carbono, vidrio o arámida, los dispositivos transmisores de carga, debido a que ofrecen excelentes propiedades mecánicas. Para su implementación se debe envolver el material FRP con el elemento a ser reforzado, utilizando resinas epóxicas que permitan mejorar la adherencia. [35]

**Figura 26:** Materiales compuestos



**Fuente:** SIKA,2016, Reforzamiento y actualización. Sísmica de Estructuras

#### **1.1.4. Hipótesis**

El edificio del Gobierno Autónomo Descentralizado de la parroquia Picaihua cumple con el nivel desempeño sísmico presentado por las normas y su posible reforzamiento estructural permite a la estructura mejorar su comportamiento y cumplir con la norma.

### **1.2. Objetivos**

#### **1.2.1. Objetivo General**

Analizar el desempeño sísmico del edificio del Gobierno Autónomo Descentralizado de la parroquia Picaihua, ubicado en el cantón Ambato, provincia de Tungurahua.



### **1.2.2. Objetivos Específicos**

- Desarrollar un análisis cualitativo mediante inspección rápida y visual de la estructura, utilizando la metodología FEMA -154 y la metodología de la NEC 2015.
- Aplicar un análisis estático no lineal (Pushover) para determinar la curva de capacidad y el punto de desempeño aplicando los criterios de las Normativas vigentes.
- Proponer en caso de ser necesario, un reforzamiento estructural para mejorar el desempeño sísmico del edificio.

## CAPÍTULO II

### METODOLOGÍA


#### 2.1. Material y Equipos

Materiales:

- Bibliográficos
- De oficina (Papel, lápices, esferos, calculadora, etc.)

Equipos:

**Tabla 24:** Características de los equipos

EQUIPO	CARACTERÍSTICAS
<p>Computador</p> 	<ul style="list-style-type: none"><li>• Tarjeta de Vídeo: AMD Radeon R7 M265</li><li>• Capacidad de disco duro: 500 GB</li><li>• Modelo del procesador: i5-2450M</li><li>• Peso: 2.17 kg</li></ul>
<p>Flexómetro</p> 	<ul style="list-style-type: none"><li>• Flexómetro 5M Global Plus - Stanley</li><li>• Con Botón De Tranca</li><li>• Ancho-Hoja: 13 Mm (1/2)</li><li>• Largo-Hoja: 5 M</li></ul>
<p>Cámara fotográfica</p> 	<ul style="list-style-type: none"><li>• Celular Xiaomi – Redmi note 9s</li><li>• Cámara trasera de 48 megapíxeles</li></ul>
<p>Esclerómetro</p> 	<ul style="list-style-type: none"><li>• Modelo PROCEQ</li><li>• Presenta automáticamente los valores de rebote y resistencia a compresión en su pantalla gráfica.</li><li>• Energía de impacto estándar. Espesor mínimo del objeto de ensayo: 100 mm (3.9")</li></ul>

**Fuente:** Damaris Tenesaca

## **2.2. Métodos**

### **2.2.1 Plan para la recolección de datos**

A continuación, se detalla la metodología para la recolección de información que ayude al cumplimiento de los objetivos planteados.

- Obtener planos digitales arquitectónicos y estructurales del edificio del Gobierno Autónomo Descentralizado de la parroquia Picaihua.
- Reconocer de forma visual los materiales y sistema estructural.
- Ejecutar un levantamiento estructural para obtener las dimensiones de los componentes estructurales y las distancias entre ejes.
- Realizar el ensayo no destructivo (esclerómetro), que permite determinar la resistencia a compresión aproximada de los elementos estructurales.
- Identificar el acero de refuerzo de los elementos estructurales.
- Calcular las cargas gravitacionales basándose en los planos arquitectónicos y con los datos recolectados anteriormente.
- Establecer valores para la irregularidad en planta y elevación, acorde a la configuración estructural del edificio.
- Calcular las cargas sísmicas acorde a los establecido por la NEC-SE-DS 2015.

### **2.2.2. Plan para el procesamiento y análisis de información**

Los datos obtenidos anteriormente se usan para el análisis cualitativo y cuantitativo, esta información se procesará en el programa computacional ETABS V18, para ello se seguirán los siguientes pasos:

- Registrar los datos de los Niveles 1 y 2 acorde a la Norma FEMA 154.
- Realizar una evaluación visual rápida de la vulnerabilidad sísmica del edificio, acorde a la Norma Ecuatoriana de la Construcción y posteriormente llenar los formularios.
- Definir de forma cualitativa el grado de vulnerabilidad del edificio, usando la metodología FEMA 154 y NEC 2015.
- Realizar la modelación de la edificación en el software, con los datos e información obtenida anteriormente.

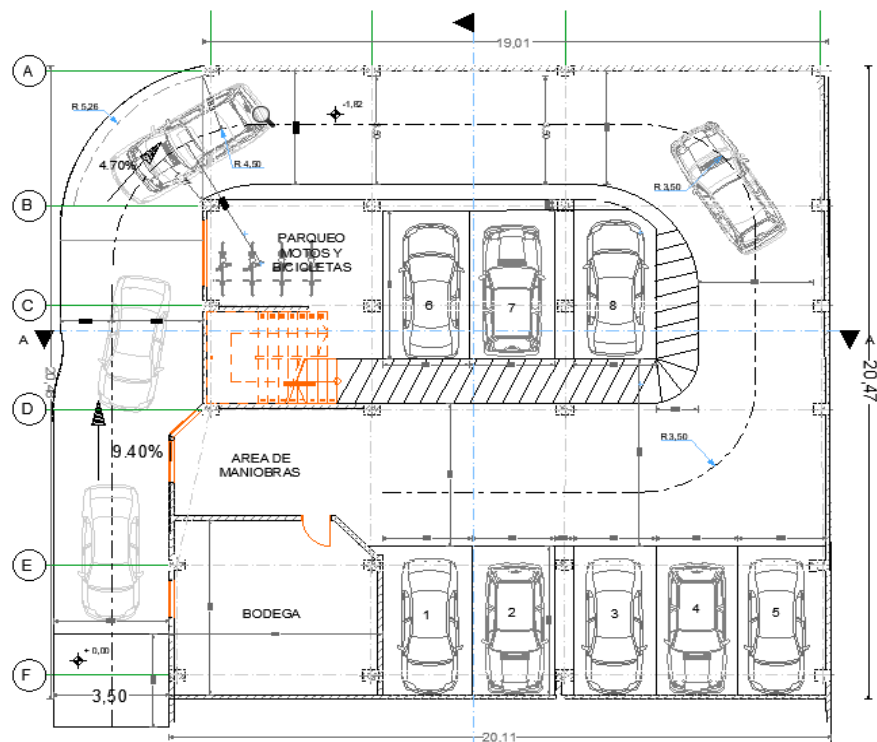
- Determinar las propiedades lineales y no lineales del hormigón y acero, acorde a sus modelos constitutivos.
- Fijar las secciones de los elementos estructurales.
- Designar rotulas plásticas para las vigas y columnas.
- Determinar el espectro de respuesta acorde a lo establecido en la NEC-SE-DS 2015, para luego desarrollar el análisis lineal y estático no lineal.
- Realizar el análisis estático no lineal con el software, para obtener la curva y espectro de capacidad del edificio y determinar el punto de desempeño.
- Obtener el periodo fundamental de vibración basado en los análisis con modelos analíticos.
- Obtener el grado de vulnerabilidad.
- Evaluar los resultados obtenidos con los análisis realizados, para posterior considerar si el edificio requiere un reforzamiento.

### 2.2.3. Recolección de datos

#### 2.2.3.1. Planos de la Edificación

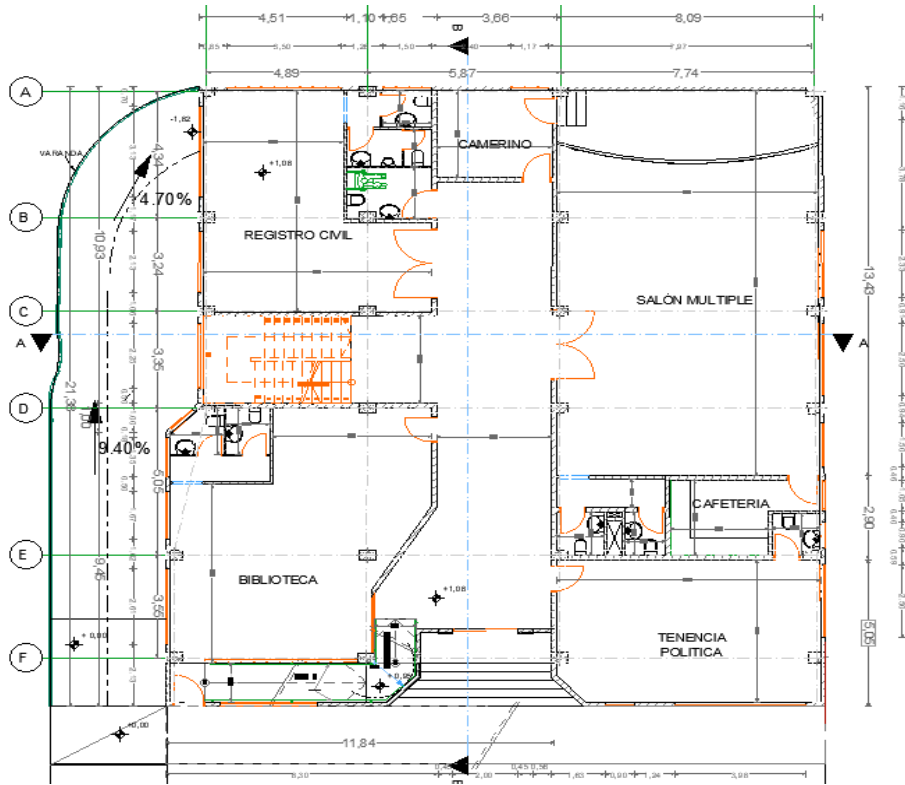
- Planos Arquitectónicos

**Figura 27:** Subsuelo N -1.82



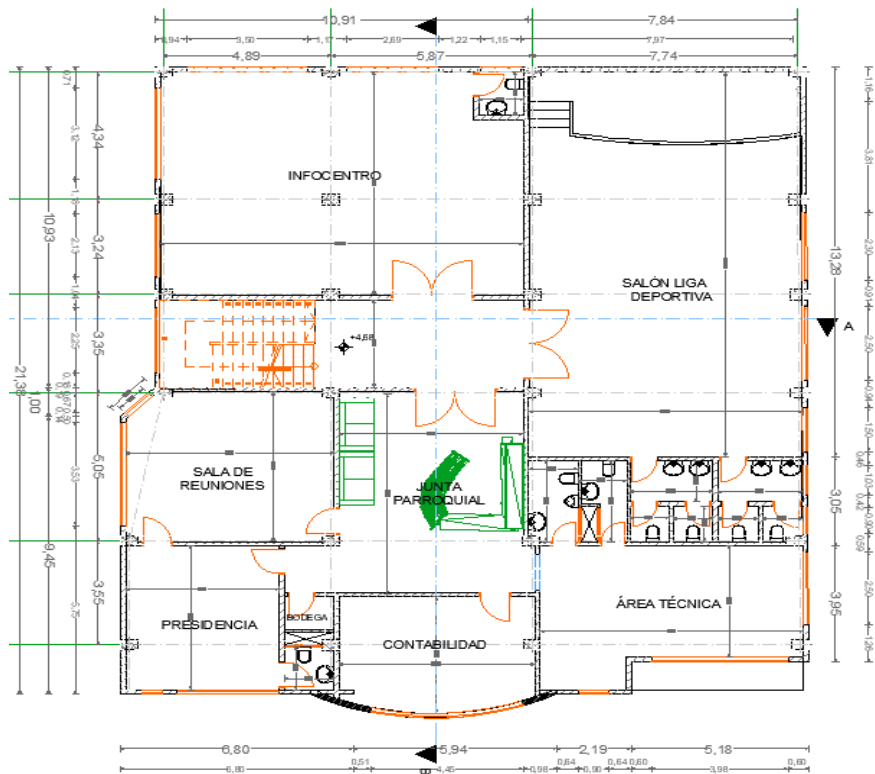
**Fuente:** GAD parroquia Picaihua

**Figura 28: Planta baja N +1.08**



**Fuente: GAD parroquia Picaihua**

**Figura 29: Planta alta N +4.68**



**Fuente: GAD parroquia Picaihua**

**Figura 30:** Perspectiva

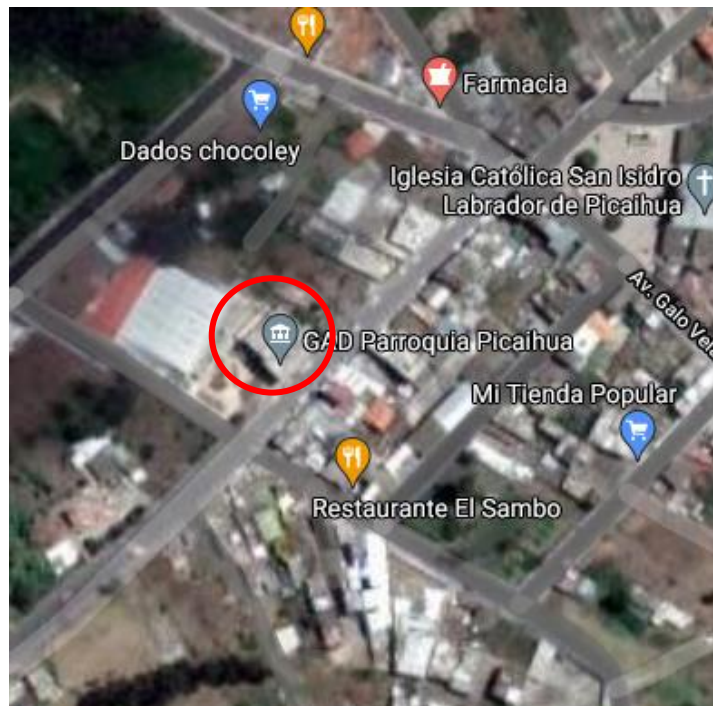


**Fuente:** GAD parroquia Picaihua

### 2.2.3.2. Ubicación

El proyecto se encuentra ubicado en la parroquia Picaihua, cantón Ambato, provincia de Tungurahua, en la Avenida Pitágoras, la Tabla 25 presenta las coordenadas espaciales de la ubicación del presente proyecto.

**Figura 31:** Ubicación del edificio



**Fuente:** Google Earth

**Tabla 25:** Coordenadas del edificio

Punto	Coordenadas (WGS 84 Zona 17S)	
	Este	Oeste
1	768686.80	9858807.44
2	768670.01	9858791.79
3	768654.10	9858807.84
4	768672.06	9858823.34

**Fuente:** Google Earth

### 2.2.3.3. Características de la estructura

El edificio del GAD de la parroquia Picaihua, tiene un área de construcción total de 1231.07 m<sup>2</sup>. Está integrada por 3 niveles y un tapagrada, tiene un sistema estructural de concreto armado, formado por pórticos especiales sismo – resistentes de hormigón armado con vigas descolgadas. La siguiente tabla muestra a detalle las áreas por planta y la distribución de los espacios que forman el edificio.

**Tabla 26:** Descripción por planta

N° de piso	Nivel de referencia	Altura del piso (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Uso
1	N -1.82	2.78	398.80	Parqueo de carros, salón de reuniones, cocina.
2	N +1.08	3.60	417.13	Registro civil, camerino, salón múltiple, biblioteca, cafetería, tenencia política, baños para hombres y mujeres.
3	N +4.68	3.60	415.14	Infocentro, salón liga deportiva, junta parroquial, sala de reuniones, presidencia, área técnica, baños para hombres y mujeres.
<b>Total</b>			<b>1231.07</b>	

**Fuente:** Planos GAD parroquia Picaihua

### 2.2.3.4. Estudio de materiales

Para determinar la resistencia a compresión del hormigón, se realizó el ensayo no destructivo (esclerómetro), a continuación, se describe el ensayo efectuado y sus respectivos resultados.

#### 2.2.3.4.1. Resistencia a la compresión del hormigón

La resistencia a compresión del hormigón se determinó mediante el uso del martillo esclerométrico sobre las superficies descubiertas de elementos estructurales tales como vigas, columnas y losas, que fueron accesibles en la estructura

**Figura 32:** Ensayo no destructivo – esclerómetro



**(a) Columna**



**(b) Viga**



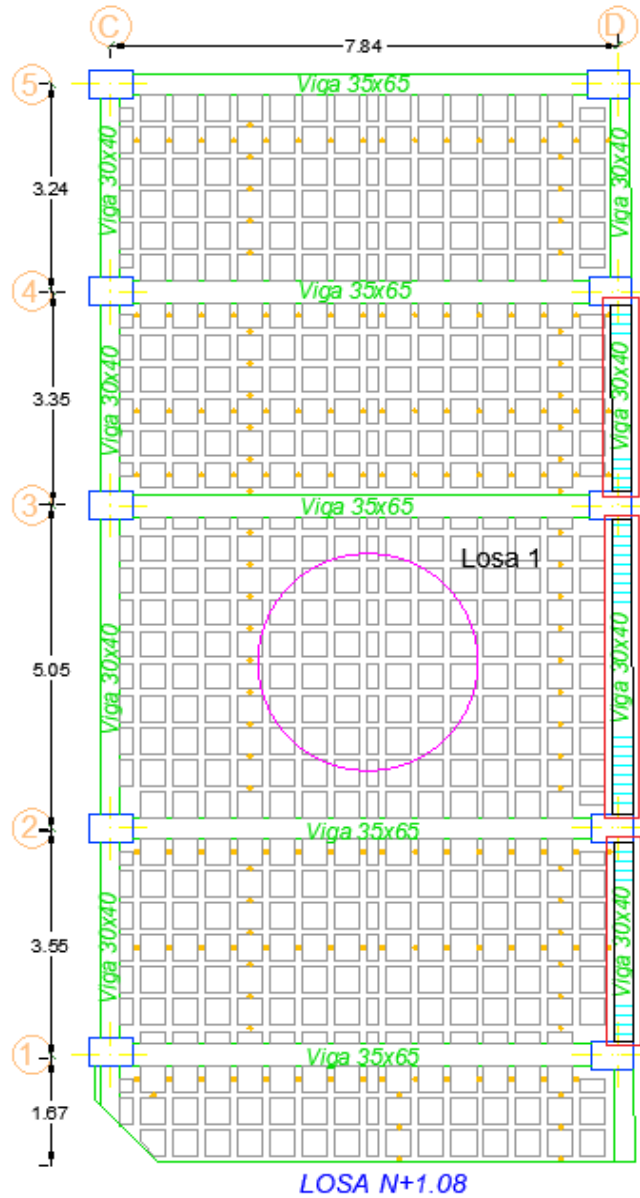
**(c) Losa**

**Fuente:** Damaris Tenesaca

A continuación, se presenta la ubicación de los puntos donde se realizó el ensayo a los diferentes elementos estructurales.

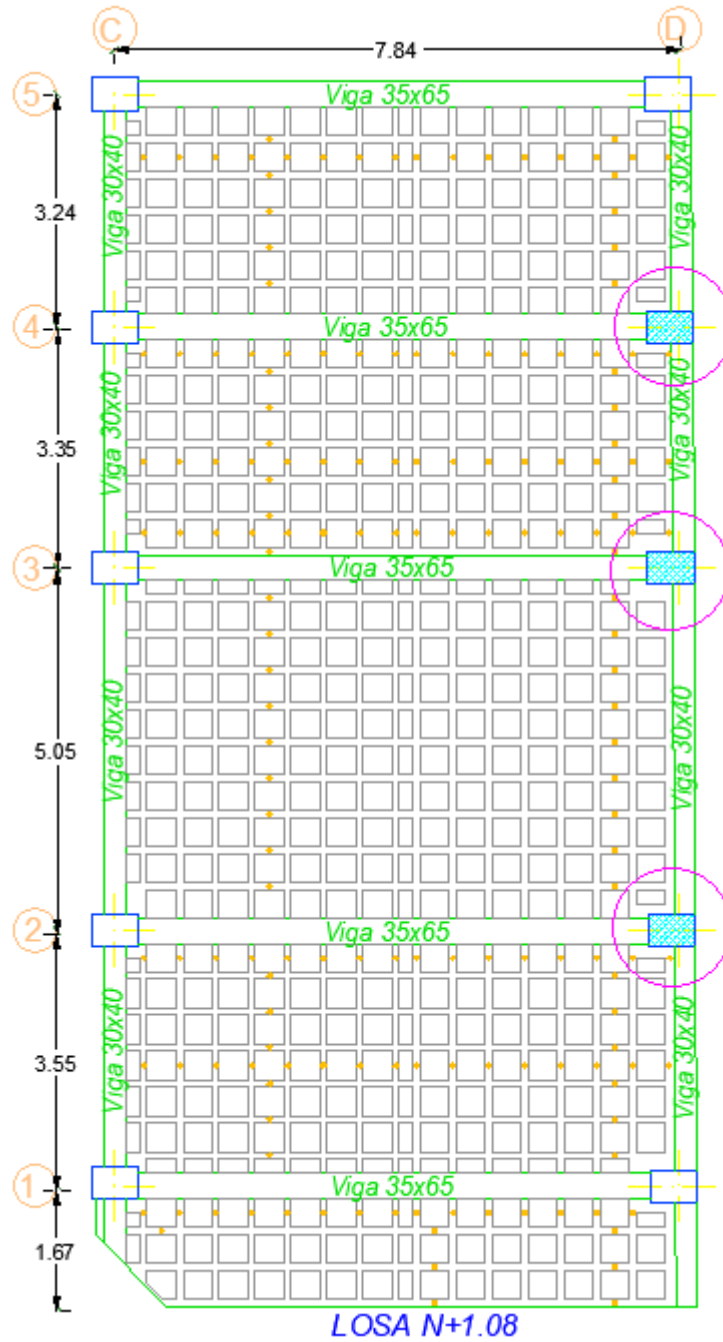


**Figura 33:** Esclerometría de la losa y vigas del eje D - Nivel +1.08



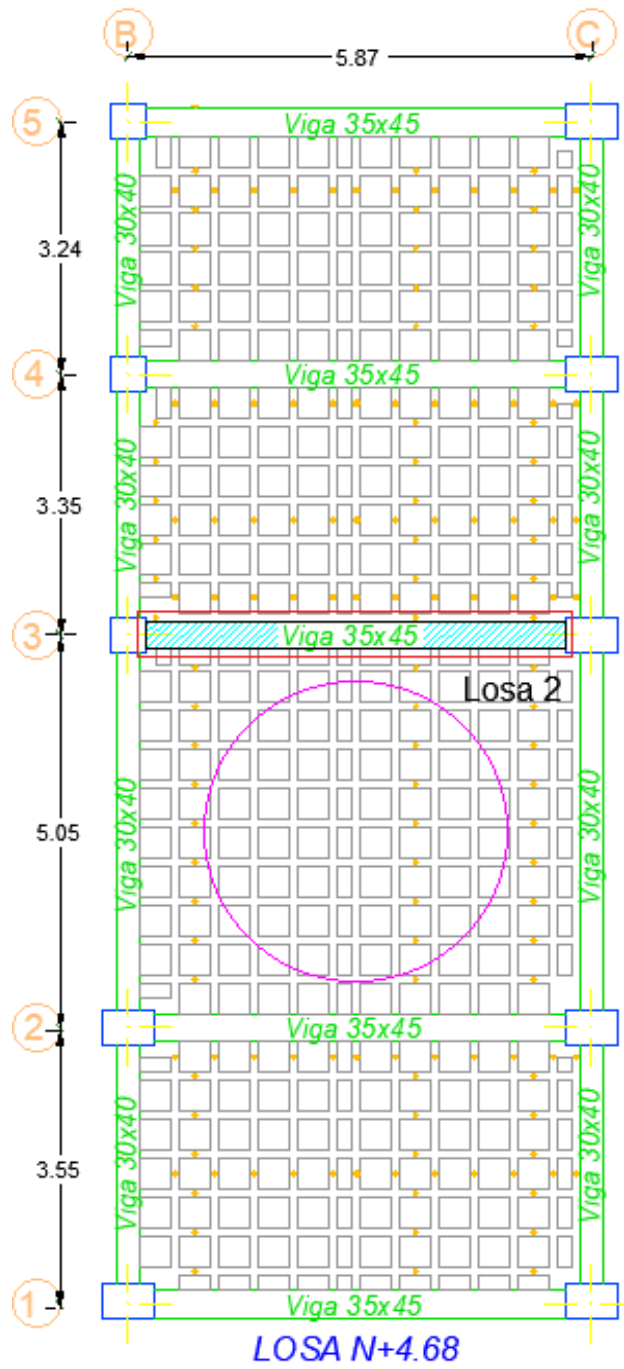
**Fuente:** Damaris Tenesaca

**Figura 34:** Esclerometría de las columnas del eje D - Nivel +1.08



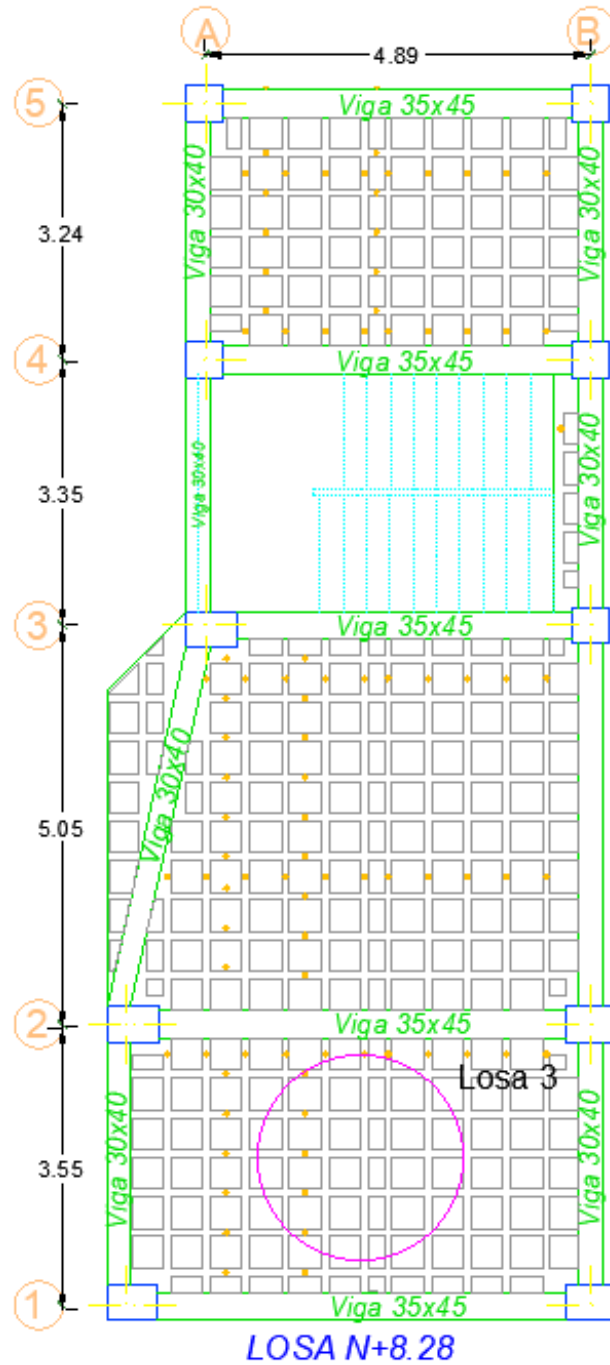
Fuente: Damaris Tenesaca

Figura 35: Esclerometría de la losa y viga del eje 3 - Nivel +4.68



Fuente: Damaris Tenesaca

**Figura 36:** Esclerometría de la losa - Nivel +8.28



**Fuente:** Damaris Tenesaca

A continuación, en las siguientes tablas se muestran los valores del índice de rebote para cada elemento estructural ensayado:

**Tabla 27:** Valores del ensayo esclerométrico en vigas N +1.08

Nivel N+1.08			
	Índice de Rebote (Q)		
N°	Viga Eje D (1-2)	Viga Eje D (2-3)	Viga Eje D (3-4)
1	46.5	41.5	43.5
2	40.5	42.0	46.5
3	37.5	47.5	46.5
4	41.8	45.5	41.5
5	41.5	47.0	37.5
6	42.5	42.5	39.5
7	41.0	47.5	40.0
8	43.5	42.5	46.0
9	39.0	47.5	47.5
10	44.5	44.0	44.0
<b>Media Q</b>	41.83	44.75	43.3
<b>f'c (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	250.0	292.0	280.0

**Fuente:** Damaris Tenesaca

**Tabla 28:** Valores del ensayo esclerométrico en columnas N +1.08

Nivel N+1.08			
	Índice de Rebote (Q)		
N°	Columna Eje D - 2	Columna Eje D - 3	Columna Eje D - 4
1	44.5	39.5	35.0
2	46.5	45.0	39.5
3	47.5	44.0	39.0
4	48.0	42.0	39.0
5	47.5	42.0	39.5
6	42.5	43.0	39.0
7	43.0	45.5	43.0
8	45.0	43.5	47.5
9	41.5	40.0	41.5
10	40.5	44.5	37.5
<b>Media Q</b>	44.65	42.6	40.05
<b>f'c (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	290.0	265.0	205

**Fuente:** Damaris Tenesaca

**Tabla 29:** Valores del ensayo esclerométrico en la viga N +4.68

Nivel N+4.68	
	Índice de Rebote (Q)
N°	Viga Eje 3 (B - C)
1	44.0

<b>2</b>	45.0
<b>3</b>	47.0
<b>4</b>	42.5
<b>5</b>	40.5
<b>6</b>	42.5
<b>7</b>	45.0
<b>8</b>	39.0
<b>9</b>	47.5
<b>10</b>	47.5
<b>Media Q</b>	44.05
<b>f'c (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	283.0

**Fuente:** Damaris Tenesaca

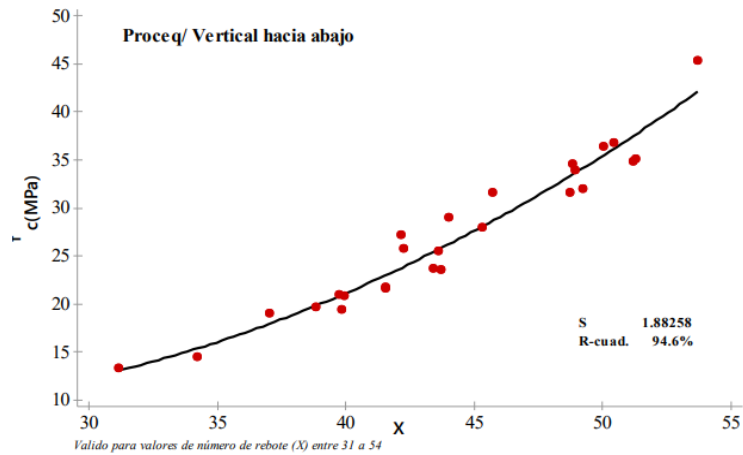
**Tabla 30:** Valores del ensayo esclerométrico en las losas

	<b>N+1.08</b>	<b>N+4.68</b>	<b>N+8.28</b>
	<b>Índice de Rebote (Q)</b>		
<b>N°</b>	<b>Losa 1</b>	<b>Losa 2</b>	<b>Losa 3</b>
<b>1</b>	38.0	35.5	38.5
<b>2</b>	42.0	36.0	40.0
<b>3</b>	40.0	40.5	42.5
<b>4</b>	38.5	37.0	44.0
<b>5</b>	41.5	37.0	40.5
<b>6</b>	38.5	36.5	41.0
<b>7</b>	42.0	41.0	39.5
<b>8</b>	38.0	35.0	38.0
<b>9</b>	40.5	32.5	40.5
<b>10</b>	43.0	35.0	41.5
<b>Media Q</b>	40.2	36.6	40.6
<b>f'c (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	207.0	165.0	210.0

**Fuente:** Damaris Tenesaca

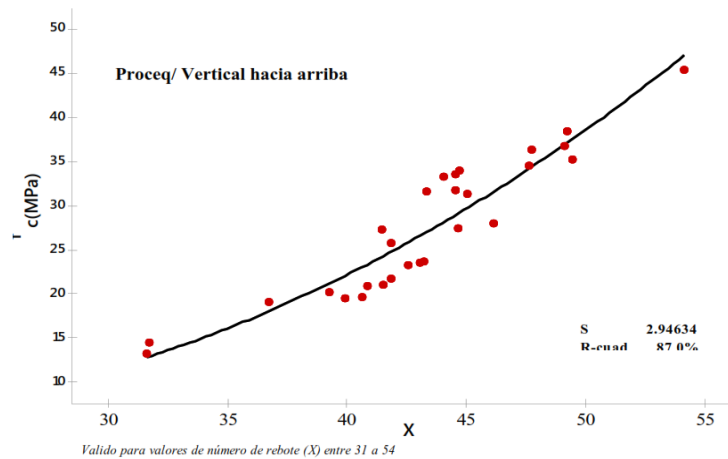
Las siguientes figuras, representan la curva de regresión para estimar la resistencia a compresión del hormigón, mediante el número de rebotes obtenido en el ensayo esclerométrico.

**Figura 37:** Curva de regresión para  $f'c$  (MPa) Proceq / Vertical hacia abajo (Losas)



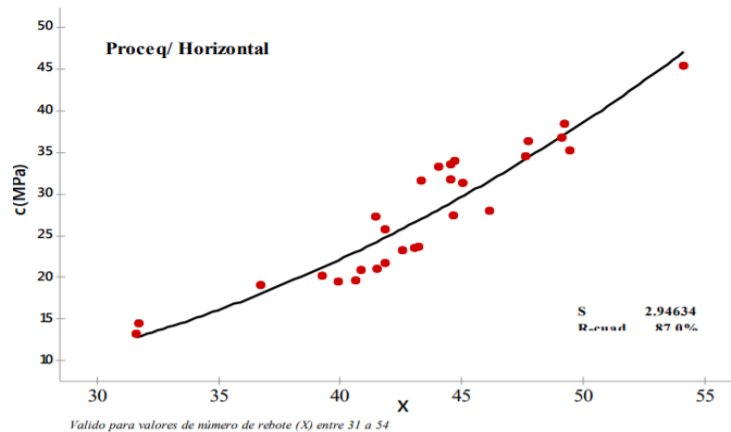
**Fuente:** NEIRA NATHALIE & PALACIOS RUBÉN, (2018)

**Figura 38:** Curva de regresión para  $f'c$  (MPa) Proceq / Vertical hacia arriba (Vigas)



**Fuente:** NEIRA NATHALIE & PALACIOS RUBÉN, (2018)

**Figura 39:** Curva de regresión para  $f'c$  (MPa) Proceq / Horizontal (Columnas)



**Fuente:** NEIRA NATHALIE & PALACIOS RUBÉN, (2018)

Se verifican si los valores obtenidos son válidos para la muestra, determinando una media de 10 golpes, los valores máximos y mínimos, después se determina la diferencia o error entre dichos valores con la media, si estas dos son valores mayores a 6 unidades se deduce que la muestra no es válida y debe repetirse el ensayo.

$$Media Q = \frac{\sum_{i=1}^n (N^{\circ} \text{ de golpes } i)}{n}$$

$$Media Q = \frac{46.5 + 40.5 + 37.5 + 41.8 + 41.5 + 42.5 + 41.0 + 43.5 + 39 + 44.5}{10}$$

$$Media Q = 41.83$$

**Cálculo del error:**

Para calcular la validación del índice de rebote, se usan los datos de la viga del eje D (1-2) presentado en la tabla 26, el proceso se repite, para validar los demás datos.

$$E+ = Vmax - Media Q$$

$$E- = Vmin - Media Q$$

$$Valor \text{ máximo} = 46.5$$

$$E+ = 46.5 - 41.83 = 4.67$$

$$Valor \text{ mínimo} = 37.5$$

$$E- = 37.5 - 41.83 = 4.33$$

Tal como se observa en las expresiones, el error por encima de la media (E+) y por debajo de la media (E-), no excede las 6 unidades, por lo tanto, los valores obtenidos en el ensayo son válidos.

**Tabla 31:** Validación de la resistencia a compresión de la viga eje D (1-2)

Índice de rebote Q	Promedio P	Error (P-Q)
46.5	41.83	4.67
40.5		1.33
37.5		4.33
41.8		0.03
41.5		0.33
42.5		0.67
41.0		0.83



43.5		1.67
39.0		2.83
44.5		2.67

**Fuente:** Damaris Tenesaca

El valor de la resistencia a compresión del hormigón ( $f'c$ ) del conjunto de valores mostrados en las tablas 26, 27, 28, y 29, se obtiene mediante el uso de la media aritmética, la misma se describe a continuación:

$$f'c = \frac{250 + 292 + 280 + 290 + 265 + 205 + 283 + 207 + 165 + 210}{10}$$

$$f'c = 244.7 \text{ kg/cm}^2$$

El valor obtenido de la media aritmética es de  $244.7 \text{ kg/cm}^2$ . En los planos estructurales proporcionados por el GAD de Picaihua (figura 40), se halla el valor de  $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$  por lo tanto, para el análisis se considera un valor de resistencia a compresión del hormigón de  $240 \text{ kg/cm}^2$ .

**Figura 40:** Especificaciones técnicas

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	RECUBRIMIENTOS
1.- ACERO DE REFUERZO $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ 2.- HORMIGON SIMPLE $F'c = 240 \text{ Kg/cm}^2$ 3.- LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO DE CIMENTACION IGUAL A $2.0 \text{ Kg/cm}^2$ DEBERA SER COMPROBADO EN OBRA POR EL CONSTRUCTOR 4.- CUALQUIER CAMBIO DEBERA SER CONSULTADO CON EL CALCULISTA. POR ESCRITO	ZAPATAS 7.0 cm. MUROS 5.0 cm. VIGAS 2.5 cm. LOSAS 2.5 cm. COLUMNAS 3.0 cm. GRADAS 2.5 cm. OTROS ELEMENTOS 3.0 cm.
	CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE A.C.I. - 318

**Fuente:** Planos estructurales - GAD Picaihua

#### 2.2.3.4.2. Acero de refuerzo de elementos estructurales

En las siguientes tablas se muestran las secciones de vigas y columnas, obtenidos de los planos estructurales.

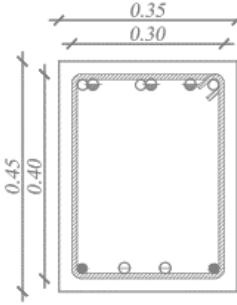
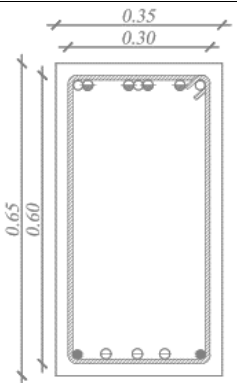
**Tabla 32:** Acero de refuerzo de columnas

Tipo	Ubicación	Dimensión (cm)	Armadura	Sección transversal
<b>C1</b>	Nivel: N -1.82 al N +11.88 Ejes: A4/ A5/ A6/ B2/ B4/ B5/ B6	45x45	8Ø16 2EØ10 @ 10 y 20 Rec: 3cm	
<b>C2</b>	Nivel: N -1.82 al N +11.88 Ejes: C5/ C6/ D1/ D2/ D3/ D4/ D5/ D6/ A'1/ A'2/ B1/ B2/ C1/ C2/ C3/ C4	40x60	6Ø18 4Ø16 3EØ10 @ 10 y 20 Rec: 3cm	

**Fuente:** Planos estructurales GAD parroquia Picaihua

**Tabla 33:** Acero de refuerzo de vigas

Tipo	Ubicación	Dimensión (cm)	Armadura	Sección transversal
<b>V1</b>	Nivel: N +1.08 Eje: A/ B/ C/ D	30x40	Acero superior: 5Ø16 Acero inferior: 2Ø14 2Ø12 Estribos: 1EØ10 @ 10 y 20 Rec: 2.5cm	
<b>V2</b>	Nivel: N +4.68 y N +8.28 Eje: A/ B/ C/ D	30x40	Acero superior: 5Ø16 Acero inferior: 3Ø14 2Ø12 Estribos: 1EØ10 @ 10 y 20 Rec: 2.5cm	

<p><b>V3</b></p>	<p>Nivel: N+1.08, N +4.68 y N +8.28 Eje: 1/ 3/ 5</p>	<p>35x45</p>	<p>Acero superior: 3Ø16 3Ø14 Acero inferior: 2Ø14 2Ø12 Estribos: 1EØ10 @ 10 y 20 Rec: 2.5cm</p>	
<p><b>V4</b></p>	<p>Nivel: N+1.08, N +4.68 y N +8.28 Eje: 2/ 4/ 6</p>	<p>35x65</p>	<p>Acero superior: 4Ø18 3Ø14 Acero inferior: 2Ø16 3Ø12 Estribos: 1EØ10 @ 15 y 30 Rec: 2.5cm</p>	

**Fuente:** Planos estructurales GAD parroquia Picaihua

#### 2.2.3.4.2.1. Tipo de suelo

Es importante tomar en cuenta que la parroquia Picaihua, tiene un suelo arenoso. Para determinar el tipo de suelo se obtuvo información del GAD de Picaihua, el cual indica que en la construcción de una cancha cubierta ubicada en el mismo predio que el presente proyecto, se empleó un suelo de tipo D y una capacidad portante de 20 Ton/m<sup>2</sup>. (Ver anexo C al final del trabajo)

#### 2.2.3.4.2.2. Resistencia a la fluencia del acero

La resistencia a la fluencia del acero longitudinal y transversal de la edificación es de 4200 kg/cm<sup>2</sup>, dicho valor se encuentra especificado en los planos estructurales, proporcionados por el GAD de Picaihua (figura 40).

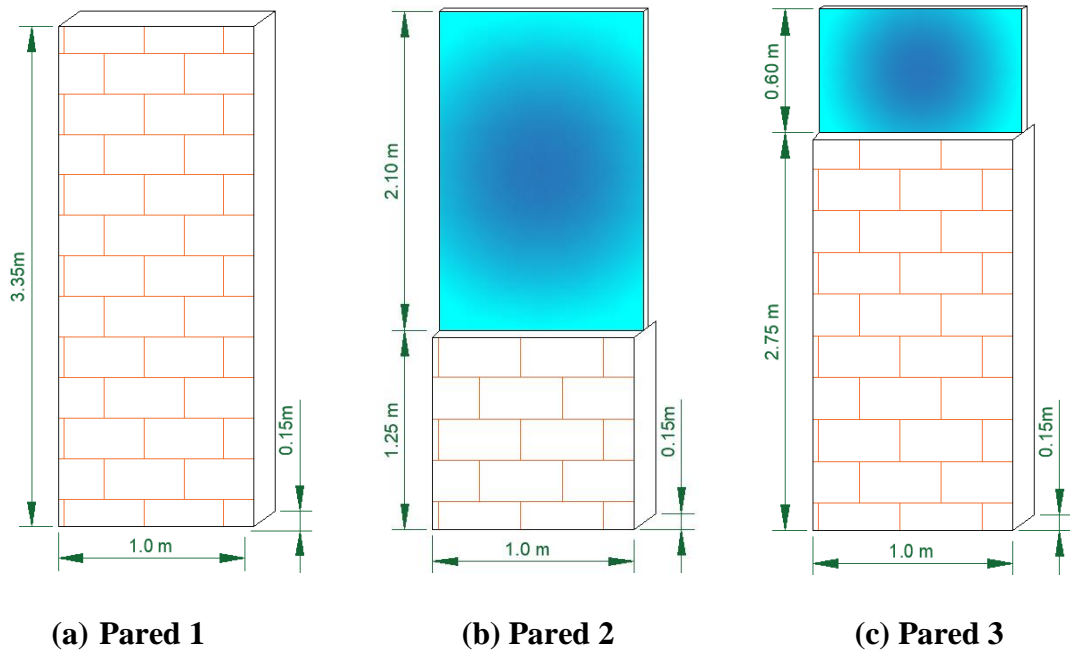
#### 2.2.3.5. Cargas gravitacionales

##### 2.2.3.5.1. Cuantificación de Cargas Muertas

- Peso propio de paredes

El valor de la carga muerta de paredes se calculó realizando mediciones donde se consideran la altura, longitud y espesor de las paredes, las mismas se pueden clasificar en tres diferentes tipos, como se muestra a continuación:

**Figura 41: Tipos de Pared**



**Fuente:** Damaris Tenesaca

**Tabla 34: Peso propio de paredes N+ 1.08**

PESO PROPIO DE PAREDES N+1.08							
Tipo	Elementos	Dimensiones (m)		Peso Específico	Peso Total	Longitudes	Total
		Altura	Espesor	Kg/m <sup>3</sup>	Kg / m		
1	Pared	3.35	0.15	1600	804.00	44.89	36091.56
2	Pared	1.25	0.15	1600	300.00	6.58	2189.56
	Vidrio	2.10	0.006	2600	32.76		
3	Pared	2.75	0.15	1600	660.00	2.01	1345.41
	Vidrio	0.60	0.006	2600	9.36		
<b>TOTAL</b>							39626.53
<b>AREA LOSA (m<sup>2</sup>)</b>							417.13
<b>CM (kg/m<sup>2</sup>)</b>							<b>95.00</b>

**Fuente:** Damaris Tenesaca

**Tabla 35: Peso propio de paredes N+ 4.68**

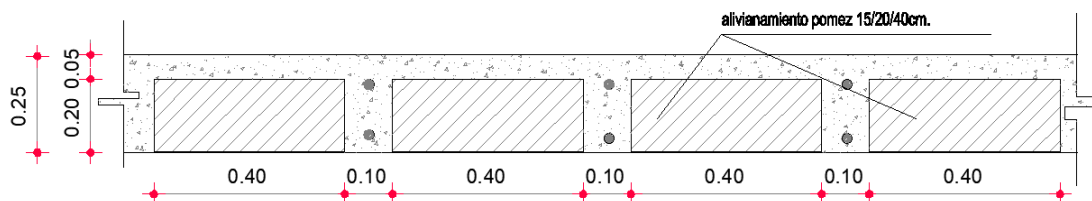
PESO PROPIO DE PAREDES N+4.68							
Tipo	Elementos	Dimensiones (m)		Peso Específico	Peso Total	Longitudes	Total
		Altura	Espesor	Kg/m <sup>3</sup>	Kg / m		
1	Pared	3.35	0.15	1600	804.00	25.86	20791.44
2	Pared	1.85	0.15	1600	444.00	14.95	6987.63
	Vidrio	1.50	0.006	2600	23.40		
3	Pared	2.75	0.15	1600	660.00	0.66	441.78
	Vidrio	0.60	0.006	2600	9.36		

<b>TOTAL</b>	28220.85
<b>AREA LOSA (m<sup>2</sup>)</b>	415.14
<b>CM (kg/m<sup>2</sup>)</b>	<b>67.98</b>

Fuente: Damaris Tenesaca

- Peso adicional de la losa

Figura 42: Corte de la losa



Fuente: Planos estructurales GAD parroquia Picaihua

Tabla 36: Cuantificación del peso de la losa

Elementos	Unidades	Dimensiones (m)			Peso Específico	Peso Total
		Altura	Longitud	Espesor	Kg/m <sup>3</sup>	Kg/m <sup>2</sup>
Loseta		1	1	0.05	2400	120.00
Nervios		0.2	3.6	0.10	2400	172.80
Bloque	8				3	24.00
Enlucido sup.		1	1	0.015	1900	28.50
Enlucido Inf.		1	1	0.015	1900	28.50
Acabado		1	1	0.015	1600	24.00
<b>Total =</b>						<b>397.80</b>

Fuente: Damaris Tenesaca

- Adicional de carga muerta (ACM)

N+1.08

$$ACM = CM \text{ Acabados} + ACM \text{ Pared}$$

$$ACM = 105 \text{ kg/m}^2 + 95 \text{ kg/m}^2$$

$$ACM = 200 \text{ kg/m}^2$$

N+4.68

$$ACM = CM \text{ Acabados} + ACM \text{ Pared}$$

$$ACM = 105 \text{ kg/m}^2 + 67.98 \text{ kg/m}^2$$

$$ACM = 172.98 \text{ kg/m}^2$$

N+8.28 (terraza)

$$ACM = \text{Peso total} - \text{Peso propio}$$

$$ACM = 397.80 \text{ kg/m}^2 + 292.80 \text{ kg/m}^2$$

$$ACM = 105 \text{ kg/m}^2$$

**Tabla 37:** Resumen del ACM por nivel

Piso	ACM (kg/cm <sup>2</sup> )
N-1.82	-
N+1.08	200.00
N+4.68	172.98
N+8.28	105.00

**Fuente:** Damaris Tenesaca

### 2.2.3.5.2. Cargas vivas

Los valores fueron tomados acorde a lo que establece la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-CG) 2015, a continuación, la siguiente tabla presenta dichos valores:

**Tabla 38:** Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas

Ocupación o uso	Carga uniforme (kg/m <sup>2</sup> )
Área de reunión (asientos fijos)	290
Biblioteca con estanterías	720
Corredores	480
Oficinas	240
Áreas de recepción	480
Cubierta accesible	100
Cubierta inaccesible	70

**Fuente:** NEC-SE-CG, 2015.

### 2.2.3.5.3. Carga sísmica

Para calcular las cargas sísmicas se usan los parámetros que establece la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS), los mismos dependen de las características de la zona de emplazamiento y de la edificación, la siguiente tabla presenta los resultados que se usaran para determinar la cortante basal y el espectro de respuesta sísmica.

Para el análisis se va a usar el espectro probabilista propuesto por la NEC 2015, con un periodo de retorno de 475 años.

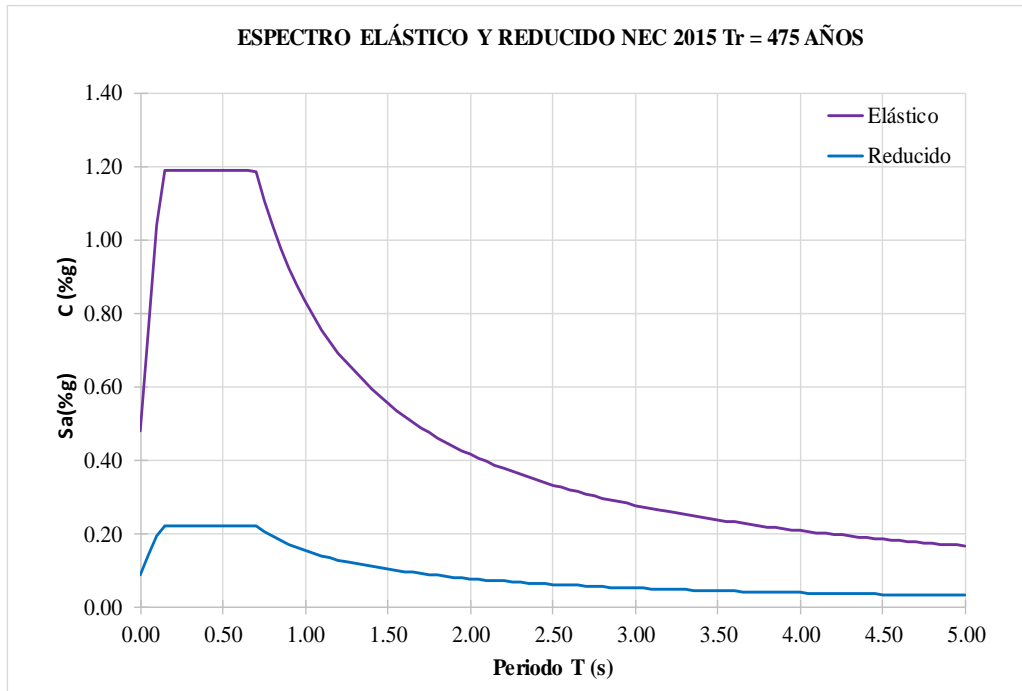
**Tabla 39:** Factores de carga sísmica y configuración estructural

<b>Sitio</b>	Ambato
<b>Tipo de suelo</b>	D

<b>S. Estructural</b>	<b>H.A Sin muros con vigas descolgadas</b>	
<b>Uso</b>	<b>Edificio de oficinas</b>	
<b>Parámetros</b>	<b>VALOR</b>	<b>NEC-SE-DS</b>
<b>DATOS ELÁSTICO</b>		
<b>Z(%g)</b>	0.4	3.1.1
<b>η</b>	2.48	3.3.1
<b>fa</b>	1.20	3.2.2.a
<b>fd</b>	1.19	3.2.2.b
<b>fs</b>	1.18	3.2.2.c
<b>r</b>	1.00	3.3.1
<b>DATOS REDUCIDO</b>		
<b>R</b>	6.00	6.3.4.b
<b>I</b>	1.00	4.1 Tabla 6
<b>∅<sub>p</sub></b>	1.00	5.2.13 Tabla 13
<b>∅<sub>E</sub></b>	0.90	5.2.13 Tabla 14
<b>hn(m)</b>	12.88	6.3.3
<b>Ct</b>	0.055	6.3.3.a
<b>α</b>	0.90	6.3.3.a
<b>CÁLCULOS</b>		
<b>Ta (s)</b>	0.5486	
<b>To (s)</b>	0.1269	
<b>Tc (s)</b>	0.6981	
<b>Sa (%g)</b>	1.1904	
<b>C (%g)</b>	0.2204	
<b>k</b>	1.024	

**Fuente:** Damaris Tenesaca

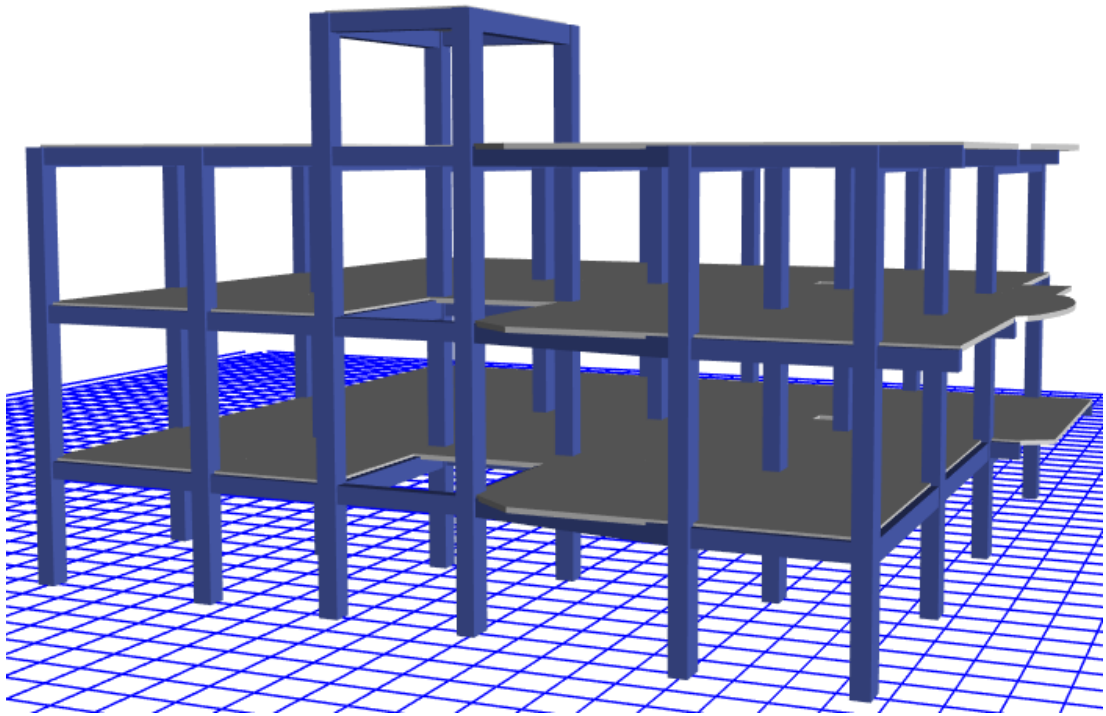
**Figura 43:** Espectro de respuesta



**Fuente:** Damaris Tenesaca



**Figura 44:** Esquema en 3D de la edificación



**Fuente:** ETABS 2018

## CAPÍTULO III

### RESULTADO Y DISCUSIÓN

#### 3.1 Análisis y discusión de resultados

##### 3.1.1 Vulnerabilidad sísmica mediante el método cuantitativo

###### 3.1.1.1 Evaluación visual rápida aplicando el método de evaluación FEMA 154

La aplicación de la metodología FEMA 154, requiere una revisión al exterior e interior de la edificación, tal como se menciona en el capítulo 2, su fin es hacer una inspección rápida visual, que permita la identificación de los parámetros necesarios y posterior llenar el formulario de recolección de datos (niveles 1 y 2), esta evaluación da como resultado el grado de vulnerabilidad del edificio en estudio. El edificio se ubica en una zona altamente sísmica, por tal motivo se usó los formularios de alta sismicidad, los mismo se muestran en los anexos del presente trabajo.


###### 3.1.1.1.1. Formulario - Nivel 1

Al inicio del formulario se muestra la fotografía de la fachada del edificio y además un croquis en planta de la estructura, también se colocan los datos de identificación y características específico, además se colocan los datos de tipo de suelo, riesgos y peligros sísmicos, a continuación, se detallan los parámetros considerados para el formulario 1.

**Tabla 40:** Formulario de Inspección Visual Rápida FEMA 154 – Nivel 1

Exploración rápida visual de los edificios de posibles riesgos sísmicos.  
 Nivel 1  
 FEMA P-154 Formulario de Recolección de Datos.  
**ALTA SISMICIDAD**

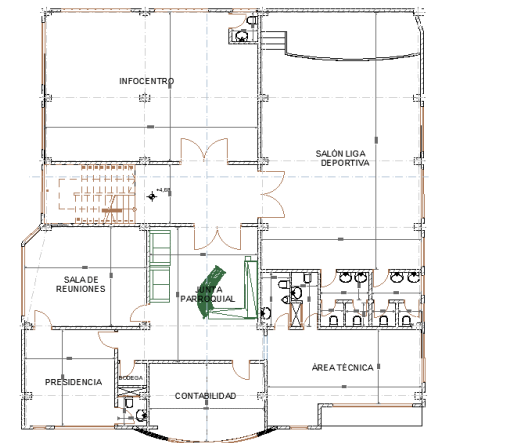
**FOTOGRAFÍA**



**Dirección:** Parroquia Pícaihua **Código**  
**Postal**  
**Otra Identificación:** Av. Pitágoras  
**Nombre del edificio:** GAD Parroquial Pícaihua  
**Uso:** Edificio de oficinas  
**Latitud:** -1.276 **Longitud:** -78.586  
**Ss:** \_\_\_\_\_ **SI:** \_\_\_\_\_  
**Inspector(s):** Damaris Tenesaca **Fecha/Hora:** 4 de agosto de 2021, 11:00 am  
**No. Pisos:** Sobre NPT: 2 Bajo NPT: 1 Año de Construcción: 2013  
**Superficie total del Suelo (m<sup>2</sup>):** 398.80 **Código año:** \_\_\_\_\_  
 Adiciones:  Ninguna  Sí, Años Construcción: \_\_\_\_\_

**Ocupación:**  
 Asamblea  Comercial  Ser. Emergencia  Histórico  Albergue  
 Industrial  Oficina  Escuela  Gobierno  
 Utilidad  Almacén  Residencial, # Unid: \_\_\_\_\_

**CROQUIS:**



**Tipo de Suelo:**  
 A Roca Dura  B Roca Débil  C Suelo Denso  D Suelo Duro  E Suelo Blando  F Suelo Pobre  DNK Si DNK, asumir Tipo D

**Riesgos Geológicos:** Licuefacción:  Si  No  DNK Deslizamientos:  Superficie de Ruptura:  Si  No  DNK  
**Adyacencia:**  Golpeteo  Peligro de Caído del Edificio Adyacente  
**Irregularidades:**  Elevación (tipo/severidad) \_\_\_\_\_  
 Planta \_\_\_\_\_ (tipo)  
**Peligros de Caída de Exterior:**  
 Chimeneas sin soporte lateral  Revestimiento pesado o de chapa de madera  
 Antepechos, barandas  Apéndices  
 Otros: \_\_\_\_\_

**COMENTARIOS:**  
No se encuentran irregularidades en planta y elevación.  
 Dibujos adicionales o comentarios en página separada

PUNTAJE BÁSICO, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1																			
TIPO DE EDIFICIO FEMA	DE SE SABE	NO SE SABE	W1	W1 A	W2	S1 (M RF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (URM INF)	C1 (M RF)	C2 (SW)	C3 (UR MI NF)	PC1 (TV)	PC2	RM 1 (FD)	RM 2 (RD)	UR M	MH
Puntaje Básico			3.6	3.2	2.9	2.1	2	2.6	2.0	1.7	1.5	2.0	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1	1.5
Irregularidad Vertical Grave, V <sub>L1</sub>			-1.2	-1.2	-1.2	-1	-1.0	-1.1	-1.0	-0.8	-0.9	-1	-0.7	-1.0	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA
Irregularidad Moderada, V <sub>L1</sub>	Vertical		-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.5	-0.5	-0.6	-0.4	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	NA
Irregularidad en Planta, P <sub>L1</sub>			-1.1	-1.0	-1.0	-0.8	-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.8	-0.5	-0.7	-0.6	-0.7	-0.7	-0.4	NA
Pre-Código			-1.1	-1.0	-0.9	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.5	-0.3	-0.5	-0.5	0	-0.1
Posterior- Referencia			1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2.0	2.4	2.1	2.1	NA	1.2
Suelo Tipo A o B			0.1	0.3	0.5	0.4	0.6	0.1	0.6	0.5	0.4	0.5	0.3	0.6	0.4	0.5	0.5	0.3	0.3
Suelo Tipo E (1-3 Pisos)			0.2	0.2	0.1	-0.2	-0.4	0.2	-0.1	-0.4	0	0	-0.2	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	-0.4
Suelo Tipo E (>3 Pisos)			-0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	NA	-0.6	-0.4	-0.5	-0.7	-0.3	NA	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2	NA
Puntaje Mínimo S <sub>MIN</sub>			1.1	0.9	0.7	0.5	0.5	0.6	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	1.0

**FINAL PUNTAJE NIVEL 1, SL1>=S<sub>MIN</sub>** 1.5

**EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN**  
 Exterior:  Parcial  Todos los pisos  Aéreo  
 Interior:  Ninguna  Visible  Ingreso  
 Planos revisados:  Si  No  
 Fuente del tipo de Suelo: Estudios posteriores  
 Fuente de los Peligros Geológico: \_\_\_\_\_  
 Persona de Contacto: \_\_\_\_\_

**¿SE REALIZÓ LA PRUEBA DE NIVEL 2?**  
 Si, Puntaje Final Nivel 2, SL2 1.5   
 No  ¿Peligros no estructurales?  Si  No

**OTROS RIESGOS**  
 ¿Hay peligro que provoque una evaluación detallada estructural?  
 Potencial golpeteo (a menos que SL2> que el puntaje límite aceptable).  
 Riesgos de caída de edificios altos adyacentes más altos.  
 Riesgos geológicos o tipo de Suelo F  
 Daños significativos/deterioro al sistema estructural

**ACCIÓN REQUERIDA**  
 ¿Se requiere de una evaluación estructural detallada?  
 Si, tipo de edificación FEMA desconocido u otro edificio  
 Si, puntaje menor que límite.  
 Si, otros peligros presentes  
 No  
 ¿Evaluación no estructural detallada recomendada?  
 Si, peligros no estructurales identificados que deben ser evaluados  
 No, existen peligros no estructurales que requieren de mitigación, pero no es necesaria una evaluación detallada  
 No, no se identifican peligros no estructurales  DNK

**Legenda:** MRF: Pórtico resistente a momento RC: Hormigón Armado URM INF: Mampostería no reforzada de relleno MH: Vivienda prefabricada  
 FD: Diagrama flexible BR: Pórtico reforzado SW: Muro de Corte TU: Tilt-up

Fuente: Damaris Tenesaca

## **Parámetros:**

- **Tipología del sistema estructural**

El edificio muestra un sistema estructural de hormigón armado, formado por pórticos especiales sismo – resistentes con vigas descolgadas. En el formulario 1 se lo clasifica como C1 (edificios con pórticos de hormigón resistente a momento), según la tabla 12, con base a esta clasificación el edificio presenta una puntuación de 1.5.

- **Altura**

La edificación cuenta con 2 niveles sobre el nivel de piso y un nivel inferior al del piso, el subsuelo tiene una altura de 2.9 m y los dos niveles una altura de 3.6 m.

- **Tipo de suelo**

Se emplea un suelo de tipo D, acorde a la información proporcionada por el GAD de Picaihua. Además se realizó una visualización en el sitio y acorde a las características del suelo presentadas en la tabla 2 de la norma NEC -SE-DS 2015, se clasifica al suelo como tipo D y coincide con la clasificación de la FEMA 154.

- **Año y código de construcción**

El edificio fue diseñado y construido en el año 2013.

- **Irregularidad vertical**

Acorde a la guía de referencia de irregularidades verticales del FEMA 154, tabla B-4 (Anexo B), la edificación no presenta este tipo de irregularidad.

- **Irregularidad en planta**

Acorde a la guía de referencia de irregularidades en planta del FEMA 154, tabla B-5 (Anexo B), la estructura no presenta irregularidades, por tal motivo no se marca este parámetro en el formulario. El mismo en su parte final, permite marcar si es necesario realizar otras acciones y evaluaciones estructurales.

### **3.1.1.1.2. Formulario Nivel 2**

**Tabla 41: Formulario de Inspección Visual Rápida FEMA 154 – Nivel 2**

Exploración rápida visual de los edificios de posibles riesgos sísmicos. Nivel 2				
(Opcional)				
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 estructurales, un arquitecto o un estudiante graduado con experiencia en la evaluación y el diseño de edificios sísmica.				
Nombre edificio: <u>GAD Parroquial Picaihua</u>	Puntaje Final Nivel 1:	SL1= <u>1.5</u> (no se considera S <sub>MIN</sub> )		
Inspector: <u>Damaris Tenesaca</u>	Modificadores de Irreg. Nivel 1:	Irregularidad Vertical, VL1= <u>0</u> Irregularidad en planta, PL1= <u>0</u>		
Fecha/Hora: <u>04 de agosto de 2021, 11:00 am</u>	PUNTAJE BÁSICO AJUSTADO:	S'=(SL1-VL1-PL1) = <u>1.5</u>		
MODIFICADORES ESTRUCTURALES PARA SER CONSIDERADOS EN EL PUNTAJE BÁSICO AJUSTADO				
Tema	Enunciado (Si el enunciado es verdadero, encerrar el modificador "Si", caso contrario tachar el modificador)	Si	Subtotales	
Irregularidad en elevación, VL2	Terreno en pendiente	Edificación W1: Existe al menos un piso de diferencia de nivel entre un lado de la edificación con respecto al otro.	-1.2	VL2 = <u>0</u> (Límite en -1.2)
		Edificación no W1: Existe al menos un piso de diferencia entre un lado de la edificación con respecto al otro.		
	Piso débil y/o piso blando (encerrar máximo uno)	Edificación W1 con paredes cortas de entramado de madera: es visible este tipo de pared no arriostrada en el espacio dejado.	-0.3	
		Casa W1 con espacio ocupado sobre el garaje: Por debajo un piso ocupado, existe un espacio para garaje sin un pórtico de acero resistente a momento, y existe menos de 20 cm de pared en la misma línea (para múltiples pisos ocupados por encima, usar como mínimo 40,6 cm de pared)	-0.6	
		Edificación W1A con abertura frontal: Existen aberturas en la planta baja (como parqueaderos) sobre al menos el 50% de la longitud de la edificación.	-1.2	
		Edificación no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso es menor que el 50% que el piso superior o la altura de cualquier piso está entre 1.3 y 2.0 veces la altura del piso superior.	-0.9	
		Edificación no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso se encuentra entre el 50% y 75 % que el piso superior o la altura de cualquier piso está entre 1.3 y 2.0 veces la altura del piso superior.	-0.5	
	Discontinuidad	Los elementos verticales del sistema lateral en un piso superior están desplazados de aquellos en el piso inferior causando que el diafragma de piso trabaje en voladizo.	-1.0	
		Los elementos verticales del sistema lateral en pisos superiores están desalineados con aquellos en pisos inferiores.	-0.5	
		Existe una discontinuidad en el plano de los elementos laterales que es mayor que la longitud de estos elementos.	-0.3	
	Columnas cortas	C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: Al menos el 20% de las columnas (o pilares) a lo largo del eje de columna en el sistema lateral tienen relaciones altura/profundidades menores al 50% de la relación nominal altura/profundidad en ese nivel.	-0.5	
		C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: La profundidad de la columna (o ancho de pilares) es menor que la mitad de la profundidad del antepecho existen paredes de relleno o pisos adyacentes que cortan a la columna.	-0.5	
Nivel desplazado	Existe un nivel desplazado en una de las plantas o en el techo.	-0.5		
Otra Irregularidad	Se observa otra irregularidad severa en elevación que obviamente afecta al desempeño sísmico de la edificación.	-1.0		
	Se observa otra irregularidad moderada en elevación que pueda afectar al desempeño sísmico de la edificación.	-0.5		
Irregularidad en planta, PL2	Irregularidad torsional: El sistema lateral no aparece relativamente bien distribuido en planta en una o en ambas direcciones. (No se incluye la abertura frontal del W1A mencionada anteriormente).	-0.7	PL2 = <u>0</u> (Límite en -1.2)	
	Sistemas no paralelos: Existen uno o más elementos verticales grandes del sistema lateral que no son ortogonales entre sí.	-0.4		
	Esquina reentrante: Ambas proyecciones de la esquina interior excede el 25% de toda la dimensión en planta en esa dirección.	-0.4		
	Abertura de diafragma de piso: Existe una abertura en el diafragma de piso con un ancho mayor al 50% del ancho total del diafragma en ese nivel.	-0.2		
	Discontinuidad fuera del plano en Edificaciones C1, C2: Las vigas exteriores no están alineadas con las columnas en planta.	-0.4		
	Otra irregularidad: Se observa otra irregularidad en planta que obviamente afecta al desempeño sísmico de la estructura.	-0.7		
Redundancia	La edificación tiene al menos dos vanos con elementos laterales en cada lado de la edificación en cada dirección.	0.3	M= <u>0</u>	
Golpeteo	La edificación está separada de la estructura adyacente por menos del 1% de la altura de la edificación más baja y estructura adyacente:	Los pisos no se alinean verticalmente por más de 61 cm. Una edificación es 2 o más pisos más alta que la otra. La edificación está al final del bloque o manzana.		-1.0
		El valor límite del modificador de puntaje por golpeteo es -1.		-1.0
				-0.5
Edificación S2	Es visible una geometría K de arriostramiento.	-1.0		
Edificación C1	Placas planas sirven como vigas en el pórtico resistente a momento.	-0.4		
Edificación PCI/RM1	Existen uniones techo-pared que son visibles o que no están sujetos a flexión transversal según planos. (No se combina con modificadores de Post-Referencia o de Readecuación).	0.3		
Edificación PCI/RM2	La edificación está estrechamente espaciada, paredes interiores de altura completa (preferible que un espacio interior con pocas paredes como en una bodega.)	0.3		
URM	Paredes triangulares (gable walls) presentes.	-0.4		
MH	Existe un sistema de arriostramiento sísmico adicional previsto entre el suelo y la vivienda.	1.2		
Readecuación	Una readecuación o un reacondicionamiento exhaustivo es visible o se conoce por los planos dados.	1.4		
PUNTAJE FINAL NIVEL 2, SL2 = (S' + VL2 + PL2 + M) ≥ S <sub>MIN</sub> :				1.5
<b>Transferir al Formulario Nivel 1</b>				
Se observa algún daño o deterioro u otra condición que afecta negativamente al desempeño sísmico de la edificación: <input checked="" type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No Si es afirmativo, describir la condición en la sección posterior de comentarios e indicar en el formulario del Nivel 1 si una evaluación detallada es requerida independiente del puntaje de la edificación				
PELIGROS NO ESTRUCTURALES OBSERVADOS				
Ubicación	Declaración (Chequear "Si" o "No")	Si	No	
Exterior	Existe un antepecho de mampostería no reforzada no arriostrada o una chimenea de mampostería no reforzada.		X	
	Existen revestimientos pesados.		X	

	Existe un techado pesado sobre puertas de salida o pasillos peatonales que parecen estar soportados inadecuadamente.		X	
	Existe un accesorio de mampostería no reforzada sobre puertas de salida o pasillos peatonales.		X	
	Existe un letrero colocado en la edificación que indica que hay materiales peligrosos presentes.		X	
	Existe una edificación adyacente más alta con una pared URM no anclada o un antepecho o chimenea URM no arriostrados.		X	
	Otro peligro exterior observable no estructural que pueda caer.		X	
Interior	Existen tejas de arcilla o tabiques de ladrillo en gradas o corredores de salida.		X	
	Otro peligro interior observable no estructural que pueda caer.		X	
<b>Desempeño Sísmico no Estructural Estimado</b> (Chequear el recuadro apropiado y transferido a las conclusiones del formulario del Nivel 1) <input type="checkbox"/> Peligros potenciales no estructurales con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes → Evaluación No Estructural Detallada recomendada <input checked="" type="checkbox"/> Peligros no estructurales identificados con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes → Pero Evaluación No Estructural Detallada no requerida <input type="checkbox"/> Peligros no estructurales menores o inexistentes que amenacen a la seguridad de vida de los ocupantes → Evaluación No Estructural Detallada no requería.				
<b>Comentarios:</b> la edificación presenta grietas a 45° en las esquinas de ciertas ventanas y puertas.				

**Fuente:** Damaris Tenesaca

Este formulario consiste en ejecutar una evaluación más detallada, con respecto al formulario anterior, se usa el puntaje final obtenido anteriormente, con los modificadores de irregularidad vertical y en planta, que permiten alcanzar un puntaje base ajustado.

El análisis de las irregularidades en elevación presentes en el edificio, permiten establecer un modificador para penalizar la estructura, pero en el caso de esta edificación no se presentaron irregularidades en elevación.

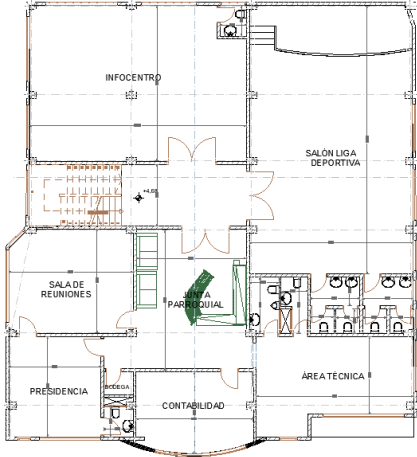

Al analizar los aspectos de irregularidad en planta, se estableció que no existe tan irregularidad en la edificación. En la parte última del formulario se marcan los peligros no estructurales que tiene la estructura en su interior y exterior.

Es importante recalcar que la estructura requiere una evaluación no estructural detallada, debido a que la misma presenta grietas de 45° en la esquina de ciertas ventanas y puerta.

### 3.1.1.2. Evaluación visual rápida según la NEC 2015.

El formulario que propone la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015, en su guía para la evaluación y rehabilitación de estructuras, se basa en la norma FEMA 154, su fin es valorar las construcciones existentes y establecer la vulnerabilidad frente a un evento sísmico, este formulario tiene un nivel de evaluación, el mismo se lo llena progresivamente durante la visita de campo.

**Tabla 42: Formulario de Inspección Visual Rápida NEC 2015**

EVALUACION VISUAL RAPIDA DE VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES																											
														<b>DATOS DE EDIFICACION:</b>													
														Dirección: <b>Parroquia Picaihua – Av. Pitágoras</b>													
														Nombre de la edificación: <b>GAD Parroquial Picaihua</b>													
														Sitio de referencia: <b>Coliseo cerrado de la parroquia Picaihua</b>													
														Tipo de uso: <b>Edificio de oficinas</b> Fecha de evaluación: <b>5 de agosto de 2021</b>													
														Año de construcción: <b>2013</b> Año de remodelación:													
Área construida en m2: <b>398.80</b> Numero pisos: <b>3</b>																											
<b>DATOS DEL PROFESIONAL</b>																											
Nombre del evaluador: <b>Damaris Tenesaca</b>																											
C.I. <b>180511000</b>																											
Registro senescyt:																											
Fotografía:																											
																											
TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL																											
Madera	W1	Pórtico Hormigón Armado		C1	Pórtico acero laminado		S1																				
Mampostería sin refuerzo	URM	Pórtico H. Armado con muros estructurales		C2	Pórtico acero laminado con diagonales		S2																				
Mampostería reforzada	RM	Pórtico H. Armado con mampostería confinada sin refuerzo		C3	Pórtico acero laminado con muros estructurales de hormigón armado		S3																				
Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX						S4																				
		H. Armado prefabricada		PC	Pórtico acero con paredes mampostería		S5																				
PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S																											
Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5														
Puntaje básico	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 EDIFICACIÓN																											
Baja altura (menor a 4 pisos)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	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	0.2	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	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0														
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-código (construido antes de 1977) o autoconstrucción	0.0	-0.2	-0.1	-1.2	-1.2	-1.0	-0.2	-0.3	-1.0	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2														
Construido en etapa de transición (entre 1977 y 2001)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0														
Postcódigo moderno (construido a partir del 2001)	1.0	N/A	2.8	1.0	1.4	2.4	1.4	1.0	1.4	1.4	1.0	1.6	1.0														
TIPO DE SUELO																											
Tipo de suelo C	0.0	-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	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4														
Tipo de suelo E	0.0	-0.8	-0.4	-1.2	-1.2	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8														
<b>PUNTAJE FINAL, S</b>					<b>3.3</b>																						
GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA																											
S < 2,0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial																										
2,0 > S > 2,5	Media vulnerabilidad																										
S > 2,5	Baja vulnerabilidad																										
										<b>X</b>																	
Firma responsable Evaluación																											
OBSERVACIONES. –																											
El resultado que se obtuvo del formato indica baja vulnerabilidad de la edificación.																											

Fuente: Damaris Tenesaca

**Selección de parámetros:**

Primero se asigna la tipología del sistema estructural, tipo C1 (pórtico de hormigón armado), para este caso el puntaje básico que se le asigna es de 2.5. en el formulario

se marca que la estructura es de baja altura (menor a 4 pisos), ya que el edificio tiene 3 pisos, se le asigna un modificador de 0.0.

La edificación no presenta irregularidades en planta, pero tampoco se visualiza irregularidad vertical (en elevación), por lo cual no se penaliza a la estructura.

Basado en la documentación recopilada y el código de construcción, se indica que el diseño y construcción se lo realizó en el año 2013, sus cálculos y diseño en hormigón armado cumplen con la Norma Ecuatoriana de la Construcción. En el presente formulario se lo establece como post-código moderno (construido a partir del 2001), por lo cual se le da un valor de 1.4.

Finalmente, para el tipo de suelo D, acorde al sitio en que está ubicado el edificio, se le asigna como modificador el valor de -0.6.

El puntaje final (S), se obtiene realizando una suma de todos los modificadores, dicho valor representa el grado de vulnerabilidad, a continuación, se muestra el formulario realizado.

#### **3.1.1.3. Resultados de la evaluación cualitativa**

Para el puntaje Final S los valores representan que la estructura posee una baja probabilidad de falla frente a un sismo, pero es recomendable evaluar más a detalle, haciendo uso de programas y herramientas de cálculo, las mismas que permiten establecer de forma más exacta la vulnerabilidad sísmica.

Con el formulario del FEMA 154, se obtuvo un puntaje de 1.5 y con el formulario de la NEC 2015 un valor de 3.3, esta evaluación permite concluir que la edificación tiene una BAJA VULNERABILIDAD, y se plantea hacer una evaluación estructural y no estructural más detallada.

El parámetro que mayormente afecta a la estructura según los dos formularios FEMA 154 y NEC 2015, es el suelo de tipo D.

#### **3.1.2. Análisis lineal de la estructura en su condición actual**

Este análisis se realizó con la información recopilada que se describe en el capítulo 2, acorde a lo que establece la Norma Ecuatoriana de la Construcción, usando el software ETABS 2018 (versión 18.0.2).



### 3.1.2.1. Definición de Materiales

El valor de la resistencia a la compresión  $f'c$ , que se usó es el obtenido en el ensayo no destructivo que se menciona en la sección 2.2.3.4.1. Para la resistencia a la fluencia del acero  $f_y$  se toma el valor establecido en los planos estructurales.

A continuación, se describen los valores utilizados:

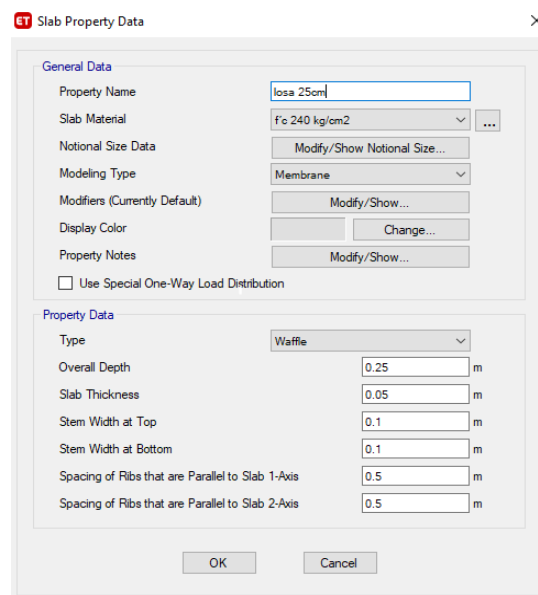
- Hormigón  $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo elástico del Hormigón  $= 13100 * \sqrt{f'c}$
- Acero de refuerzo  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

### 3.1.2.2. Definición de secciones

- Losas

Para las losas se utilizó el tipo de modelado “Membrane” y tipo “Waffle”.

**Figura 45:** Definición losa de 25cm



**Fuente:** ETABS 2018

- Columnas

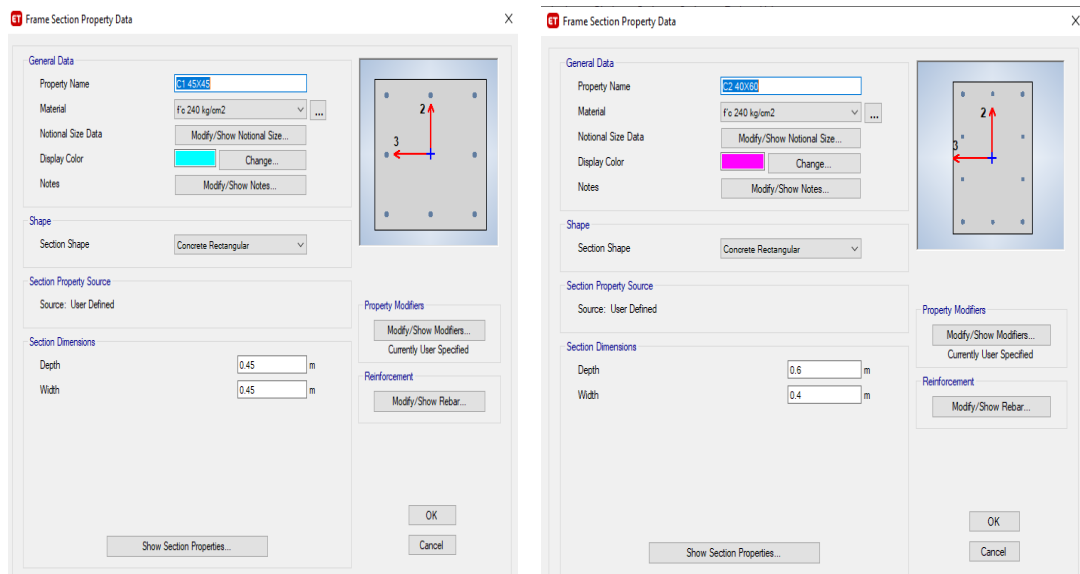
Se define las secciones de las columnas para el modelamiento con sus diferentes dimensiones y armadura, tal como se muestra en la siguiente tabla.

**Tabla 43:** Secciones y áreas de aceros de columnas

Nivel	Sección	Material del acero	Dimensión (cm)	Armadura
Todos los niveles	C 45x45	A615Gr 40	Ancho: 45 Profundidad: 45 Recubrimiento: 3cm	# barras longi. dirección 3 axis: 3 # barras longi. dirección 2 axis: 3 Diámetro: 16 mm Acero transversal: Diámetro: 10 mm
	C 40x60	A615Gr 40	Ancho: 40 Profundidad: 60 Recubrimiento: 3cm	# barras longi. dirección 3 axis: 4 # barras longi. dirección 2 axis: 3 Diámetro: 18 mm – 16 mm Acero transversal: Diámetro: 10 mm

**Fuente:** Planos estructurales GAD parroquia Picaihua

**Figura 46:** Definición de columnas



**Fuente:** ETABS 2018

- **Vigas**

Se define las secciones de las vigas para el modelamiento con sus diferentes dimensiones y armadura, tal como se muestra en la siguiente tabla.

**Tabla 44:** Secciones y áreas de aceros de vigas

Nivel	Sección	Material del acero	Dimensión (cm)	Armadura
Todos los niveles	V 30x40	A615Gr 40	Peralte: 40 Base: 30 Recubrimiento: 2.5 cm	Acero superior: 8.04 cm <sup>2</sup> Acero Inferior: 5.15 cm <sup>2</sup>
	V 35x45	A615Gr 40	Peralte: 45 Base: 35 Recubrimiento: 2.5 cm	Acero superior: 10.65 cm <sup>2</sup> Acero Inferior: 5.34 cm <sup>2</sup>
	V 35x65	A615Gr 40	Peralte: 65 Base: 35 Recubrimiento: 2.5 cm	Acero superior: 16.26 cm <sup>2</sup> Acero Inferior: 7.41 cm <sup>2</sup>

**Fuente:** Planos estructurales GAD parroquia Picaihua

**Figura 47:** Definición de vigas



**Fuente:** ETABS 2018

### 3.1.2.2.1. Inercias agrietadas

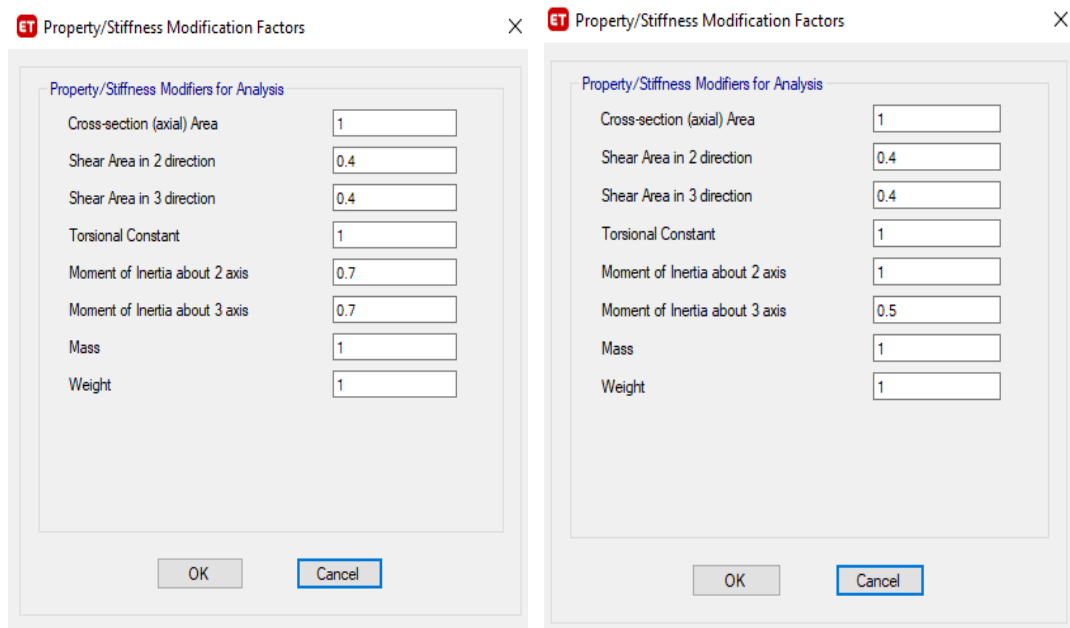
A las secciones de columnas y vigas se las debe agrietar acorde a lo que establece la norma ATC 40 para el análisis no lineal, usando los siguientes valores:

- Columnas: 0.7 (flexión) - 0.4 (corte)
- Vigas: 0.5 (flexión) – 0.4 (corte)

**Figura 48:** Inercias agrietadas en columnas y vigas

(a) Columnas

(b) Vigas

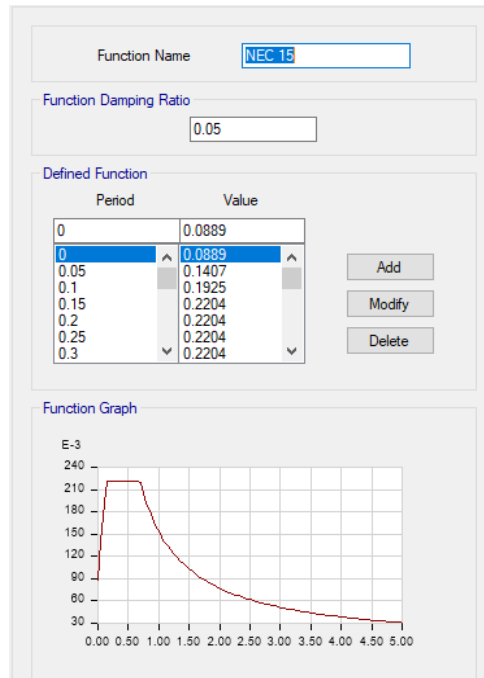


**Fuente:** ETABS 2018

### 3.1.2.3. Definición del Espectro de respuesta sísmica

Se define el espectro de la NEC 2015, realizando el cálculo con los valores propuestos en la norma.

**Figura 49:** Espectro de respuesta sísmica NEC 2015



**Fuente:** ETABS 2018

### 3.1.2.4. Definición del cortante basal estático

El valor del coeficiente de cortante basal se lo determina calculando el periodo de vibración aproximando con el primer método que establece la NEC 2015, usando la siguiente ecuación:

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

Dónde:

**$C_t$ ,  $\alpha$ :** Coeficientes dependientes del tipo de edificación.

**$h_n$ :** Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura.

**Tabla 45:** Parámetros para calcular el período de vibración por el primer método

Tipo de estructura	$C_t$	$\alpha$
<b>Estructuras de acero</b>		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
<b>Pórticos especiales de hormigón armado</b>		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

**Fuente:** NEC-SE-DS 2015

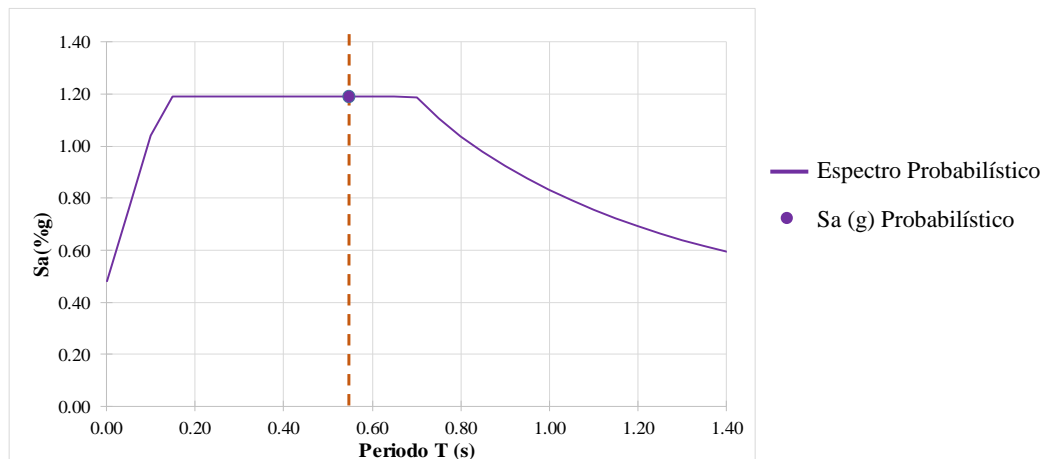
$$T = Ct * hn^\alpha$$

$$T = 0.055 * (12.88)^{0.90}$$

$$T = 0.5486 \text{ s}$$

El periodo fundamental es de 0.5486 segundos, con el mismo se calcula la aceleración mediante la siguiente gráfica para el espectro de la NEC 2015.

**Figura 50:** Aceleración Espectral para el análisis de la Estructura



**Fuente:** Damaris Tenesaca

El valor calculado de aceleración es de 1.1904g, este valor es necesario para el cálculo del cortante basal con la siguiente ecuación:

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

Dónde:

**C**, Coeficiente de reducción

**I**, Factor de importancia

**Sa**, Espectro de respuesta elástica de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración la gravedad g.)

**R**, Factor de reducción

$\phi_P$ , Coeficiente de configuración en planta

$\phi_E$ , Coeficiente de configuración en elevación

### Coeficiente basal

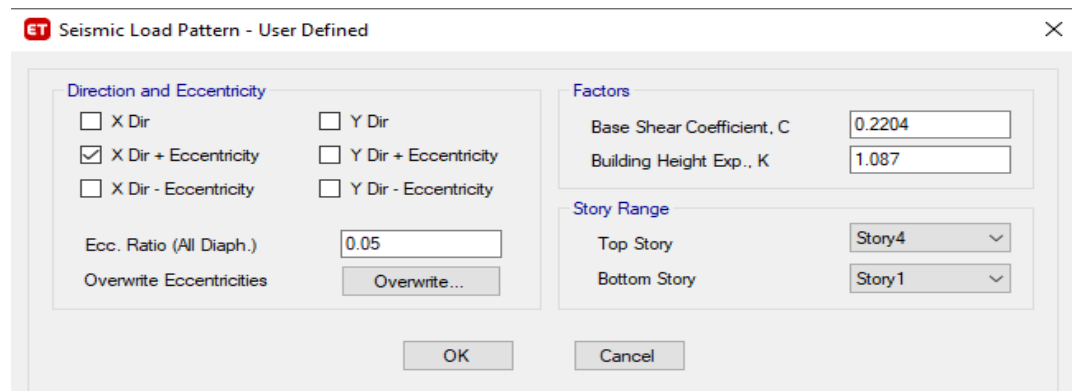
$$C = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi_P * \phi_E}$$

$$C = \frac{1.0 * 1.1904}{6 * 1.0 * 0.9}$$

$$C = 0.2204$$

El valor del coeficiente basal calculado, es ingresado al programa ETABS, dicho valor permite definir la carga sísmica estática.

**Figura 51:** Coeficiente de Corte Basal

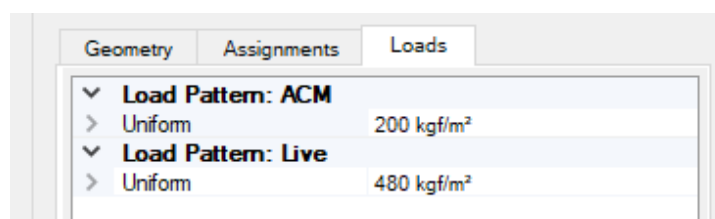


**Fuente:** ETABS 2018

### 3.1.2.5. Asignación de cargas

Se asignaron las cargas que afectan a la estructura, las mismas se asignan en las losas de los diferentes niveles de manera uniforme en cada tablero. las cargas vivas descritas en la tabla 38 y el adicional de carga muerta cuyos valores se describen en la tabla 37.

**Figura 52:** Estados de carga en el N+1.08



**Fuente:** ETABS 2018

### 3.1.2.6. Análisis de resultados

Según la NEC-SE-DS 2015, se deben realizar los chequeos que se describen a continuación, para verificar que el edificio cumpla con un diseño óptimo.

#### 3.1.2.6.1. Período de vibración

Para determinar el periodo de vibración (T) de la de edificación, se usan dos métodos, que se describen a continuación.

- En el método I, su valor se estima a partir de la expresión descrita en la sección 3.1.2.4.
- En el método II, se realiza un análisis lineal que permite calcular dicho valor.

En la siguiente tabla se muestran los valores del periodo de vibración para cada modo. En este chequeo, el valor de T determinado con el método II, no debe ser mayor en un 30% al valor de Ta que se obtiene con el método I.

**Tabla 46:** Período de vibración – método II

Modo	Periodo (s)	UX	UY
1	0.673	3.659E-06	0.7841
2	0.555	0.4629	0.0017
3	0.528	0.3184	0.0022
4	0.200	1.035E-06	0.1347
5	0.161	0.0447	0.0000
6	0.158	0.0918	9.831E-07
7	0.112	3.913E-05	0.0479
8	0.103	0.0162	0.0003
9	0.102	9.903E-06	0.0253
10	0.096	0.0025	0.0001
11	0.083	0.0023	0.0016
12	0.08	0.0612	4.976E-05

**Fuente:** Damaris Tenesaca

**Tabla 47:** Verificación del periodo de vibración de la estructura

Método I (Ta)	0.5486	<b>Ta2 ≤ 1.3Ta1</b>
Método II (Ta)	0.673	<b>SI CUMPLE</b>
1.3*(Ta1)	0.713	

**Fuente:** Damaris Tenesaca

En la tabla 47 se puede observar que la estructura cumple con este chequeo, pues el valor del periodo obtenido mediante el análisis lineal es menor que el 30% del



periodo determinado por el método I. De lo cual se deduce que la edificación es poco flexible y va a generar bajos valores de derivas.

### 3.1.2.6.2. Torsión en Planta

Este chequeo permite comprobar que la estructura en sus dos primeros modos de vibración, tenga movimiento traslacional, debido a que las cargas sísmicas son mayores en los dos primeros modos, por lo tanto, se espera ocurra una mayor disipación de energía. En el tercer modo de vibración se espera sea completamente torsional.

Se calcula el porcentaje de torsión producida en cada modo de vibración, usando la siguiente ecuación, la misma se basa en el porcentaje de masa de la edificación, relacionada con el giro en Z (RZ), el máximo valor de desplazamiento en la dirección X (UX) y Y (UY), para que su comportamiento sea traslacional, la relación debe ser menor del 30%.

$$\%Torsión = \frac{R_z}{\max(U_x; U_y)} * 100$$

$$\%Torsión \leq 30\%(Traslacional)$$

**Tabla 48:** Factores de participación modal

Modo	UX	UY	RZ	%Torsión	
1	3.659E-06	0.7841	0.0039	0.4973	<b>Traslacional</b>
2	0.4629	0.0017	0.3211	69.37	<b>Torsional</b>
3	0.3184	0.0022	0.4643	145.822	<b>Torsional</b>

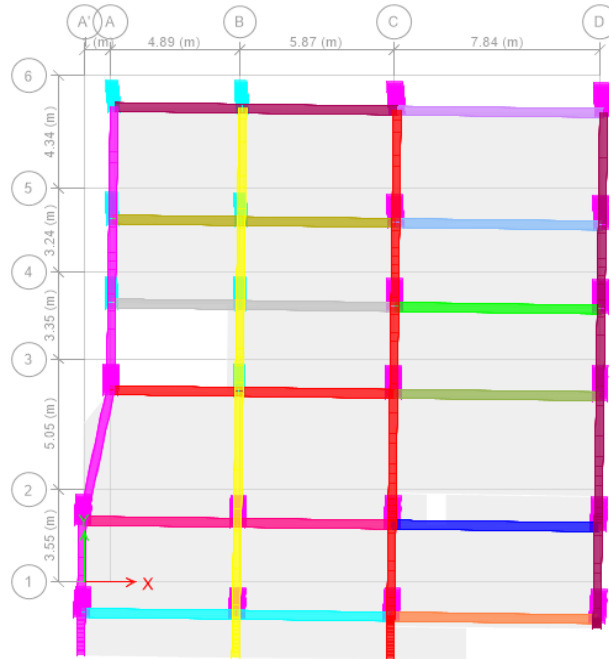
**Fuente:** Damaris Tenesaca

Acorde a la tabla 48, la edificación muestra un comportamiento traslacional en el primer modo de vibración, pues como se puede observar no supera el 30% de la participación rotacional permitida, mientras que en los dos modos de vibración siguientes presenta un comportamiento torsional superando el 30%, por lo tanto, en la estructura se produce torsión en planta.

La figura 51 muestra el comportamiento de la estructura durante el primer modo de vibración. Se puede ver que los elementos del Eje A tienen mayor desplazamiento que los elementos del Eje D, produciendo la torsión de la estructura.

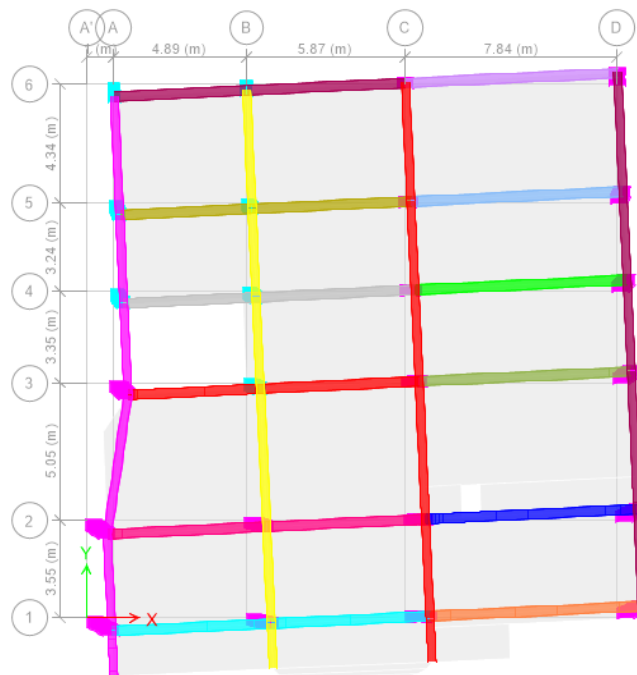
Se debe evitar el comportamiento torsional en los dos primeros modos de vibración, debido a que, durante un evento sísmico, puede provocar grandes daños o incluso el colapso de la estructura.

**Figura 53:** Representación del primer modo de vibración



**Fuente:** ETABS 2018

**Figura 54:** Representación del segundo modo de vibración



**Fuente:** ETABS 2018

### 3.1.2.6.3. Masa acumulada

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS en la sección 6.2.2 manifiesta que, en un análisis dinámico espectral, todos los modos de vibración deben involucrar una participación de la masa modal acumulada de al menos un 90% de la masa total de la estructura, en cada una de sus direcciones horizontales. [2]

**Tabla 49: Masa Acumulada**

Modo	Sum UX	Sum UY
1	3.659E-06	0.7841
2	0.4629	0.7858
3	0.7813	0.7880
4	0.7813	0.9228
5	0.8259	0.9228
6	0.9177	0.9228
7	0.9177	0.9706
8	0.9339	0.9710
9	0.9339	0.9983
10	0.9365	0.9984
11	0.9388	1.0000
12	1.0000	1.0000

**Fuente:** ETABS 2018

En la tabla 49 se observa que para las direcciones X & Y, el 90% de la masa se acumula en el sexto y cuarto modo de vibración respectivamente, en ambos casos se cumple dentro del rango establecido para el análisis.

### 3.1.2.6.4. Cortante Basal Estático Vs Cortante Basal Dinámico

La NEC-SE-DS en su sección 6.2.2 manifiesta que el cortante dinámico total aplicado en la base, determinado mediante el análisis dinámico, no debe ser menor al 80% (en estructuras regulares) o al 85% (en estructuras irregulares) del calculado mediante el método estático. En el caso de que no cumpla, es necesario hacer un ajuste del cortante basal en los resultados obtenidos mediante el análisis dinámico. [2]

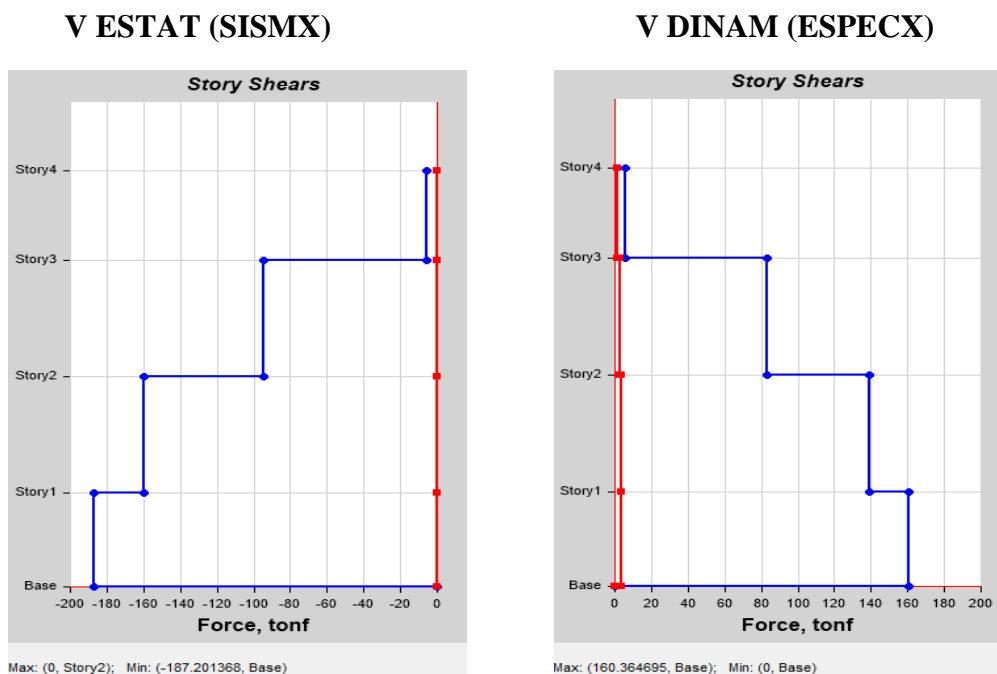
**Tabla 50: Comprobación del Análisis Dinámico según la NEC 2015**

	Cortante (Ton)		%	Observación
	Estático	Dinámico		
<b>Dirección X</b>				
NEC 2015	187.201	160.365	<b>85.66</b>	CUMPLE
<b>Dirección Y</b>				

NEC 2015	187.201	160.003	85.47	CUMPLE
----------	---------	---------	-------	--------

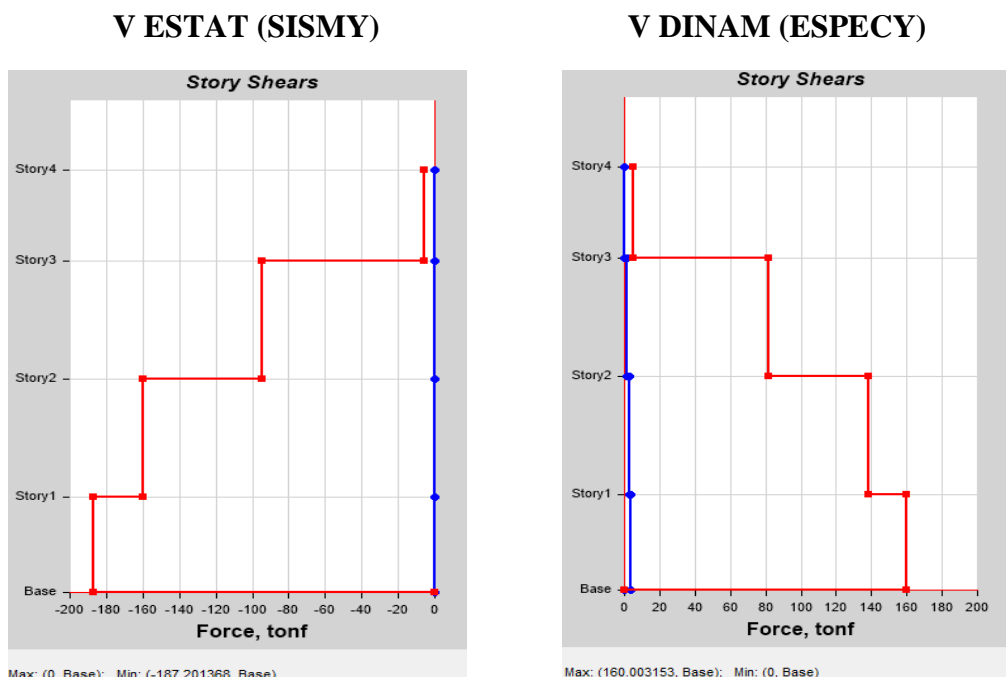
Fuente: Damaris Tenesaca

Figura 55: Cortante basal estático vs cortante basal dinámico en el sentido X



Fuente: ETABS 2018

Figura 56: Cortante basal estático vs cortante basal dinámico en el sentido Y



Fuente: ETABS 2018

Para que el cortante dinámico supere el 85% del cortante estático, se realizó un reajuste del cortante dinámico, el cual consiste en multiplicar la gravedad por un factor de ampliación de 1.13 en la dirección X y un factor de 1.07 en la dirección Y.

Los factores antes mencionados se calculan a partir del porcentaje faltante que requiere el cortante dinámico para cumplir con el 85% (en el caso de estructuras irregulares).

### 3.1.2.6.5. Derivas de piso

Para un correcto control de las deformaciones producidas en la estructura, La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS en la sección 4.2.2, enuncia que la máxima deriva obtenida para cada piso, no debe ser superior a los siguientes límites de las derivas inelásticas:

**Tabla 51:** Valores de  $\Delta_M$  máximos

Estructuras de:	$\Delta_M$ máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructura metálica y de madera	0.02
De mampostería	0.01

**Fuente:** NEC-SE-DS

Para analizar las derivas en cada piso, se usa el valor máximo de la respuesta inelástica en desplazamiento de la estructura, la cual se genera por el sismo de diseño. Se analizan las derivas estáticas y dinámicas para las direcciones X & Y.

Para determinar la máxima deriva inelástica ( $\Delta_M$ ), de cada piso se usa la siguiente ecuación:

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$$

**Dónde:**

$\Delta_M$  = Deriva máxima inelástica.

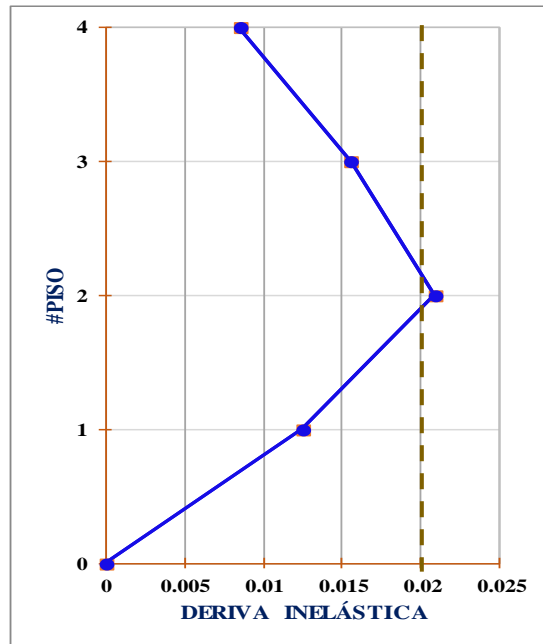
$\Delta_E$  = Desplazamiento producido en la aplicación de fuerzas laterales de diseño reducidas.

**R** = Factor de reducción de resistencia.

### 3.1.2.6.5.1. Derivas por cortante estático

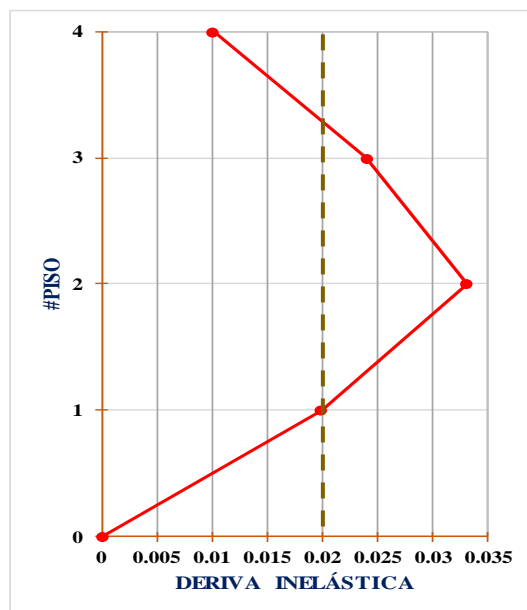
Las siguientes figuras, muestran que las derivas inelásticas producidas por el cortante estático superan el 2% en la dirección X & Y. Alcanzando un valor máximo de 3.31% en el nivel N+4.68 para la dirección Y.

**Figura 57:** Deriva Inelástica por cortante estático en la dirección X



**Fuente:** Damaris Tenesaca

**Figura 58:** Deriva Inelástica por cortante estático en la dirección Y

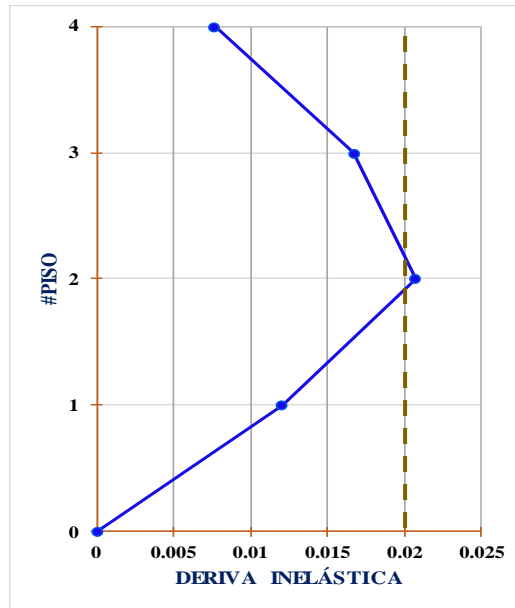


**Fuente:** Damaris Tenesaca

### 3.1.2.6.5.2. Derivas por cortante dinámico

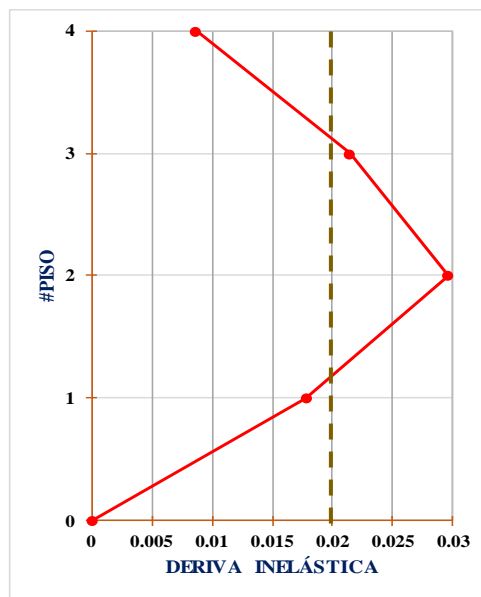
En las siguientes figuras se observan que las derivas inelásticas producidas por el cortante dinámico, superan el 2% en las direcciones X & Y, alcanzando un valor máximo de 2.96% en el nivel N+4.68, en la dirección Y.

**Figura 59:** Deriva Inelástica por cortante dinámico en la dirección X



**Fuente:** Damaris Tenesaca

**Figura 60:** Deriva Inelástica por cortante dinámico en la dirección Y



**Fuente:** Damaris Tenesaca

**Tabla 52:** Derivas elásticas e inelásticas de la estructura reforzada

$\Delta_{EX}$	$\Delta M_X$	% $\Delta M_X$	Comentario
<b><math>\Delta</math> Estático</b>			
<b>Sentido X-X – valor máximo</b>			
0.003479	0.020874	2.09%	<b>NO CUMPLE</b>
<b>Sentido Y-Y – valor máximo</b>			
0.005511	0.033066	3.31%	<b>NO CUMPLE</b>
<b><math>\Delta</math> Dinámico</b>			
<b>Sentido X-X – valor máximo</b>			
0.003449	0.020694	2.07%	<b>NO CUMPLE</b>
<b>Sentido Y-Y – valor máximo</b>			
0.004936	0.029616	2.96%	<b>NO CUMPLE</b>

**Fuente:** Damaris Tenesaca

### 3.1.2.6.6. Chequeo de los elementos estructurales

Después de efectuar los chequeos del modelo de análisis lineal, se realiza la revisión del diseño de los distintos elementos estructurales, con la finalidad de determinar si pueden resistir las solicitaciones, con los requisitos que establece la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Las vigas y columnas son diseñadas de forma que las resistencias de diseño sean iguales o superiores a los efectos de cargas incrementadas, acorde a las combinaciones que se describen a continuación. [2]

- 1.4D
- 1.2D + 1.6L
- 1.2D + 1.0L + 1.0E
- 0.9D + 1.0E

**Dónde:**

**D:** representa la carga muerta

**L:** representa la carga viva

**E:** representa la carga sísmica

Para las inercias agrietadas de vigas y columnas se usaron los valores establecidos en la norma ATC 40.

- Columnas: 0.7 flexión – 0.4 corte.

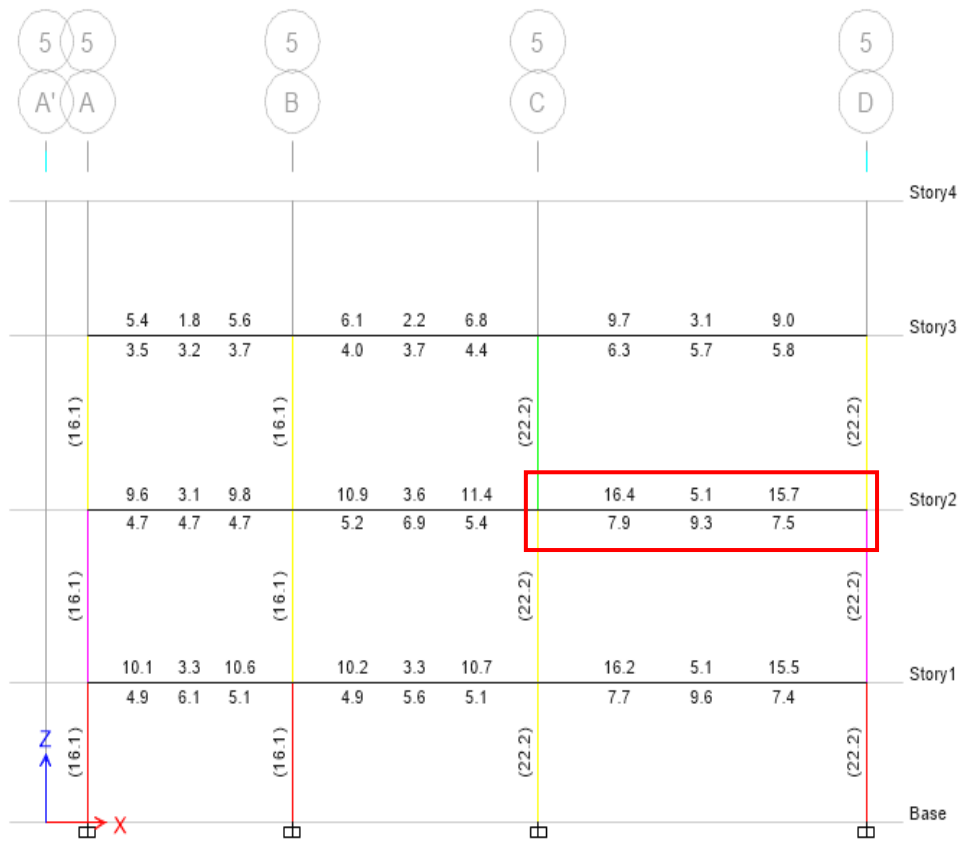


- Vigas: 0.5 flexión – 0.4 corte.

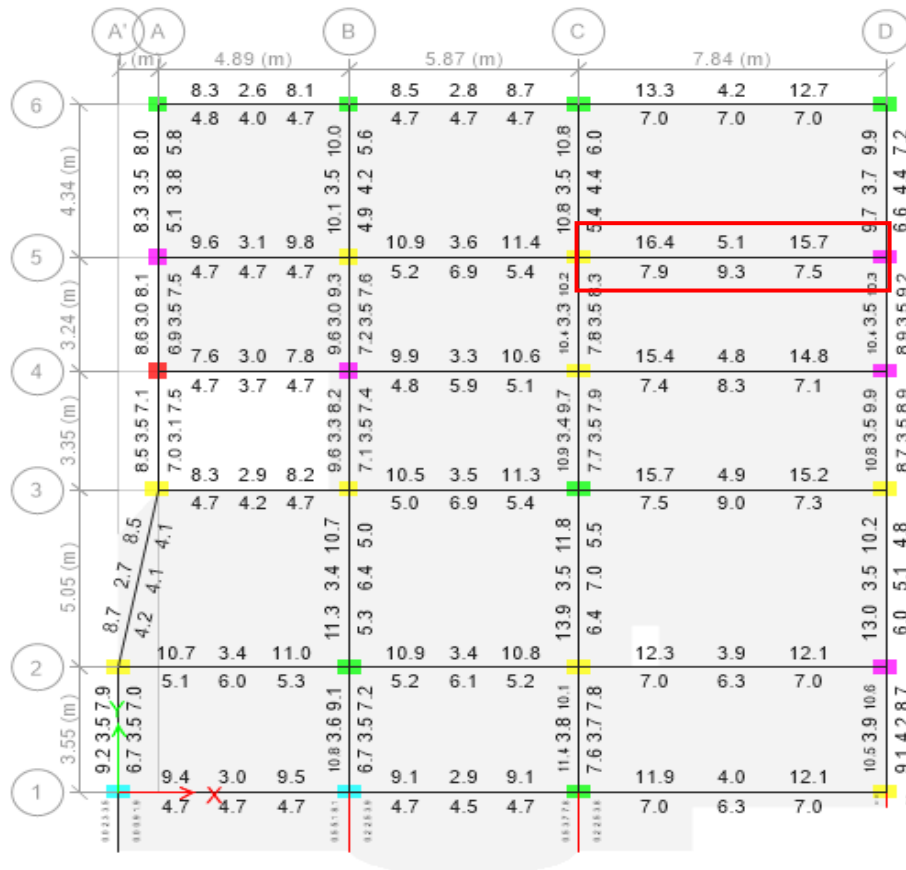
### 3.1.2.6.6.1. Chequeo a flexión de vigas

Para verificar los valores de las combinaciones de carga en las vigas, se selecciona la combinación más desfavorable. Determinando la cuantía del acero requerido para las vigas del pórtico con mayor demanda. En la siguiente figura se muestra la cantidad de acero que se requiere en la parte superior e inferior de las vigas, estos valores se obtienen en el programa ETABS.

**Figura 61:** Área de acero en vigas del pórtico eje 5 - Piso N+4.68 (Mayor demanda)



(a)



(b)

Fuente: ETABS 2018

En la anterior figura, se observa que la mayor demanda de acero se produce en el piso número 2 (N+4.68). La viga con más demanda se ubica entre los ejes C y D, los valores de diseño para esta sección se presentan a continuación:

Tabla 53: Momento de Diseño y refuerzo requerido

	Momento de diseño (-) (ton-m)	Momento de diseño (+) (ton-m)	Refuerzo momento (-) (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo momento (+) (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo mínimo (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo requerido (cm <sup>2</sup> )
Superior (+) (2ejes)	-34.28	-	16.4	0	7	16.4
Inferior (-) (2 ejes)	-	17.14	0	7.9	7	7.9

Fuente: ETABS 2018

Para obtener la cuantía de acero se aplica la siguiente expresión:

$$\rho = \frac{As}{b * d}$$

**Dónde:**

**$\rho$** : cuantía de refuerzo

**$A_s$** : área de refuerzo requerido

**$b$** : base de la viga

**$d$** : distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción

Para obtener el valor “ $d$ ”, se aplica la siguiente fórmula:

$$d = h - r - \phi_{Est} - 1/2\phi_{long}$$

$$d = 65cm - 2.5cm - 1.0cm - (1.6)/2cm$$

$$d = 60.7cm$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

$$\rho = \frac{16.4cm^2}{35cm * 60.7cm}$$

$$\rho = 0.0071 = 0.77\%$$

### Comprobación de los requerimientos para el acero en vigas

En las vigas el refuerzo longitudinal mínimo en tracción no puede ser menor al valor que se obtiene con la siguiente expresión:

$$A_{smin} = \frac{14}{f_y} * b * d$$

$$A_{smin} = \frac{14}{4200kg/cm^2} * 35cm * 60.7cm$$

$$A_{smin} = 7.08 cm^2$$

Para calcular el acero máximo, se verifica que la cuantía de refuerzo no exceda el 50% de la cuantía balanceada ( $\rho_b$ ).

$$\rho_{max} = 0.5\rho_b$$

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \left(\frac{f'_c}{f_y}\right) * \left(\frac{6300}{6300 + f_y}\right)$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left( \frac{f'c - 280}{70} \right)$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left( \frac{240 - 280}{70} \right)$$

$$\beta_1 = 0.88 \cong 0.85$$

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \left( \frac{240}{4200} \right) * \left( \frac{6300}{6300 + 4200} \right)$$

$$\rho_b = 0.0248$$

$$\rho_{max} = 0.5(0.0248)$$

$$\rho_{max} = 0.0124 = 1.24\%$$

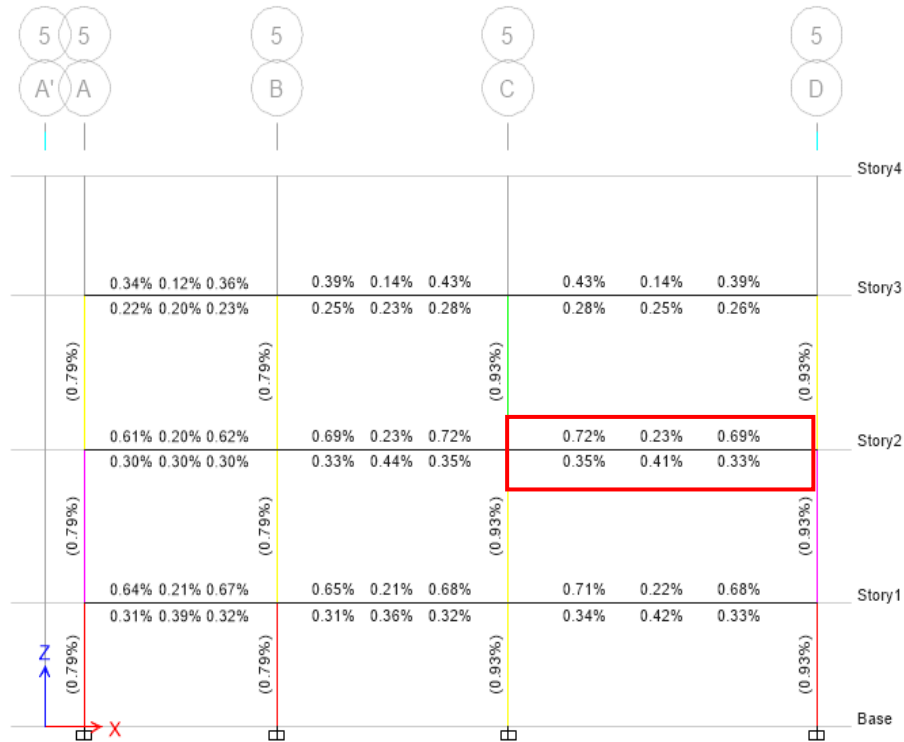
$$A_{smax} = \rho_{max} * b * d$$

$$A_{smax} = 0.0124 * 35cm * 60.7cm$$

$$A_{smax} = 26.34cm^2$$

El acero que se requiere para el presente diseño es de 16.4 cm<sup>2</sup>, este valor es menor al máximo admitido de 26.34 cm<sup>2</sup>. Las cuantías que se muestran en la figura 59, están en el rango 0.35% - 0.72%, las mismas son menores a la cuantía máxima permitida de 1.24%. De los valores determinados anteriormente se deduce que las vigas presentan un diseño óptimo, y sus elementos son capaces de resistir las sollicitaciones de la estructura.

**Figura 62:** Cuantía de acero en las vigas



Fuente: ETABS 2018

### 3.1.2.6.6.2. Chequeo a corte en vigas

Los valores del diseño a corte para la viga con mayor demanda, se presenta a continuación:

**Tabla 54:** Resumen del diseño a corte en la viga

Cortante / Torsión para $V_{u2}$ y $T_u$				
Refuerzo $A_{vs}$ (cm <sup>2</sup> /m)	Diseño $V_{u2}$ (Ton)	Diseño $T_u$ (Ton-m)	Diseño $M_{u3}$ (Ton-m)	Diseño $P_u$ (Ton)
0.061	24.47	0.06	-34.28	0
Fuerzas de diseño				
Factorizado $V_{u2}$ (Ton)	Factorizado $M_{u3}$ (Ton)	Diseño $V_{u2}$ (Ton)	Capacidad $V_p$ (Ton)	Gravedad $V_g$ (Ton)
18.70	-34.28	24.47	10.3	14.17

Fuentes: ETABS 2018

Los datos obtenidos anteriormente se verifican que cumplan con el acero mínimo requerido, usando la siguiente expresión según la norma ACI 318-14.

$$A_{vmin} = 0.0625 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{fy} \geq 0.35 * \frac{b * s}{fy}$$

$$A_{vmin} = 0.0625 * \sqrt{240kg/cm^2} * \frac{35cm * 10cm}{4200 kg/cm^2} \geq 0.35 * \frac{35cm * 10cm}{4200 kg/cm^2}$$

$$A_{vmin} = 0.0807 \geq 0.0292$$

$$A_{vcalc} \geq A_{vmin}$$

$$0.061 < 0.0807$$

El acero calculado es menor que el acero mínimo, por lo tanto, el requerimiento a corte cumple con la norma.

### 3.1.2.6.6.3. Chequeo de torsión en viga

Se puede despreciar los efectos de la torsión cuando se presenta el siguiente caso:

$$T_u < \phi T_{th}$$

**Dónde:**

$T_u$ : resistencia a la torsión en condiciones últimas

$\phi$ : factor de reducción

$T_{th}$ : umbral de torsión

$T_{cr}$ : torsión de fisuración

$A_o$ : área total encerrada por la trayectoria del flujo del cortante torsional

$P_h$ : perímetro exterior de la sección transversal de hormigón [36]

**Tabla 55:** Resultados de torsión en la viga

Fuerza y refuerzo de torsión				
$T_u$ (Ton-m)	$\phi T_{th}$ (Ton-m)	$\phi T_{cr}$ (Ton-m)	Área $A_o$ (m <sup>2</sup> )	Perímetro $P_h$ (m)
0.06	0.80	3.19	0.1245	1.6444

**Fuente:** ETABS 2018

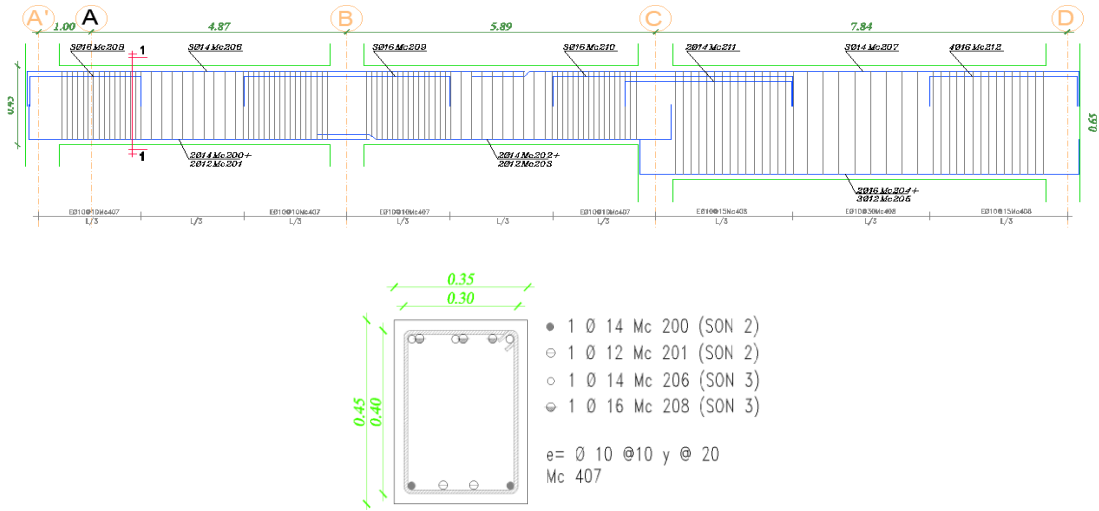
**Verificar:**

$$T_u < \phi T_{th}$$

$$0.06 \text{ ton} - m < 0.80 \text{ ton} - m$$

**Nota:** no se requiere armadura, debido a que se desprecian los efectos de torsión.

**Figura 63: Detalle de la viga**



**Fuente:** Planos estructurales GAD Picaihua

### 3.1.2.6.6.4. Chequeo a Flexo – Compresión en columnas

El análisis y chequeo de las columnas se realiza eligiendo el pórtico con mayor demanda en la estructura, el cual es el pórtico 2, es importante tomar en cuenta que los elementos marcados con color rojo presentan problemas y requieren un análisis.

Lo valores de la siguiente tabla pertenecen a la columna con mayor demanda, la misma se ubica en el eje D2.

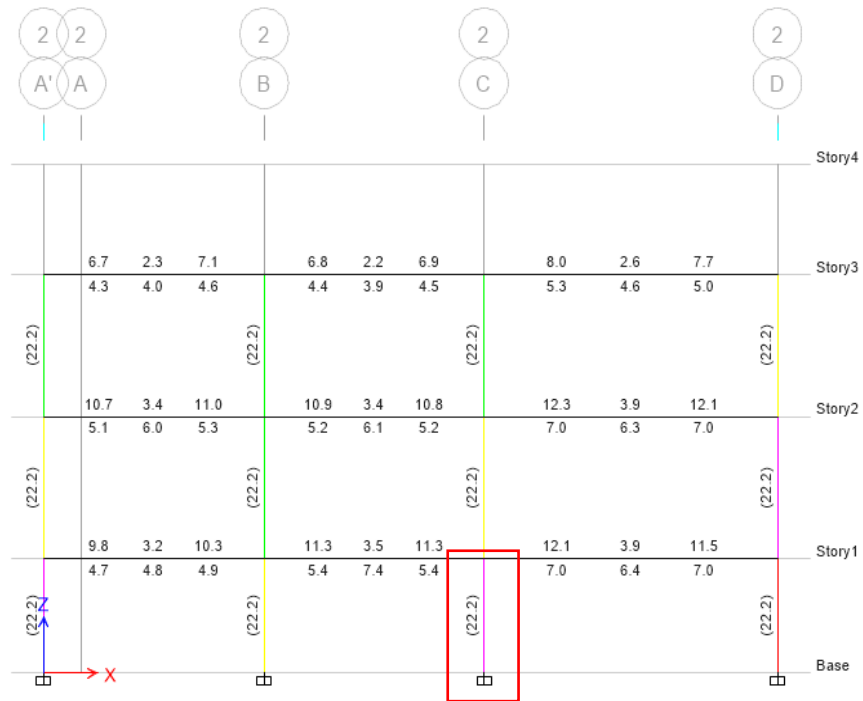
**Tabla 56:** Resumen del diseño de la columna

Detalles de la columna						
Nivel	#Elemento	Sección	Longitud (m)	b (m)	h (m)	dc (m)
N+1.08	C16	C 40x60	2.90	0.4	0.6	0.049
Fuerza de diseño y Momento de diseño biaxial para $P_w, M_{u2}, M_{u3}$						
Diseño $P_u$ (ton)	Diseño $M_{u2}$ (ton-m)	Diseño $M_{u3}$ (ton-m)	Mínimo $M_2$ (ton-m)	Mínimo $M_3$ (ton-m)	Porcentaje de acero (%)	Relación de capacidad
42.61	-18.17	-2.95	1.16	1.42	0.93	0.901

**Fuente:** ETABS 2018

Los siguientes valores de acero de refuerzo longitudinal ( $\text{cm}^2$ ), corresponden al pórtico con más alta demanda.

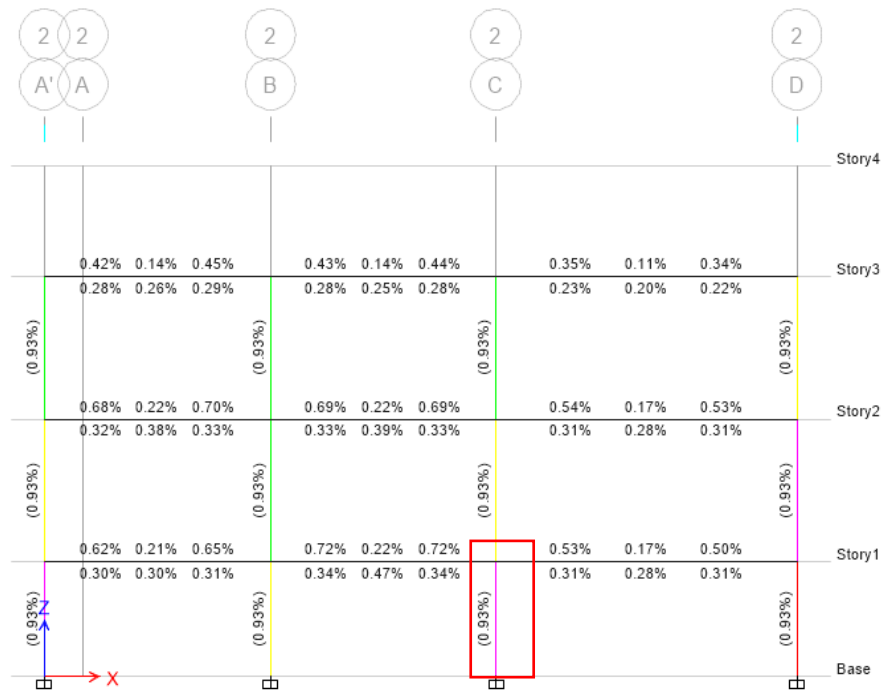
**Figura 64:** Acero de Refuerzo longitudinal en columnas



**Fuente:** ETABS 2018

A continuación, se pueden observar los porcentajes de cuantías del acero en columnas:

**Figura 65:** Cuantía para el diseño a flexo – compresión en columnas



**Fuente:** ETABS 2018



La cuantía del refuerzo debe cumplir con el requisito que enuncia la norma NEC-SE-HM en el número 4.3.3.

$$0.01 \leq \frac{\rho_g}{A_g} \leq 0.03$$

**Dónde:**

$\rho_g$ : área de refuerzo longitudinal

$A_g$ : área de la sección

$$0.01 \leq \frac{22.2cm^2}{40cm * 60cm} \leq 0.03$$

$$0.01 \leq 0.0093 \leq 0.03$$

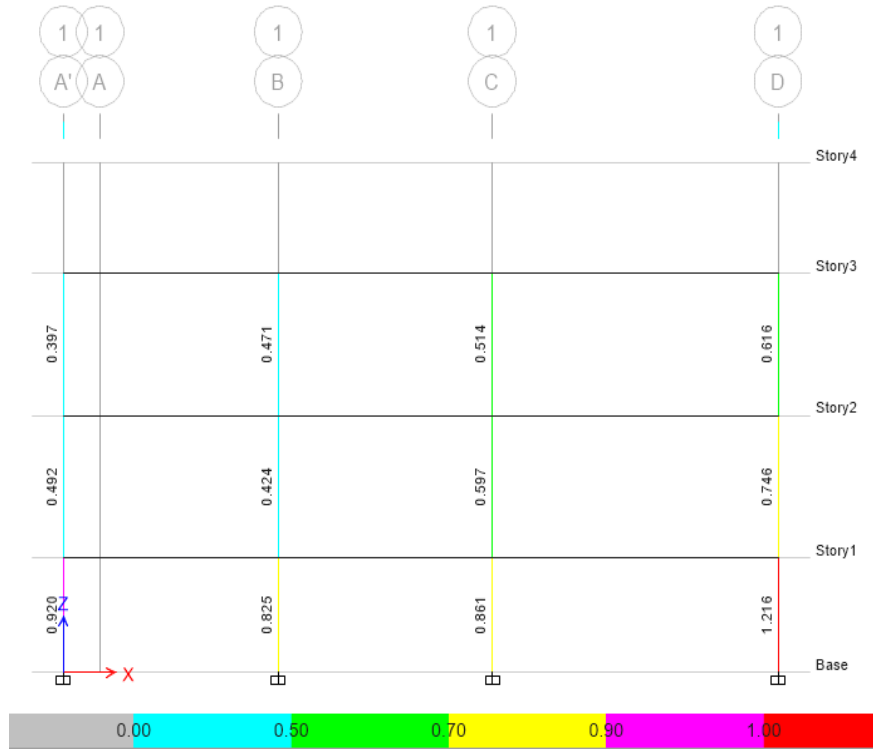
**No cumple**

La cuantía del refuerzo longitudinal debe estar en el rango de 1% al 3% del área total de la sección. El límite inferior indica las deformaciones dependientes del tiempo, el límite superior impide el comportamiento frágil de las secciones para evitar el exceso de acero.

#### **3.1.2.6.6.5. Chequeo de la Demanda / Capacidad en las columnas**

En las siguientes gráficas las columnas que tienen color rojo se deben a que no cumplen con la demanda de carga de la estructura, esto quiere decir que la relación de la capacidad supera el límite. A continuación, se analiza el índice de capacidad:

**Figura 66:** Demanda / Capacidad del eje 1



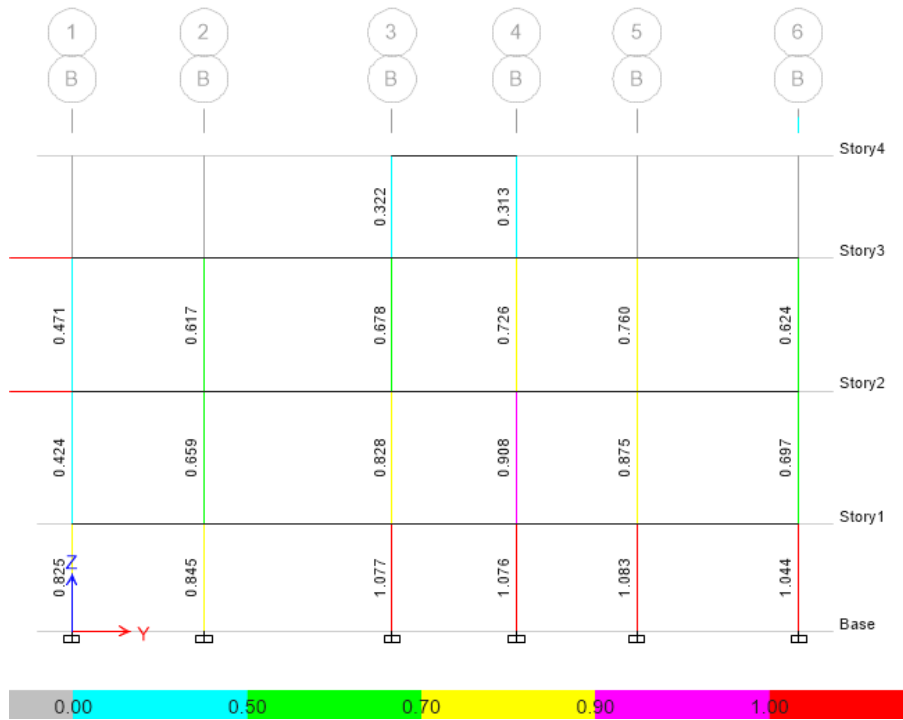
**Fuente:** ETABS 2018

**Figura 67:** Demanda / Capacidad del eje 3



**Fuente:** ETABS 2018

**Figura 68:** Demanda / Capacidad del eje B



Fuente: ETABS 2018

**Figura 69:** Demanda / Capacidad del eje C



Fuente: ETABS 2018

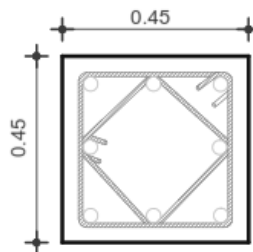
Una vez verificada la Demanda / Capacidad en todas las columnas, se puede observar que fallan elementos del subsuelo, pues la relación de capacidad excede el límite, presentando un valor superior a 1, este es el caso de la columna del eje D1, cuyo valor es de 1.216, requiriendo un 22% adicional de capacidad para cumplir con la demanda, las secciones transversales de estas columnas no son suficientes para satisfacer la demanda de la estructura.

### 3.1.2.6.7. Diagrama de Interacción

Los diagramas de iteración permiten representar la combinación de momentos y carga axial actuante, los cuales son causantes del fallo de la columna, este diagrama ayuda a comprobar si las cargas aplicadas van a ser soportadas de forma correcta.

Las columnas se analizan bajo el diagrama de interacciones para cada combinación de carga, se usa la curva reducida de interacciones donde se aplican los factores de reducción acorde a la carga, las cargas localizadas dentro del diagrama de interacción son las cargas que la columna puede soportar.

**Figura 70:** Sección de la columna (45x45) cm



**Fuente:** Damaris Tenesaca

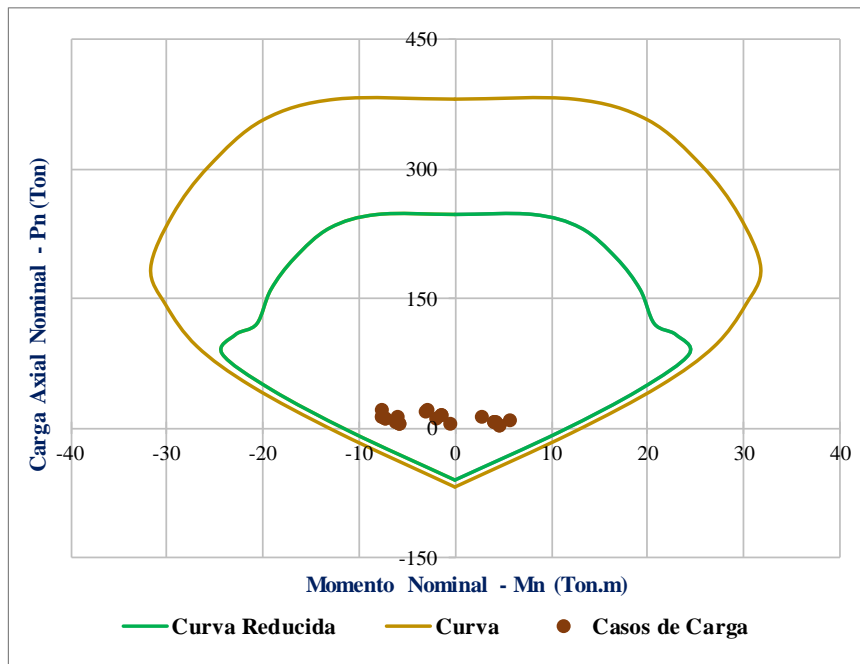
**Tabla 57:** Carga y Momentos Resistentes C1(45x45) cm

Casos de Carga	P	M X-X	M Y-Y
	Tonf	tonf-m	tonf-m
1.4D	14.92	-1.57	0.70
1.2D + 1.6L	17.77	-3.19	1.57
1.2D + L + Ex	12.13	2.64	1.89
1.2D + L - Ex	19.51	-7.64	0.56
1.2D + L + Ey	20.56	-2.92	8.15
1.2D + L - Ey	11.24	-2.08	-5.74
0.9D + Ex	5.99	4.14	1.13
0.9D - Ex	13.2	-6.15	-0.38
0.9D + Ey	14.25	-1.43	7.39

0.9D – Ey	4.93	-0.59	-6.49
Dinam1.2D + L + Ex Max	12.94	-7.78	4.85
Dinam1.2D + L + Ex Min	11.1	5.03	-2.56
Dinam1.2D + L – Ex Max	12.94	-7.78	4.85
Dinam1.2D + L – Ex Min	11.1	5.03	-2.56
Dinam1.2D + L + Ey Max	10.20	-7.44	7.51
Dinam1.2D + L + Ey Min	8.36	5.53	-3.48
Dinam1.2D + L – Ey Max	10.20	-7.44	7.51
Dinam1.2D + L – Ey Min	8.36	5.53	-3.48
Dinam0.9D + Ex Max	6.63	-6.29	4.09
Dinam0.9D + Ex Min	5.25	4.04	-1.89
Dinam0.9D – Ex Max	6.63	-6.29	4.09
Dinam0.9D – Ex Min	5.25	4.04	-1.89
Dinam0.9D + Ey Max	3.89	-5.95	6.75
Dinam0.9D + Ey Min	2.51	4.54	-2.82
Dinam0.9D – Ey Max	3.89	-5.95	6.75
Dinam0.9D – Ey Min	2.51	4.54	-2.82

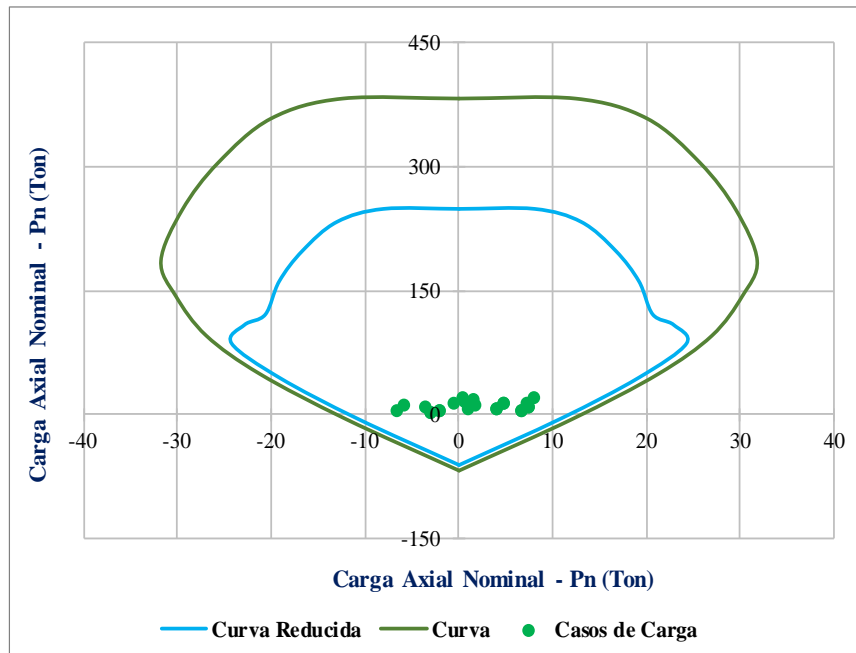
Fuente: ETABS 2018

Figura 71: Diagrama de Interacción C1(45X45) cm – sentido X-X



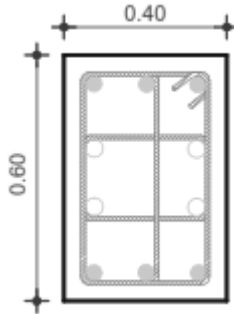
Fuente: Damaris Tenesaca

**Figura 72:** Diagrama de Interacción C1(45X45) cm – sentido Y-Y



**Fuente:** Damaris Tenesaca

**Figura 73:** Sección de la columna (40x60) cm



**Fuente:** Damaris Tenesaca

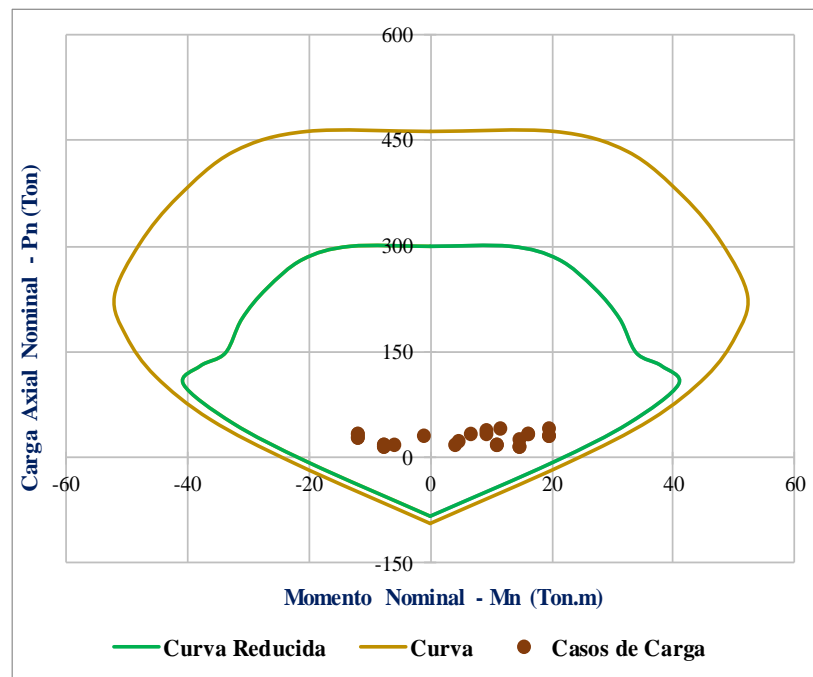
**Tabla 58:** Carga y Momentos Resistentes C2(40x60) cm

Casos de Carga	P	M X-X	M Y-Y
	tonf	tonf-m	tonf-m
1.4D	31.54	6.49	-0.86
1.2D + 1.6L	40.42	11.39	-1.10
1.2D + L + Ex	39.65	19.52	-1.08
1.2D + L – Ex	31.14	-1.11	-0.85
1.2D + L + Ey	37.77	9.04	10.44
1.2D + L – Ey	33.02	9.02	-11.94
0.9D + Ex	24.53	14.49	-0.67
0.9D – Ex	16.02	-6.14	-0.44

0.9D + Ey	22.65	4.36	10.82
0.9D - Ey	17.90	3.98	-11.57
Dinam1.2D + L + Ex Max	30.63	19.43	-6.86
Dinam1.2D + L + Ex Min	28.59	-12.13	3.54
Dinam1.2D + L - Ex Max	30.63	19.43	-6.86
Dinam1.2D + L - Ex Min	28.59	-12.13	3.54
Dinam1.2D + L + Ey Max	33.30	15.85	-13.86
Dinam1.2D + L + Ey Min	31.25	-12.03	8.36
Dinam1.2D + L - Ey Max	33.30	15.85	-13.86
Dinam1.2D + L - Ey Min	31.25	-12.03	8.36
Dinam0.9D + Ex Max	15.51	14.39	-6.49
Dinam0.9D + Ex Min	13.98	-7.91	3.30
Dinam0.9D - Ex Max	15.51	14.39	-6.49
Dinam0.9D - Ex Min	13.98	-7.91	3.30
Dinam0.9D + Ey Max	18.17	10.82	-13.48
Dinam0.9D + Ey Min	16.64	-7.81	8.12
Dinam0.9D - Ey Max	18.17	10.82	-13.48
Dinam0.9D - Ey Min	16.64	-7.81	8.12

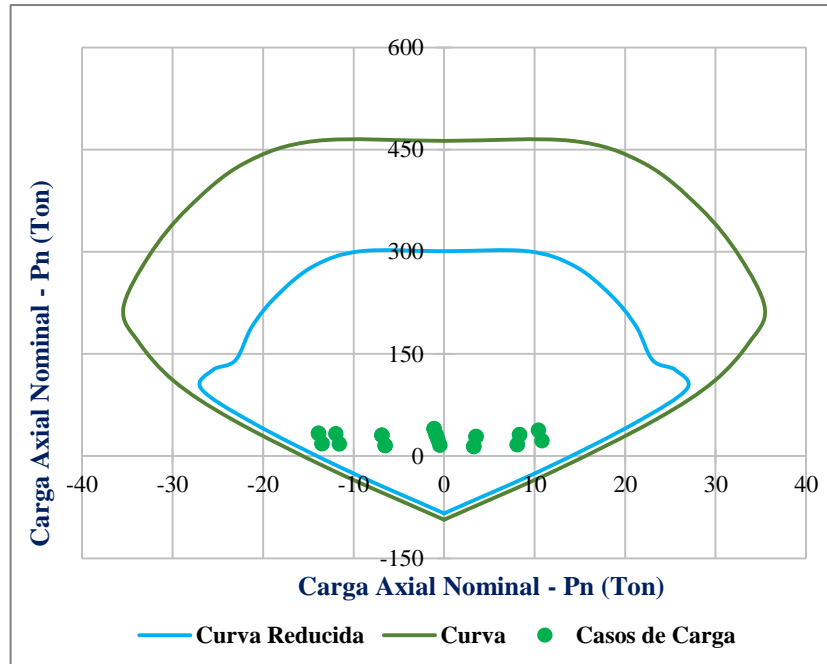
Fuente: ETABS 2018

Figura 74: Diagrama de Interacción C2(40X60) cm – sentido X-X



Fuente: Damaris Tenesaca

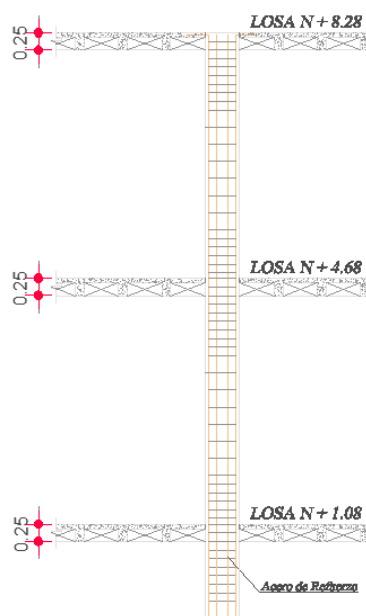
**Figura 75:** Diagrama de Interacción C2(40X60) cm – sentido Y-Y



**Fuente:** Damaris Tenesaca

En las gráficas anteriores se puede observar que los valores de carga axial y momentos obtenidos de las combinaciones de carga, se ubican dentro de las curvas de los diagramas de interacción, por ende, la columna es capaz de resistir las solicitaciones y no requiere de reforzamiento adicional.

**Figura 76:** Detalle de Columna tipo



**Fuente:** Planos - GAD parroquia Picaihua



### 3.1.3. Análisis Estático no lineal

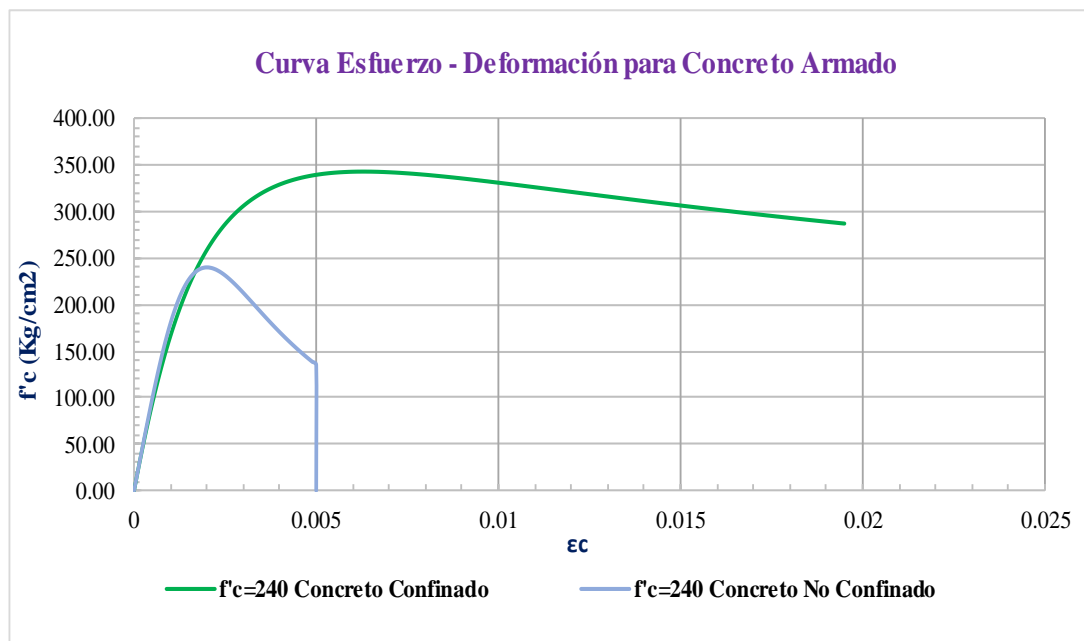
El análisis estático no lineal tiene como fin obtener la curva de capacidad de la estructura y establecer el punto de desempeño para diferentes niveles de amenaza sísmica, los mismos son establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción. El punto de desempeño se determina basado en la metodología de la lineación equivalente que describe la Norma FEMA 440.

#### 3.1.3.1. Modelos de comportamiento para los materiales

El modelo de Mander, se usa para describir el comportamiento del concreto confinado, el mismo depende del confinamiento del acero transversal de elementos estructurales tales como columnas y vigas.

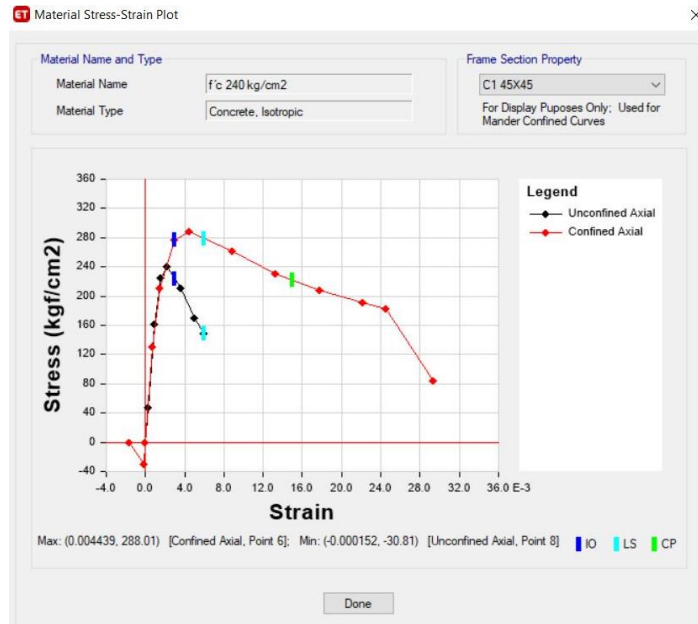
En la siguiente figura se muestra el diagrama “esfuerzo-deformación”, con una resistencia a la compresión de  $240 \text{ kg/cm}^2$ .

**Figura 77:** Modelo de Mander para hormigón confinado y no confinado



**Fuente:** Damaris Tenesaca

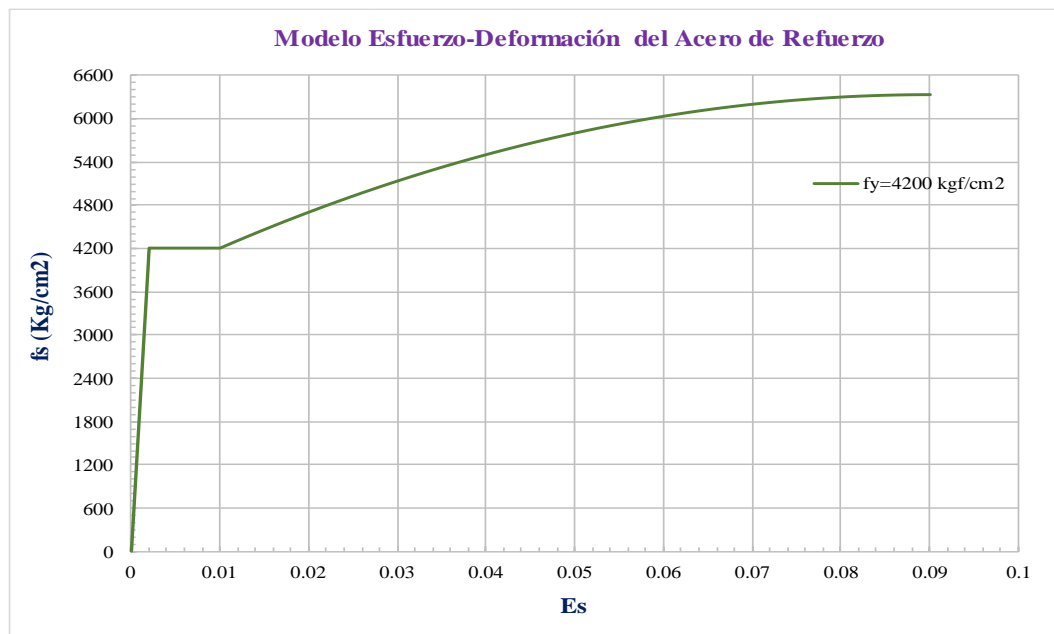
**Figura 78:** Modelo de Mander, esfuerzo – deformación del hormigón



**Fuente:** ETABS 2018

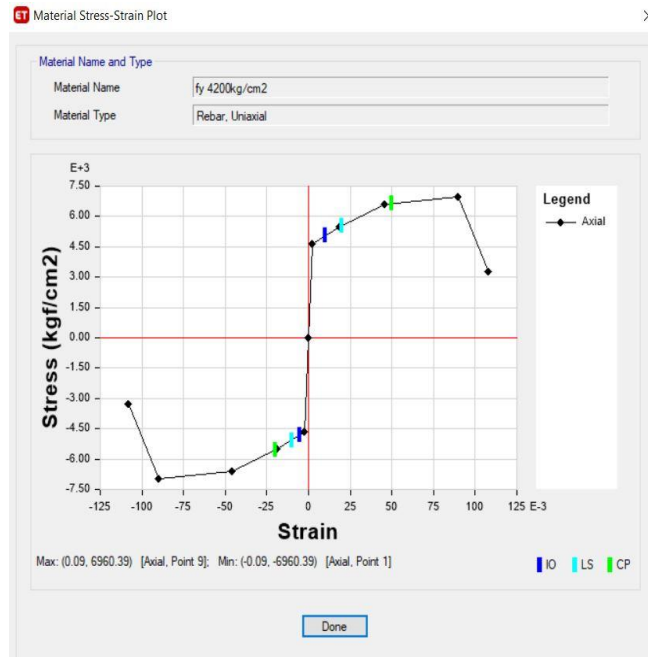
Para describir el comportamiento no lineal del acero se usa el modelo de Park (1975), a continuación, se presenta el diagrama esfuerzo – deformación del acero con una resistencia a la fluencia de  $4200 \text{ kg/cm}^2$

**Figura 79:** Diagrama de esfuerzo – deformación del acero (Park)



**Fuente:** Damaris Tenesaca

**Figura 80:** Modelo de esfuerzo – deformación del acero (Park)



**Fuente:** ETABS 2018

### 3.1.3.2. Asignación de Rótulas Plásticas

Las rótulas plásticas se asignan a los elementos que resisten la carga lateral, en sus extremos donde puede ocurrir la fluencia.

#### 3.1.3.2.1. Cálculo de longitud de las rótulas plásticas

Las rótulas plásticas permiten determinar la capacidad de cada elemento estructural, por lo tanto, se debe definir el modelo de fibras considerando como va a trabajar cada elemento.

Para el cálculo de la longitud de rotula plástica se utilizará la siguiente expresión tanto para vigas y columnas, según la propuesta por Paulay y Priestley en 1992:

Las rotulas plásticas se ubicarán en la cara del apoyo para vigas y columnas, la longitud de las rotulas plásticas para vigas y columnas, se calcula usando la expresión propuesta por Paulay y Priestley en el año 1992:

$$L_p = 2(0.022 * d_b * f_{yd})$$

Donde;

$d_b$ : diámetro menor del refuerzo longitudinal principal a flexión (m)

$f_{yd}$ : esfuerzo a fluencia del acero (Mpa)

En la siguiente Tabla se muestran los valores para cada eje, los mismos son ingresados en el software ETABS 2018.

- **Rótula plástica para las vigas**

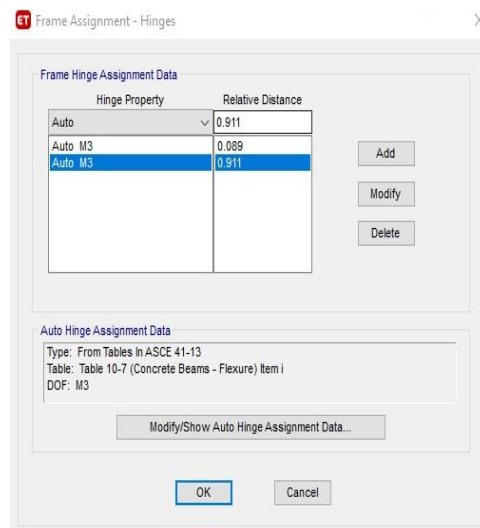
**Tabla 59:** Longitud de la rótula plástica en vigas

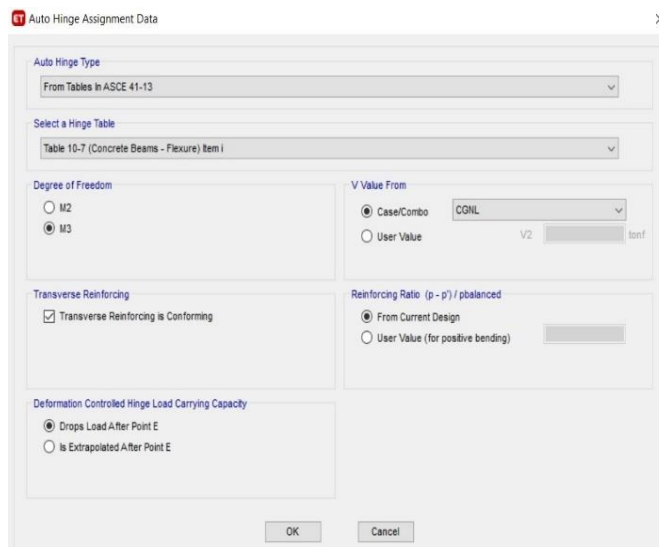
Vigas – sentido X-X				
Ubicación	Distancia entre ejes (m)	Lp (m)	Li %	Lj %
Eje A'-B	5.89	0.225	0.089	0.911
Eje A-B	4.89	0.225	0.092	0.908
Eje B-C	5.87	0.225	0.089	0.911
Eje C-D	7.84	0.325	0.080	0.920
Vigas – sentido Y-Y				
Eje 1-volados	1.67	0.200	0.299	0.701
Eje 1-2	3.55	0.200	0.141	0.859
Eje 2-3	5.05	0.200	0.099	0.901
Eje 3-4	3.35	0.200	0.149	0.851
Eje 4-5	3.24	0.200	0.154	0.846
Eje 5-6	4.34	0.200	0.115	0.885

**Fuente:** Damaris Tenesaca

Para definir las rótulas plásticas en vigas se usa la tabla 10-7 del ASCE 41-13, al elemento se lo considera que trabaja a flexión M3. El cortante se calcula en base a la carga gravitacional no lineal.

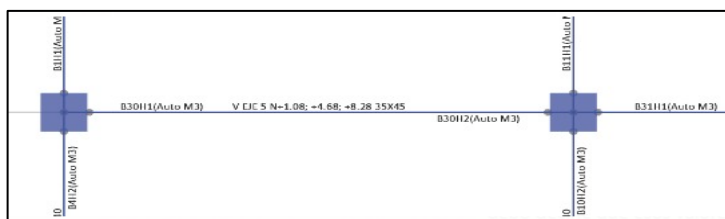
**Figura 81:** Asignación de rótulas plásticas en las vigas





Fuente: ETABS 2018

Figura 82: Representación de la rótula plástica



Fuente: ETABS 2018

- Rótula plástica para las columnas

Tabla 60: Longitud de la rótula plástica en columnas

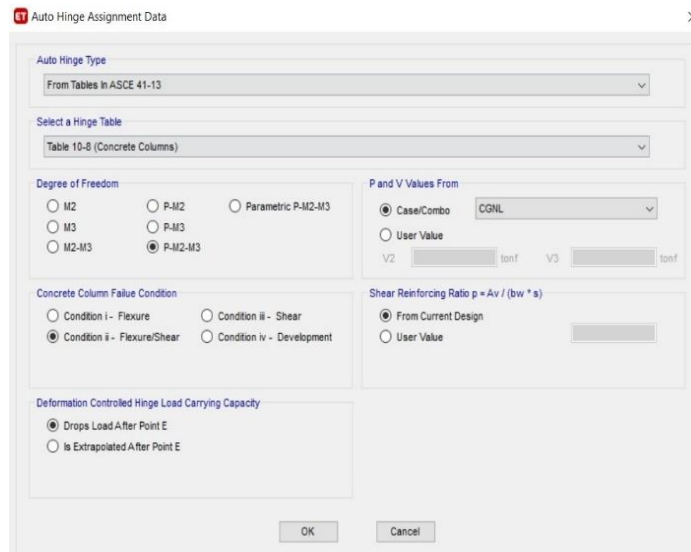
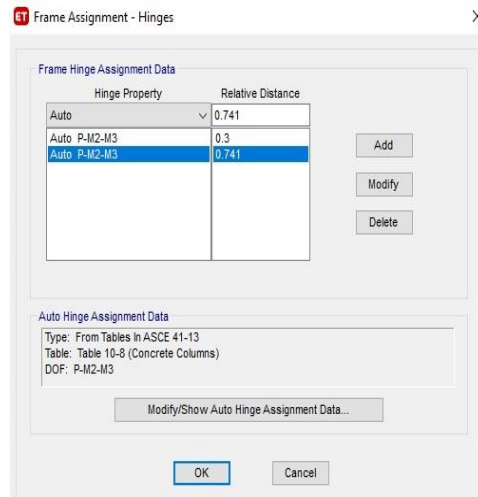
Columnas – sentido X-X			
Altura de entrespacio (m)	Lp (m)	Li %	Lj %
2.90	0.300	0.300	0.741
3.60	0.300	0.300	0.792
2.78	0.300	0.300	0.730
Columnas – sentido Y-Y			
2.90	0.300	0.300	0.759
3.60	0.300	0.300	0.806
2.78	0.300	0.300	0.748

Fuente: Damaris Tenesaca

Para definir las rótulas plásticas en columnas se usa la tabla 10-8 del ASCE 41-13, al elemento se considera que trabaja a flexo-compresión P2-P3, se asigna la condición

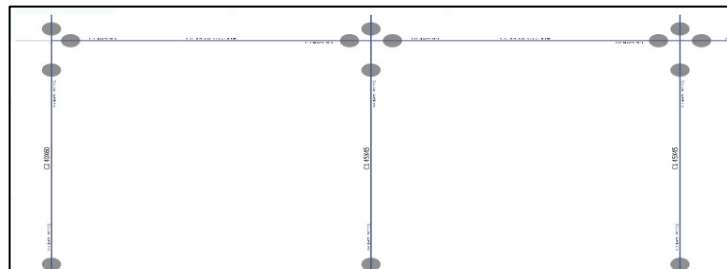
ii con la posibilidad de falla a corte. El cortante es calculado a partir de la carga gravitacional no lineal.

**Figura 83:** Asignación de rótulas plásticas en columnas



**Fuente:** ETABS 2018

**Figura 84:** Representación de la rótula plástica



**Fuente:** ETABS 2018

### 3.1.3.3. Niveles de Amenaza sísmica

Para evaluar el desempeño de la estructura se definen los niveles de amenaza sísmica, estos son representados como espectros de la NEC 2015.

A los sismos se los clasifica acorde a los niveles de peligro y periodo medio de retorno, tal como se muestra en la siguiente tabla:

**Tabla 61:** Niveles de amenaza sísmica

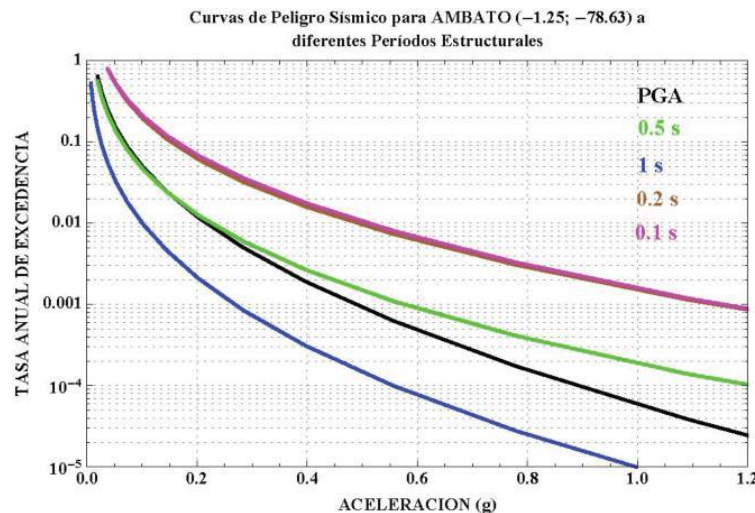
Nivel de sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de retorno "Tr" (años)	Tasa de excedencia (1/Tr)	PGA Rock AMBATO
<b>Frecuente</b>	50%	72	0.013889	0.20
<b>Ocasional</b>	20%	225	0.004444	0.31
<b>Raro (diseño)</b>	10%	475	0.002105	0.40
<b>Muy Raro</b>	2%	2500	0.000400	0.65

**Fuente:** NEC-SE-DS 2015

Los espectros para los diferentes niveles de amenaza sísmica se obtienen mediante las curvas de peligro sísmico probabilista para Ambato, los mismos se especifican en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, capítulo de peligro sísmico (NEC-SE-DS), la curva hace una relación entre la aceleración sísmica y la tasa anual de excedencia.

La siguiente figura muestra las curvas de peligro sísmico para Ambato.

**Figura 85:** Curvas de peligro sísmico para Ambato



**Fuente:** NEC-SE-DS 2015

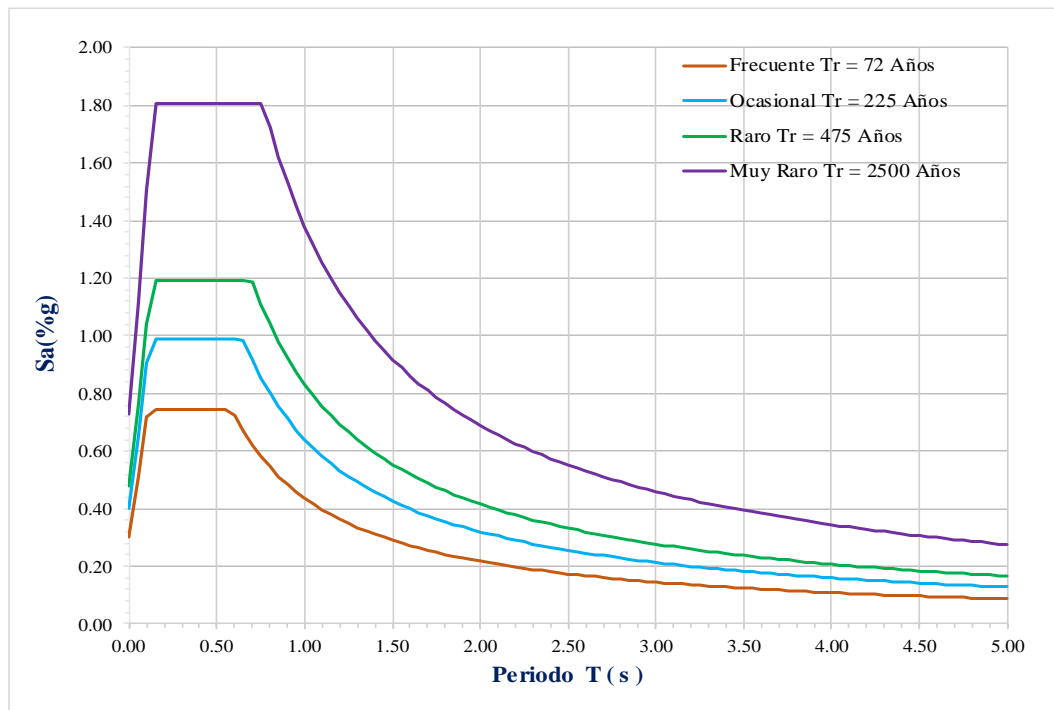
La obtención de los factores de sitio en cada nivel de amenaza sísmica se realiza acorde al procedimiento de interpolación de los valores presentes en las tablas de la sección 3.2.2 de la NEC-SE-DS, con el valor de la aceleración, que depende del tipo de perfil del suelo. A continuación, se muestran los valores obtenidos, para calcular el espectro y gráfico de los mismos.

**Tabla 62:** Factores para los diferentes niveles de sismos

Nivel de sismo	Suelo	n	Z	Factores de sitio		
				fa	fd	fs
Frecuente	D	2.48	0.20	1.500	1.535	1.040
Ocasional		2.48	0.31	1.290	1.344	1.126
Raro		2.48	0.40	1.200	1.190	1.280
Muy Raro		2.48	0.65	1.120	1.110	1.400

**Fuente:** Damaris Tenesaca

**Figura 86:** Espectros elásticos de los diferentes niveles de amenaza sísmica



**Fuente:** Damaris Tenesaca

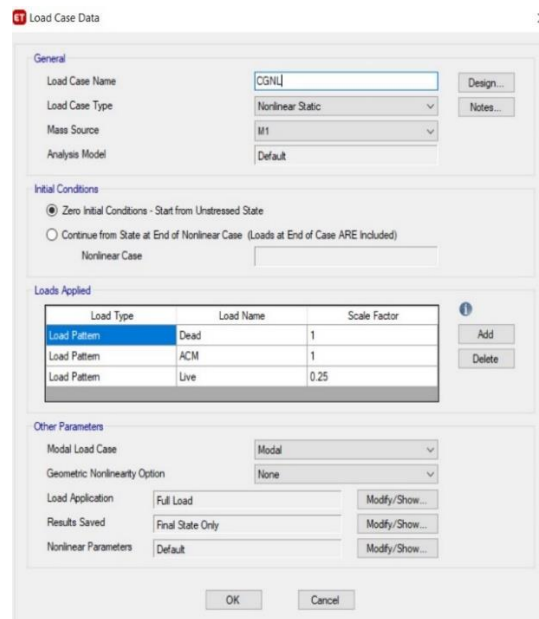
Los valores mostrados en la tabla 62, se ingresan al programa ETABS para determinar los espectros correspondientes a los diferentes niveles de amenaza sísmica.



### 3.1.3.4. Carga gravitacional no lineal

El efecto inicial de las cargas gravitacionales, permite a la estructura deformarse antes de que se apliquen las cargas laterales originadas por el sismo. En la siguiente figura se muestra el patrón de carga con sus diferentes factores, la norma FEMA 356 en la sección 3.2.8 presenta a la carga gravitacional como tipo no lineal, combinando el 100% de la carga muerta y el 25% de carga viva.

**Figura 87:** Carga gravitacional no lineal



**Fuente:** ETABS 2018

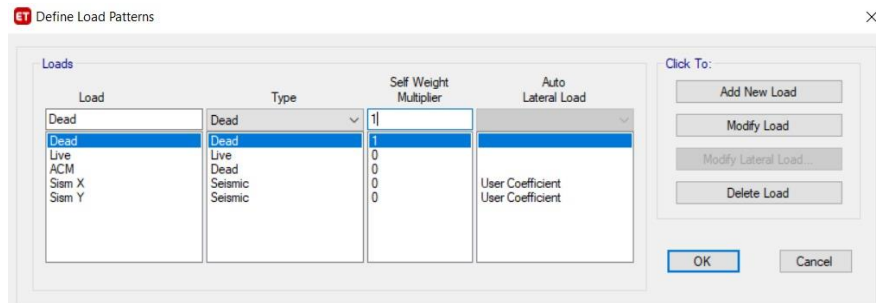
#### 3.1.3.4.1. Carga lateral no lineal

Este tipo de carga comienza cuando termina la deformación por carga gravitacional no lineal. Para considerar las acciones sísmicas se deben añadir dos casos de carga en los dos sentidos del análisis, se estima un patrón de carga lateral con forma de triángulo invertido el cual se aplica hasta que la estructura colapse.

El patrón de carga usado para empujar a la estructura hasta colapsar, se encuentra en función a la fuerza cortante de cada nivel, para ellos se ingresan dos patrones de cargas en los dos sentidos ( $S_x - S_y$ ) del tipo sísmico lineal, el cual considera al cortante basal estático calculado por el programa ETABS 2018, se especifica los valores de 0.2204 para  $S_a$  y 1.00 para  $k$ , que se determinaron en el análisis lineal.

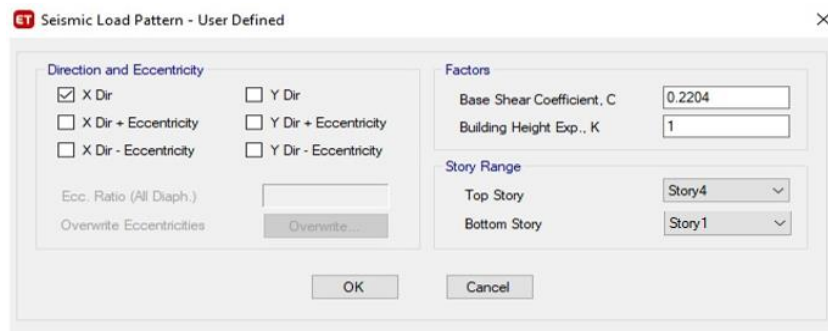
En la siguiente figura se muestran los patrones de carga donde son definidos las cargas muerta, viva, adicional de carga muerta, carga sísmica en el sentido X-X y sentido Y-Y, donde a “k” se le da un valor de 1.00, para obtener una distribución de fuerzas laterales en forma triangular.

**Figura 88:** Patrones de carga



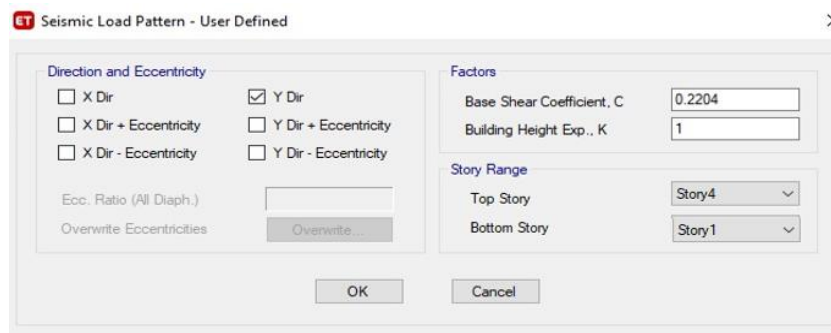
**Fuente:** ETABS 2018

**Figura 89:** Carga sísmica X



**Fuente:** ETABS 2018

**Figura 90:** Carga sísmica Y

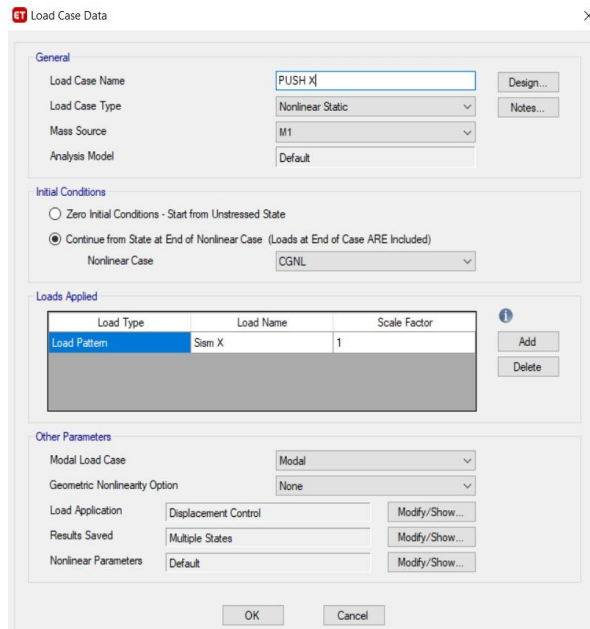


**Fuente:** ETABS 2018

La carga lateral no lineal es establecida con los nombres de “PUSH X” y “PUSH Y”, estos son los dos sentidos para el análisis, los desplazamientos se encargan de

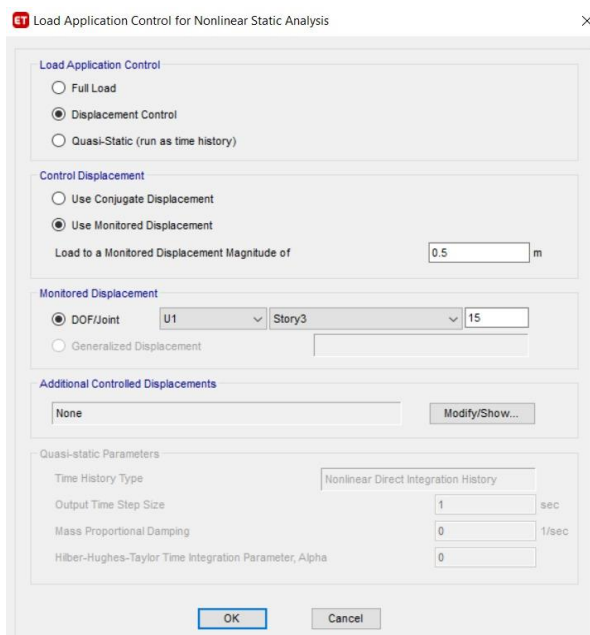
controlar la carga, a la misma se la controla por un nodo que se encuentra en el último nivel próximo al centro de masas, para obtener el desplazamiento máximo se calcula el 4% de la altura total de la edificación.

**Figura 91:** Asignación de Pushover en el sentido X



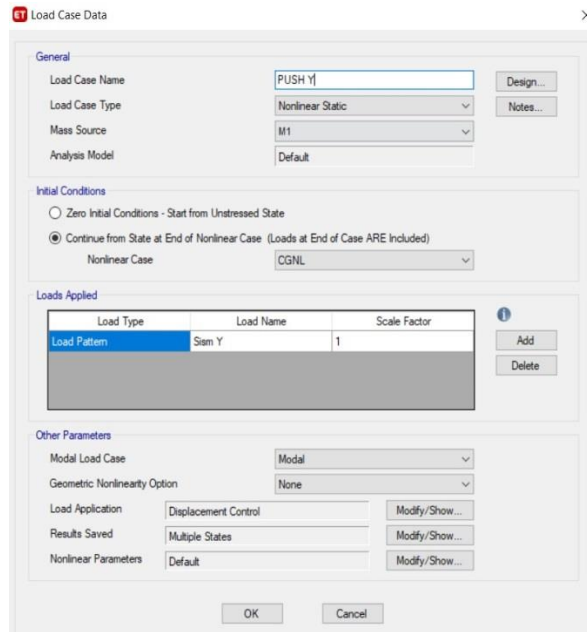
**Fuente:** ETABS 2018

**Figura 92:** Control de la aplicación de la carga en el sentido X



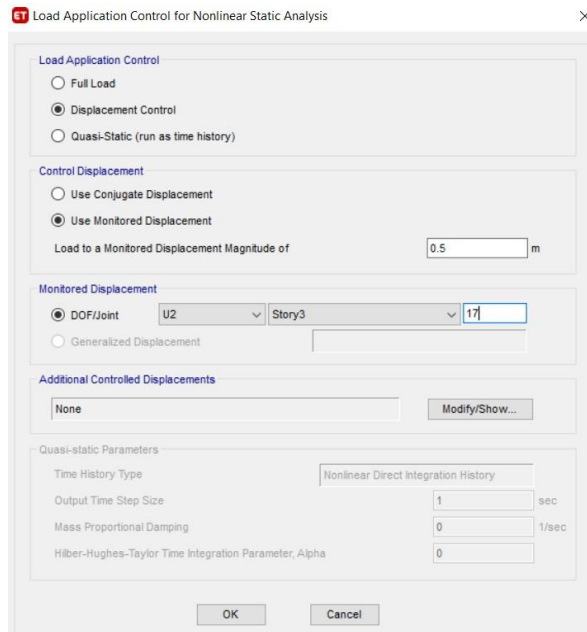
**Fuente:** ETABS 2018

**Figura 93:** Asignación de Pushover sentido Y



**Fuente:** ETABS 2018

**Figura 94:** Control de la aplicación de la carga en el sentido Y



**Fuente:** ETABS 2018

El análisis no lineal se controla por desplazamientos, para ello se define el máximo valor del desplazamiento, dicho valor tiene que ser mayor a la máxima deriva que la norma permita, en el caso de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, manifiesta que la deriva máxima debe ser del 2% para este tipo de análisis, la norma FEMA 356

considera que el desplazamiento máximo debe ser el 4% de la altura total del edificio. El edificio tiene una altura de 12.88 metros, por lo tanto, su desplazamiento máximo es de 0.5152 metros.

### Inercias agrietadas

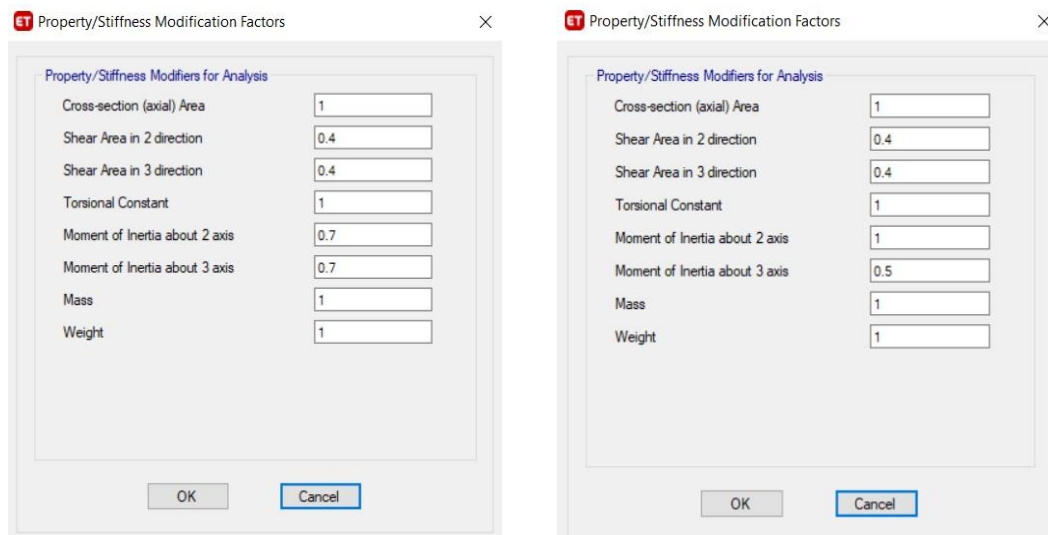
A las secciones de columnas y vigas se las debe agrietar acorde a lo que establece la norma ATC 40 para el análisis no lineal, usando los siguientes valores:

- Columnas: 0.7 (flexión) - 0.4 (corte)
- Vigas: 0.5 (flexión) – 0.4 (corte)

**Figura 95:** Inercias agrietadas en columnas y vigas

(a) Columnas

(b) Vigas



**Fuente:** ETABS 2018

### 3.1.3.5. Resultados del análisis estático no lineal - Pushover

Después de establecer e ingresar los parámetros necesarios para realizar el análisis estático no lineal, se analiza los valores y resultados obtenidos del software ETABS, para posterior establecer el punto de desempeño en todos los niveles de amenaza sísmica.

#### 3.1.3.5.1. Formación de rótulas plásticas

Primeramente, se debe identificar los elementos que están más susceptibles a fallar debido a la formación de rótulas plásticas, esto permitirá la evaluación del

comportamiento y respuesta de cada uno, así como también de la estructura completa.

En los siguientes gráficos, se muestra el proceso de la formación de rótulas plásticas para las direcciones X & Y, que tienen relación con los niveles de amenaza sísmica.

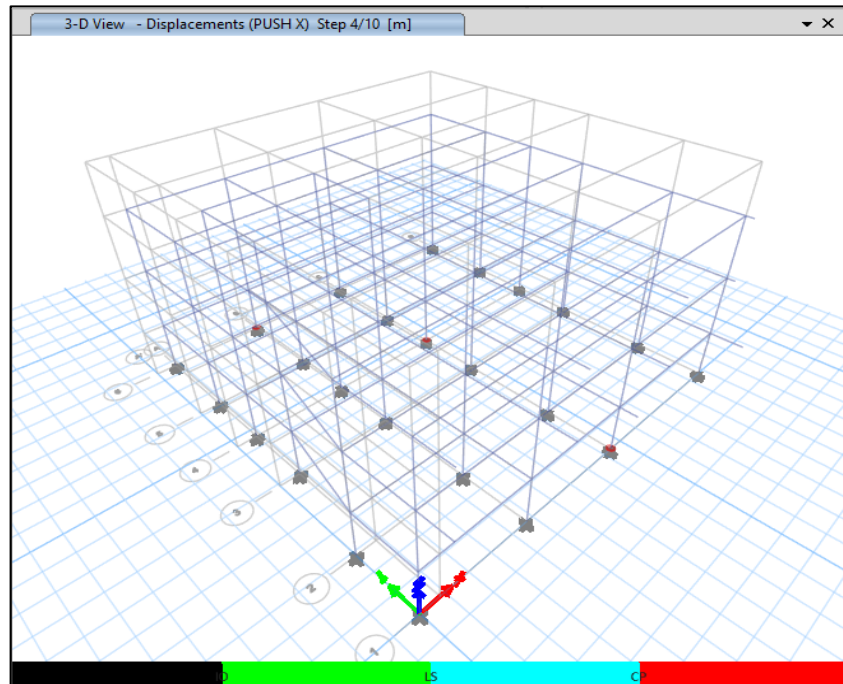
- **Dirección X-X**

**Tabla 63:** Rótulas plásticas en el sentido X-X

Paso	Nivel de amenaza	Nivel de desempeño	N° de rótulas	Elemento	d (cm)
4	Frecuente	Prevención de colapso	3	Columnas	6.96
6	Ocasional	Inmediata ocupación	24	Columnas	10.65
		Prevención de colapso	3	Columnas	
8	Raro	Inmediata ocupación	25	Columnas	12.91
		Seguridad de vida	11	Columnas	
		Prevención de colapso	3	Columnas	
10	Muy raro	Inmediata ocupación	38	Columnas	13.46
		Seguridad de vida	18	Columnas	
		Prevención de colapso	4	Columnas	

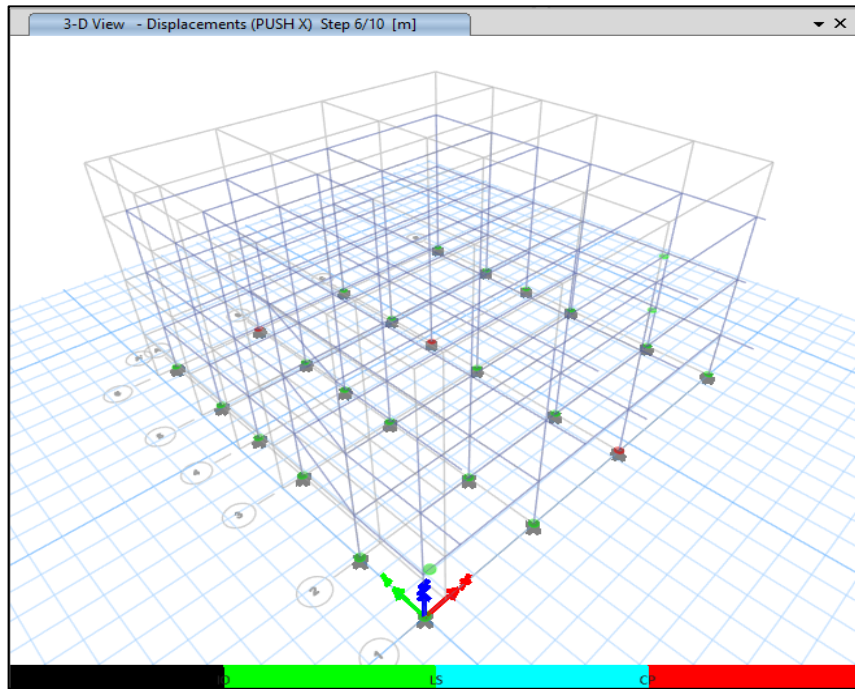
**Fuente:** ETABS 2018

**Figura 96:** Rótula plástica - Pushover sentido X – paso 4 (6.96 cm)



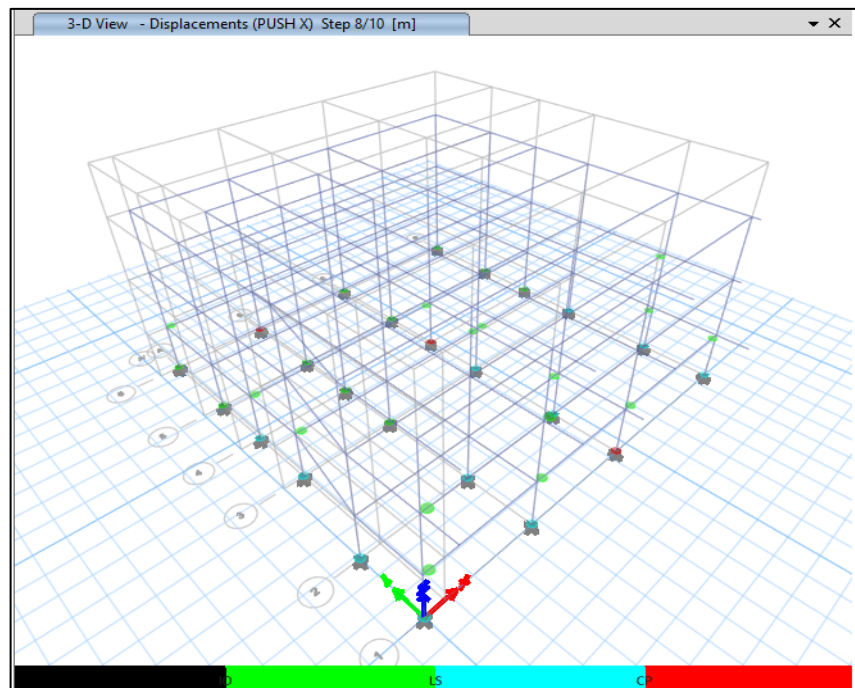
Fuente: ETBS 2018

Figura 97: Rótula plástica - Pushover sentido X – paso 6 (10.65 cm)



Fuente: ETBS 2018

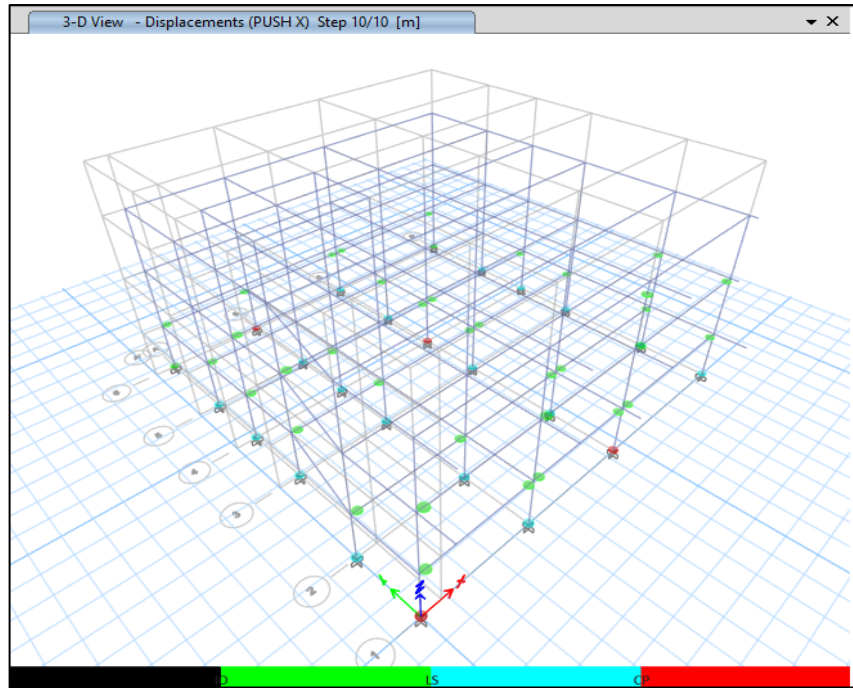
Figura 98: Rótula plástica - Pushover sentido X – paso 8 (12.91 cm)



Fuente: ETBS 2018



**Figura 99:** Rótula plástica - Pushover sentido X – paso 10 (13.46 cm)



**Fuente:** ETBS 2018

Para el sentido X, con un sismo frecuente las primeras rótulas se forman en las columnas, en un desplazamiento de 6.96 cm, alcanzando el nivel de prevención de colapso (CP), este lugar representa el punto de rendimiento de la estructura antes de colapsar. En el último desplazamiento de 13.46 cm para un sismo “muy raro”, también se hallan columnas dentro de la zona de prevención de colapso (CP).

- **Dirección Y-Y**

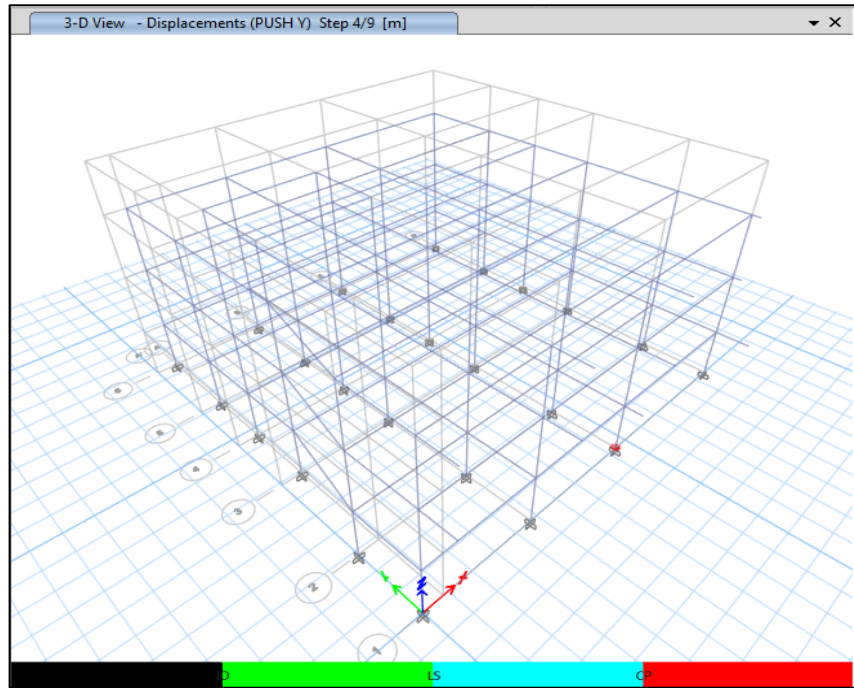
**Tabla 64:** Rótulas plásticas en el sentido Y-Y

Paso	Nivel de amenaza	Nivel de desempeño	Nº de rótulas	Elemento	d (cm)
4	Frecuente	Prevencción de colapso	1	Columnas	6.50
5	Ocasional	Inmediata ocupación	22	Columnas	9.28
		Prevencción de colapso	1	Columnas	
7	Raro	Inmediata ocupación	58	Columnas	13.84
				Vigas	
		Seguridad de vida	20	Columnas	
		Prevencción de colapso	4	Columnas	
9	Muy raro	Inmediata ocupación	58	Columnas	13.35
				Vigas	
		Seguridad de vida	18	Columnas	
		Prevencción de colapso	6	Columnas	



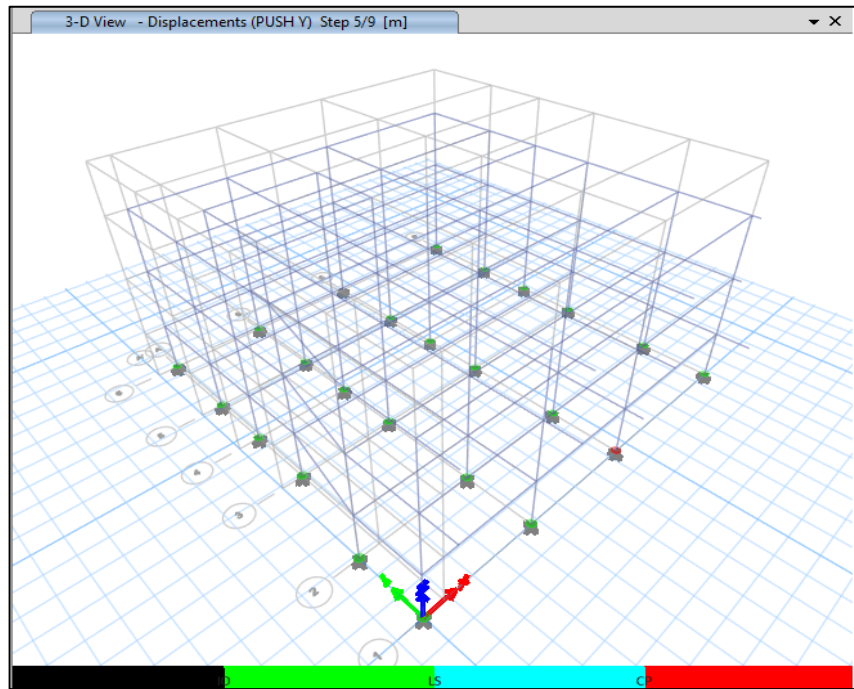
Fuente: ETABS 2018

Figura 100: Rótula plástica - Pushover sentido Y – paso 4 (6.50 cm)



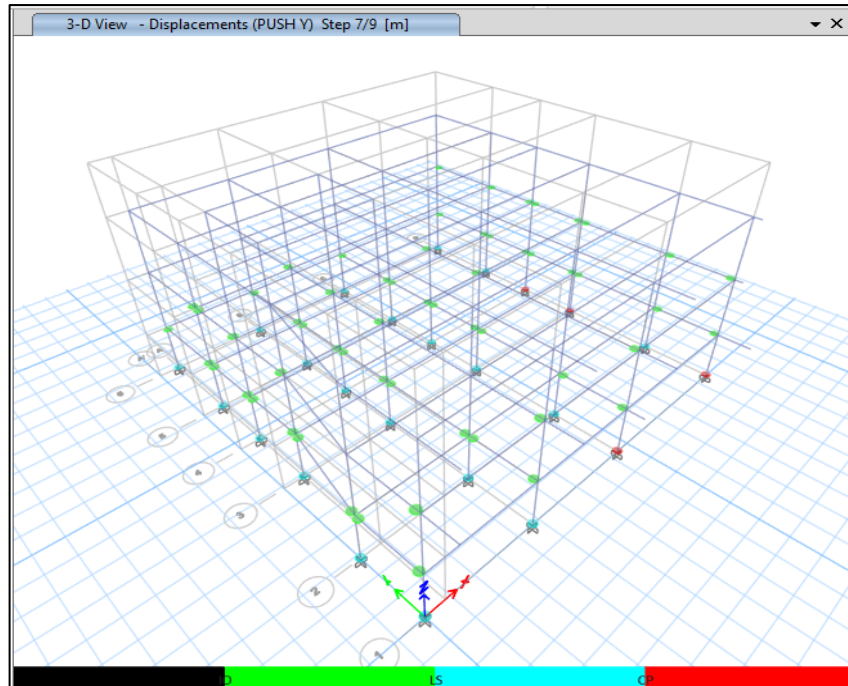
Fuente: ETABS 2018

Figura 101: Rótula plástica - Pushover sentido Y – paso 5 (9.28 cm)



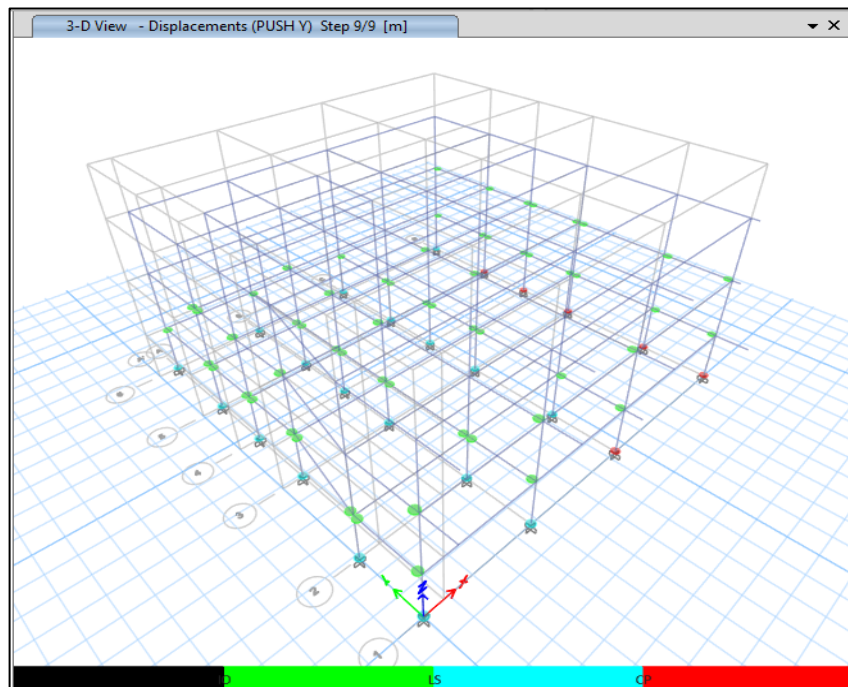
Fuente: ETABS 2018

**Figura 102:** Rótula plástica - Pushover sentido Y – paso 7 (13.84 cm)



**Fuente:** ETABS 2018

**Figura 103:** Rótula plástica - Pushover sentido Y – paso 9 (13.35 cm)



**Fuente:** ETABS 2018

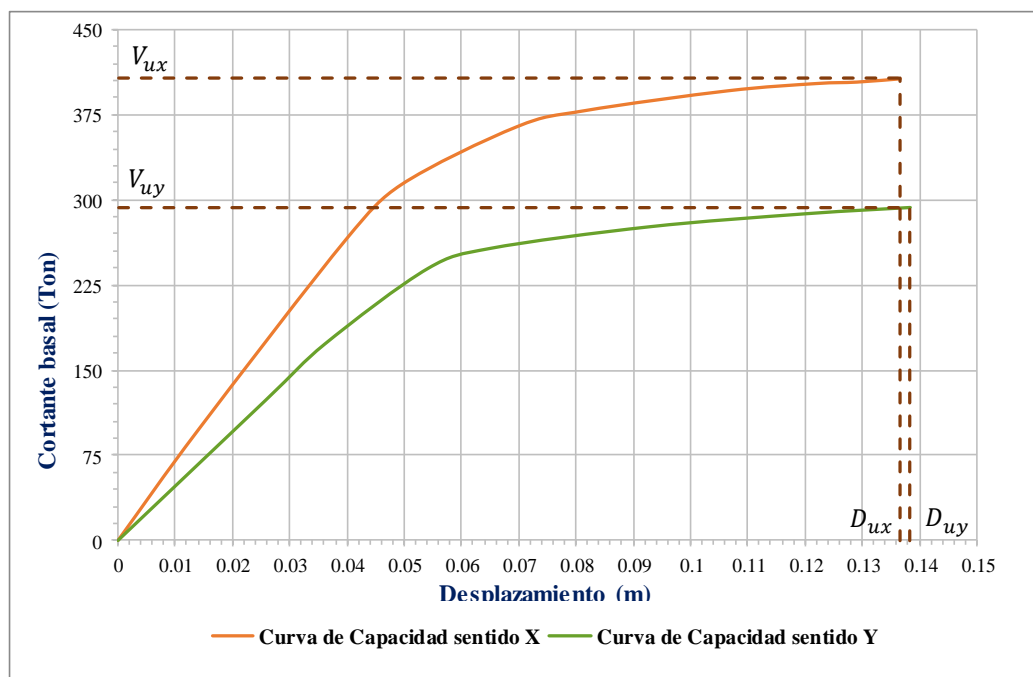
Para el sentido Y, con un sismo frecuente, la primera rótula se forma en las columnas, en un desplazamiento de 6.50 cm, llegando hasta el nivel de prevención de

colapso (CP), este lugar representa el punto de rendimiento de la estructura antes de colapsar. En el último desplazamiento de 13.35 cm para un sismo “muy raro”, también se hallan columnas con un nivel de prevención de colapso (CP).

### 3.1.3.6. Curva de capacidad

La curva de capacidad se la obtiene como resultado del análisis estático no lineal, esta curva realiza una relación entre el cortante total de la base y el desplazamiento en el último nivel de la estructura.

**Figura 104:** Curva de capacidad



**Fuente:** Damaris Tenesaca

Para la curva de capacidad en el sentido X, el cortante último tiene un valor de 406.45 Ton, con un desplazamiento de 13.66 cm, la fluencia inicia cuando la estructura alcanza un desplazamiento de 5.26 cm, con un cortante de 352.52 Ton.

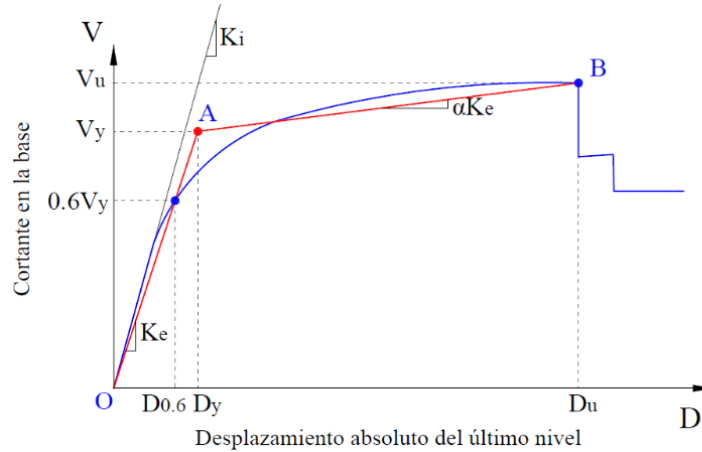
En el sentido Y, el cortante último tiene un valor de 293.17 Ton, con un desplazamiento de 13.84 cm, la fluencia inicia cuando la estructura alcanza un desplazamiento de 5.24 cm, con un cortante de 250.69 Ton.

Los valores descritos anteriormente representan la máxima capacidad que posee la estructura, luego de este punto se genera el colapso.

### 3.1.3.6.1. Curva de capacidad – representación Bilineal

Este tipo de representación de la curva de capacidad permite simplificar el comportamiento no lineal de la estructura. Para ello se usa el método que propone la norma FEMA 356.

**Figura 105:** Representación bilineal de la curva de capacidad



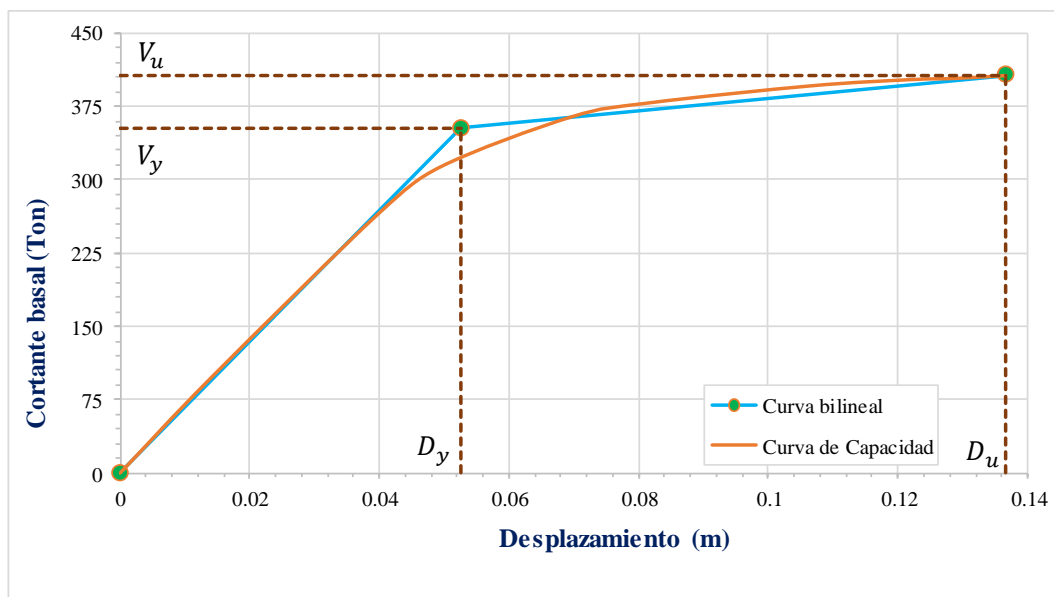
**Fuente:** FEMA 356, 2000

- **Dirección X**

Desplazamiento último  $(D_u, V_u) = (0.1366 \text{ m}, 406.45 \text{ ton})$

Punto de fluencia  $(D_y, V_y) = (0.0526 \text{ m}, 352.52 \text{ ton})$

**Figura 106:** Representación bilineal de la curva de capacidad - dirección X



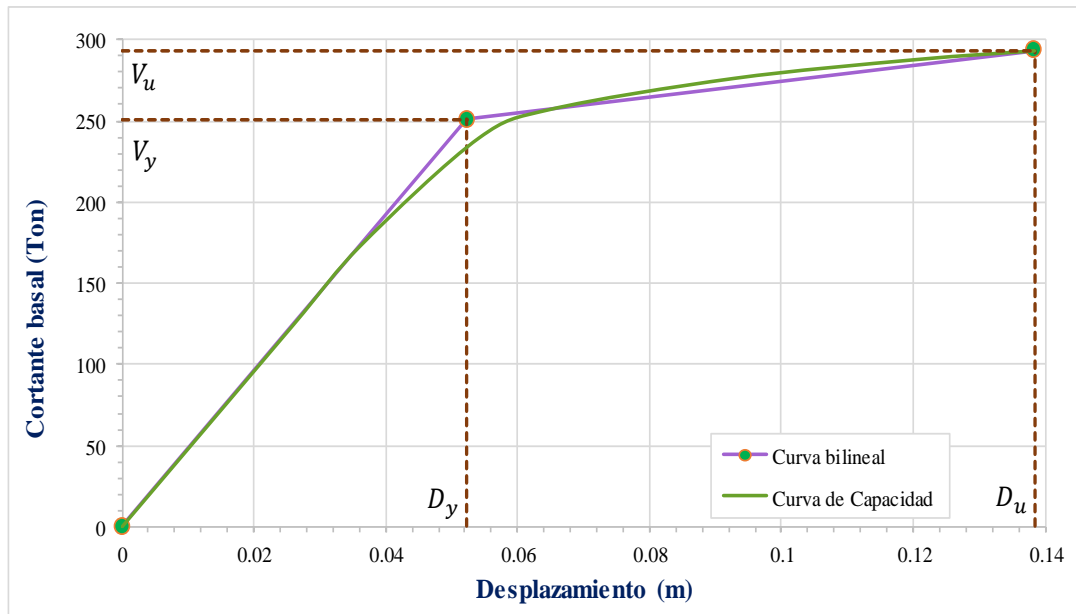
**Fuente:** Damaris Tenesaca

- **Dirección Y**

Desplazamiento último  $(D_u, V_u) = (0.1394 \text{ m}, 293.17 \text{ ton})$

Punto de fluencia  $(D_y, V_y) = (0.0524 \text{ m}, 250.69 \text{ ton})$

**Figura 107:** Representación bilineal de la curva de capacidad - dirección Y



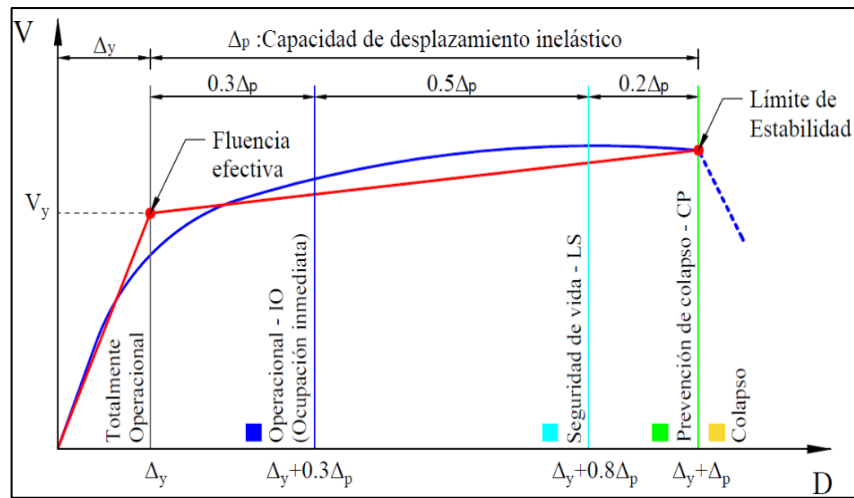
**Fuente:** Damaris Tenesaca

### 3.1.3.7. Evaluación del desempeño sísmico

La norma ATC-40 permite calificar el nivel de desempeño realizando una sectorización de la representación bilineal de la curva de capacidad, tal como se puede observar en la siguiente figura, se fracciona al desplazamiento ( $\Delta_p$ ):

- 30% - operacional
- 30% - seguridad de vida
- 20% - pre-colapso
- 20% - colapso

**Figura 108:** Sectorización de la representación bilineal



**Fuente:** J. Choque. (2019)

### 3.1.3.7.1. Punto de desempeño

Los resultados obtenidos del desempeño para las diferentes demandas sísmicas en las direcciones X & Y se muestran en la siguiente tabla, los desplazamientos y corte correspondientes a cada punto de desempeño se calculan aplicando la metodología de la norma FEMA 440 – linealización equivalente, estos valores se obtienen en el programa computacional ETABS 2018.

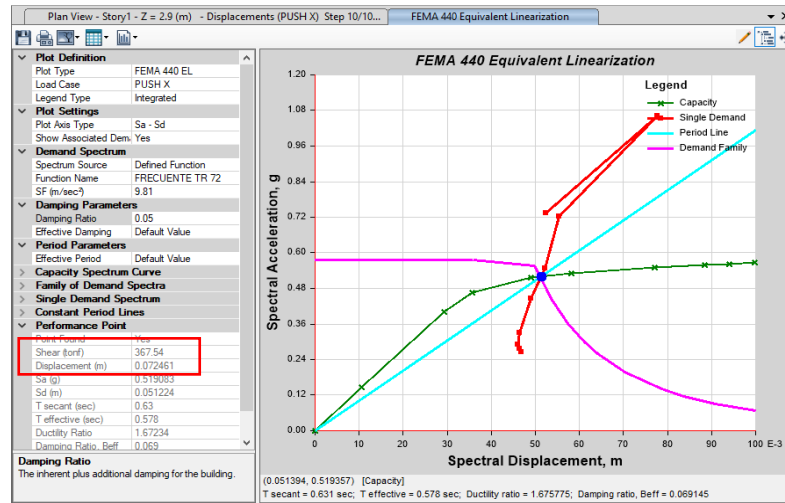
- **Dirección X-X**

**Tabla 65:** Puntos de desempeño en la dirección X-X

PUNTO DE DESEMPEÑO			
Dirección	Nivel de sismo	Dp (m)	V (ton)
X-X	Frecuente	0.072	367.540
	Ocasional	0.099	390.980
	Raro	0.133	405.160
	Muy Raro	-	-

**Fuente:** ETABS 2018

**Figura 109:** Punto de Desempeño para un sismo frecuente - Dirección X-X

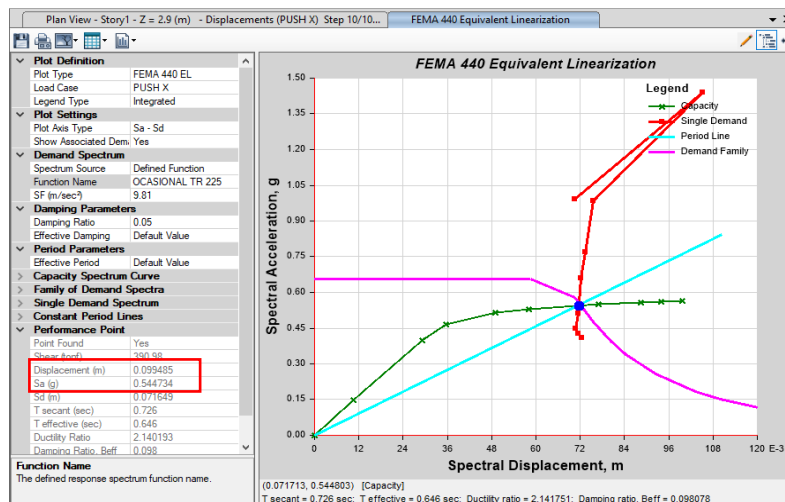


**Fuente:** ETABS 2018

La anterior figura muestra el punto de desempeño que se obtiene mediante la intersección entre el espectro de demanda (correspondiente a un nivel de amenaza sísmica frecuente) y la curva de capacidad. Los obtenidos son:

- 367.54 ton – cortante.
- 7.2 cm – desplazamiento.

**Figura 110:** Punto de Desempeño para un sismo ocasional - Dirección X-X

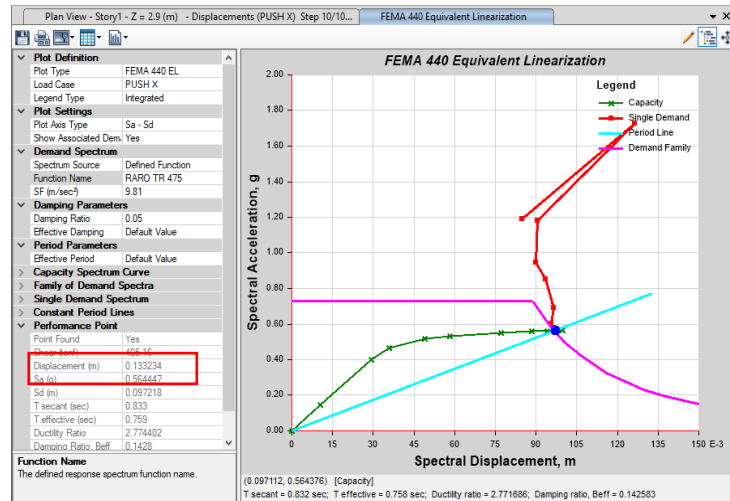


**Fuente:** ETABS 2018

En la figura anterior se puede observar que la demanda se incrementa, consecuentemente aumenta la intersección entre el espectro y la curva de capacidad, para un nivel de sismo ocasional los valores obtenidos son:

- 390.98 ton - cortante
- 9.9 cm – desplazamiento

**Figura 111:** Punto de Desempeño para un sismo raro - Dirección X-X

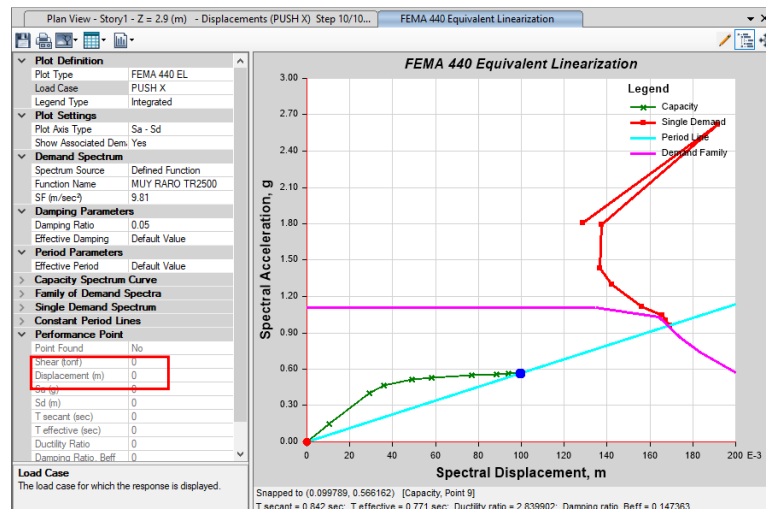


**Fuente:** ETABS 2018

Se puede observar en la figura anterior que el punto de intersección de encuentra cerca del valor correspondiente al último punto de la curva de capacidad, para un nivel de sismo raro los valores que se obtuvieron son:

- 405.16 ton - cortante
- 13.30 cm – desplazamiento

**Figura 112:** Punto de Desempeño para un sismo muy raro - Dirección X-X



**Fuente:** ETABS 2018



Tal como se observa en la figura anterior, para un nivel de sismo muy raro no hay punto de desempeño pues no existe intersección entre el espectro de demanda y la curva de capacidad, esto se debe a que la estructura no tiene suficiente capacidad para resistir esta demanda, y como consecuencia llega al colapso.

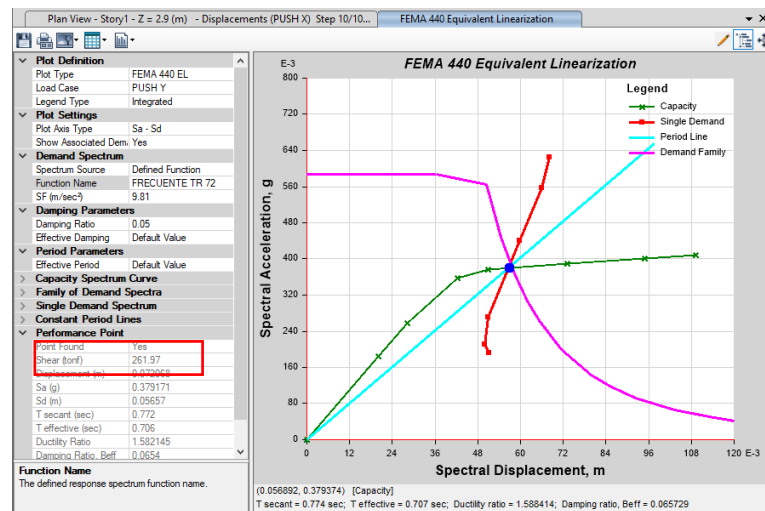
- **Dirección Y-Y**

**Tabla 66:** Puntos de desempeño en la dirección Y-Y

PUNTO DE DESEMPEÑO			
Dirección	Nivel de sismo	Dp (m)	V (ton)
Y - Y	Frecuente	0.072	261.970
	Ocasional	0.099	278.840
	Raro	0.135	292.000
	Muy Raro	-	-

**Fuente:** ETABS 2018

**Figura 113:** Punto de Desempeño para un sismo frecuente - Dirección Y-Y

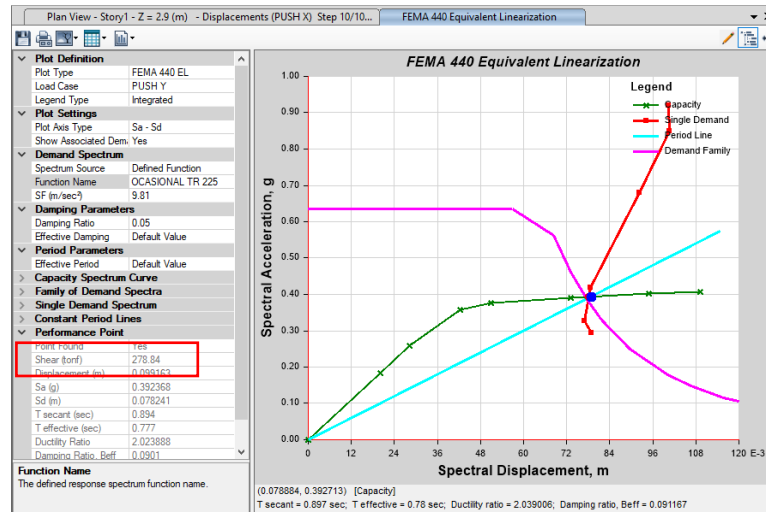


**Fuente:** ETABS 2018

La anterior figura muestra el punto de desempeño que se obtiene mediante la intersección entre el espectro de demanda (correspondiente a un nivel de amenaza sísmica frecuente) y la curva de capacidad. Los obtenidos son:

- 261.97 ton – cortante.
- 7.2 cm – desplazamiento.

**Figura 114:** Punto de Desempeño para un sismo ocasional - Dirección Y-Y

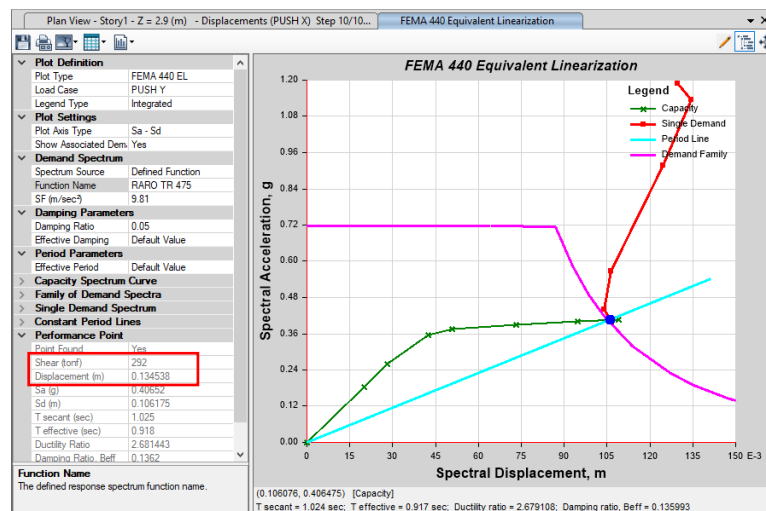


**Fuente:** ETABS 2018

En la figura anterior se puede observar que la demanda se incrementa, consecuentemente la intersección entre el espectro y la curva de capacidad presentan valores mayores, para un nivel de sismo ocasional los valores obtenidos son:

- 278.84 ton - cortante
- 9.9 cm – desplazamiento

**Figura 115:** Punto de Desempeño para un sismo raro - Dirección Y-Y

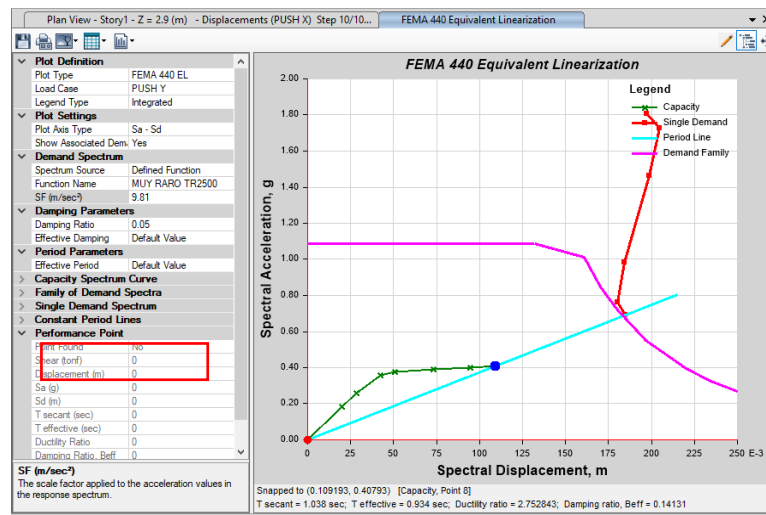


**Fuente:** ETABS 2018

Se puede observar en la figura anterior que el punto de intersección de encuentra cerca del valor correspondiente al punto final de la curva de capacidad, para un nivel de sismo raro los valores que se obtuvieron son:

- 292.00 ton - cortante
- 13.50 cm – desplazamiento

**Figura 116:** Punto de Desempeño para un sismo muy raro - Dirección Y-Y



**Fuente:** ETABS 2018

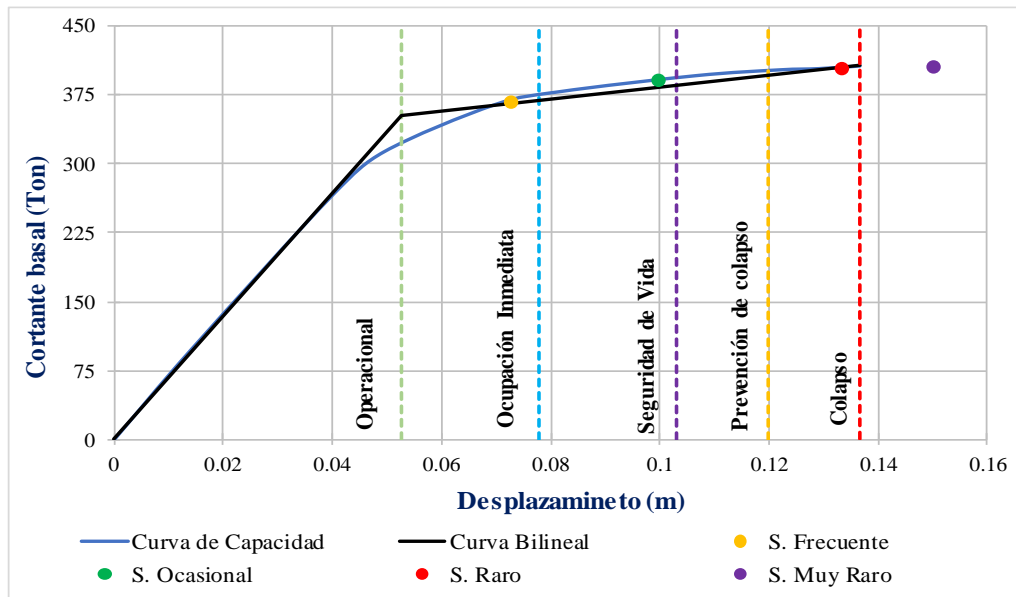
En la figura anterior se puede observar que, para un nivel de sismo muy raro no se encuentra el punto de desempeño pues no existe intersección entre el espectro de demanda y la curva de capacidad, esto se debe a que la estructura no tiene suficiente capacidad para resistir esta demanda, y como consecuencia se produce el colapso.

### 3.1.3.7.2. Evaluación del desempeño sísmico – FEMA 440

A continuación, se presentan figuras que muestran la respuesta de la estructura frente a los distintos niveles de amenaza sísmica para las direcciones X & Y.

- **Dirección X-X**

**Figura 117:** Desempeño Sísmico en la dirección X-X según FEMA 440



**Fuente:** Damaris Tenesaca

En la figura anterior se puede observar que para un sismo frecuente el nivel de desempeño es ocupación inmediata, para un sismo ocasional el nivel de desempeño es seguridad de vida, en cuanto al sismo raro este se encuentra cerca del límite de colapso y finalmente para un sismo máximo o muy raro la estructura colapsa completamente. Se colocan los niveles de desempeño basados en los resultados obtenidos para las distintas sollicitaciones sísmicas que presenta la matriz de desempeño del Comité Visión 2000, tal como se observa a continuación:

**Tabla 67:** Niveles de desempeño esperados y calculados - dirección X-X

Niveles de amenaza	Niveles de desempeño				
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al Colapso	Colapso
Frecuente	X				
Ocasional		X			
Raro			X		
Muy raro				X	
X	Nivel esperado para edificios de oficinas (construcción básica)				
	Nivel existente del edificio en análisis				

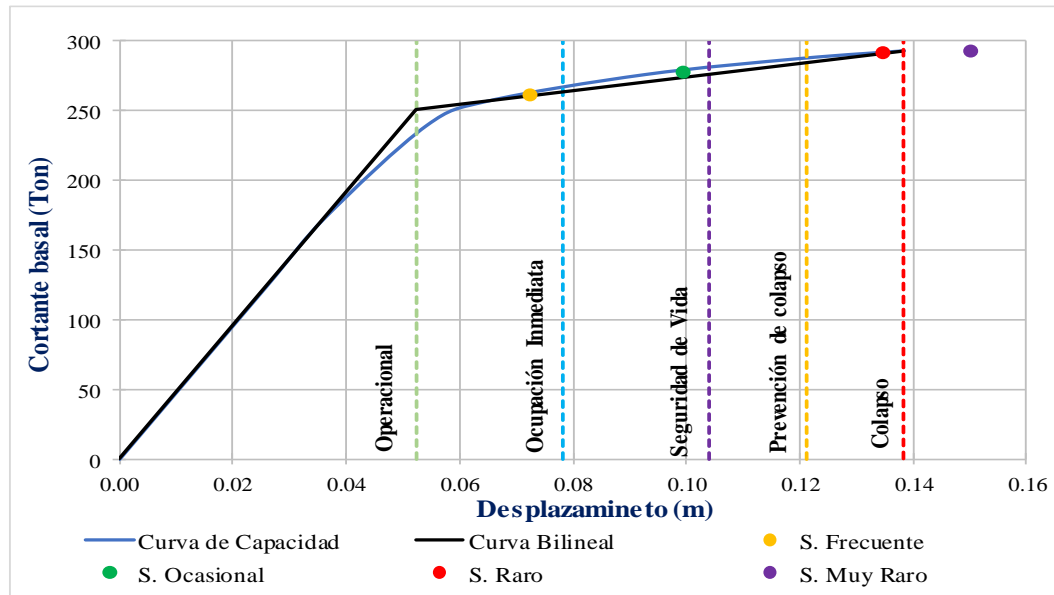
**Fuente:** Damaris Tenesaca

Según la tabla anterior se llega a la conclusión de que la edificación no cumple con los niveles de desempeño acorde a los requerimientos del Comité Visión 2000, como

por ejemplo en el caso del sismo raro se espera un nivel de desempeño de seguridad de vida y no de colapso como es el caso de esta edificación.

- **Dirección Y-Y**

**Figura 118:** Desempeño Sísmico en la dirección Y-Y según FEMA 440



**Fuente:** Damaris Tenesaca

De la figura anterior se puede determinar que para un sismo frecuente el nivel de desempeño es ocupación inmediata, para un sismo ocasional el nivel de desempeño es seguridad de vida, el sismo raro se ubica cerca del límite de colapso y finalmente para un sismo máximo o muy raro la estructura llega al colapso completo. Se colocan los niveles de desempeño basados en los resultados obtenidos para las distintas sollicitaciones sísmicas que presenta la matriz de desempeño del Comité Visión 2000, tal como se observa a continuación:

**Tabla 68:** Niveles de desempeño esperados y calculados - dirección Y-Y

Niveles de amenaza	Niveles de desempeño				
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al Colapso	Colapso
Frecuente	X				
Ocasional		X			
Raro			X		
Muy raro				X	
X	Nivel esperado para edificios de oficinas (construcción básica)				

	Nivel existente del edificio en análisis
--	--

**Fuente:** Damaris Tenesaca

La tabla anterior muestra que la edificación no cumple con los niveles de desempeño acorde a los requerimientos del Comité Visión 2000, tal es el caso del sismo ocasional donde se espera un nivel de desempeño de ocupación inmediata y no de seguridad de vida.

En las dos direcciones X & Y, la edificación sufre daños, debido a que se hallan dos niveles que llegan al colapso.

#### **3.1.4. Propuesta de reforzamiento**

En el proceso de reforzamiento estructural, se modifican e integran elementos que han sido diseñado para el soporte de las deformaciones laterales, dicho elementos se ubican en zonas específicas de la estructura, permitiendo el incremento de la resistencia lateral, este reforzamiento se realiza con el fin de que los componentes estructurales no presenten daños importantes durante y después de un sismo. [37]

Se presentan dos tipos de métodos que permiten mejorar la capacidad sísmica de estructuras existentes.

- **Reforzamiento a nivel estructural:** este método se basa en modificar globalmente el sistema estructural, integrando muros estructurales o elementos de acero, con la finalidad de aumentar la ductilidad y cumplir con la demanda requerida.
- **Reforzamiento a nivel elemento:** consiste en modificar cada elemento estructural (columnas, vigas) que presenten alguna falla, los métodos más comúnmente usados son el encamisado de concreto y acero, perfiles de acero, uso de fibras sintéticas. [37]

Para el presente estudio se propone un reforzamiento a nivel estructural, debido a que en el análisis lineal se estableció que la estructura no cumple con los chequeos que establece la Norma Ecuatoriana de la Construcción, pues se produce torsión en planta y las derivas inelásticas superan el 2%. En el análisis no lineal se determinó que para un sismo muy raro no se halla punto de desempeño y la estructura llega al colapso.

Los resultados que arrojan los análisis estructurales, permiten determinar que la estructura debe ser reforzada para mejorar su desempeño y cumplir con la filosofía de diseño cuyo objetivo es evitar el colapso de la edificación y salvaguardar la vida de sus ocupantes.

#### 3.1.4.1. Objetivos de rehabilitación

Con el fin de cumplir con la filosofía de diseño sismorresistente, se plantea la rehabilitación de la estructura hasta lograr un nivel de desempeño de seguridad de vida en un sismo raro con amenaza de 475 años de periodo de retorno y en cuanto a un sismo raro alcanzar una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años de periodo de retorno.

#### 3.1.4.2. Reforzamiento para el control de derivas

En la sección 3.1.2.6.2. de este proyecto, se determinó que la estructura presenta torsión en planta en el segundo y tercer modo de vibración, además se presentan problemas con las derivas debido a que ellas superan el 2% en las direcciones X & Y, alcanzando valores de 2.96% y 3.30%.

Para resolver estos problemas se propone el reforzamiento a nivel estructural, con la adición de muros estructurales que permitan el control del excesivo desplazamiento lateral, resistencia lateral de la estructura ya existente, de esta forma evitar la torsión en planta y reducir las derivas. Los muros de corte son mayormente construidos para eliminar la rigidez excéntrica de la estructura y mejorar la capacidad de soporte de cargas. [37]

En base a la configuración arquitectónica de la edificación, se propone sustituir los elementos de mampostería por muros estructurales con una resistencia a la compresión ( $f'c = 240 \text{ kc/cm}^2$ ), con las dimensiones descritas en la siguiente tabla:

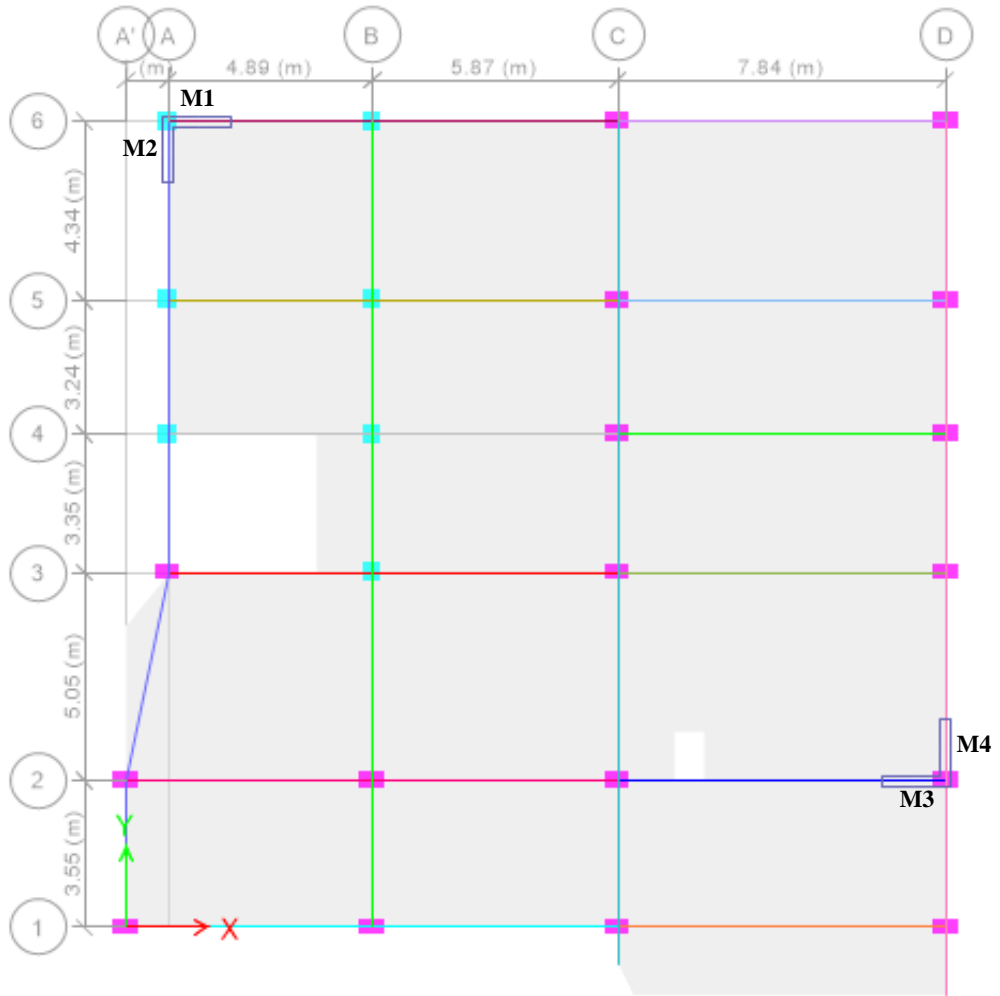
**Tabla 69:** Dimensiones geométricas de los muros

Muros	Sentido	Longitud (m)	Espesor (m)
M1-M3	X	1.50	0.25
M2-M4	Y	1.50	0.25

**Fuente:** Damaris Tenesaca

Los muros se colocaron como se indica en la siguiente figura, en los dos sentidos X & Y, estos elementos alcanzan la altura del nivel N+8.28. Posterior a incorporarlos se realiza nuevamente el análisis lineal con el fin de verificar la geometría y ubicación de los muros. Luego se analiza el comportamiento de todo el sistema estructural.

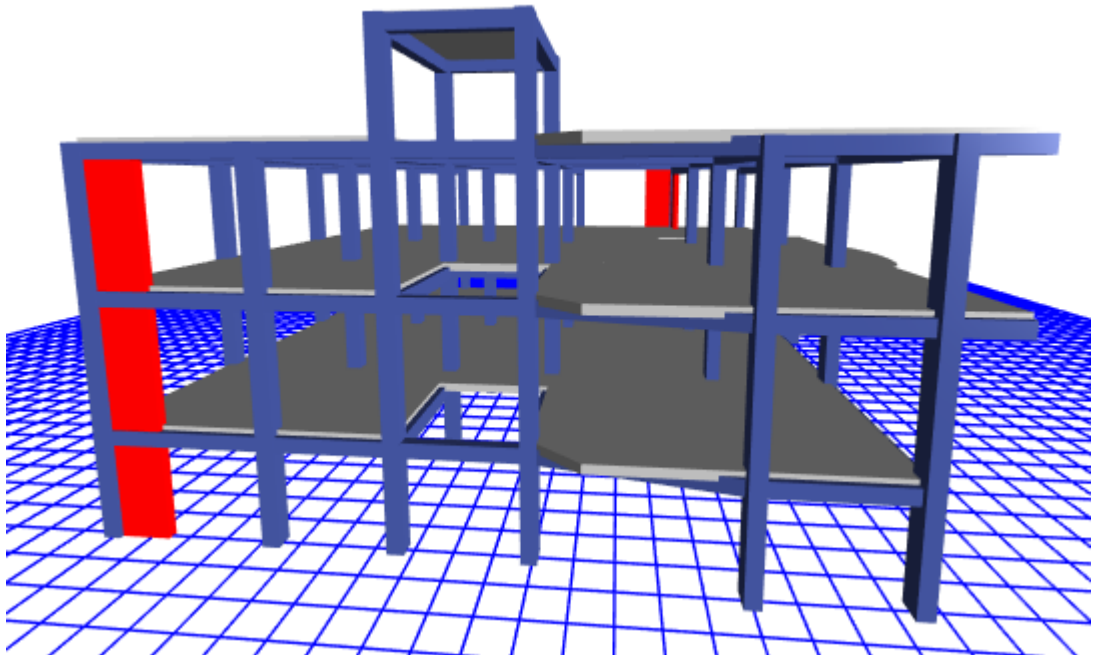
**Figura 119: Implementación de los muros**



**Fuente:** ETABS 2018



**Figura 120:** Modelo en 3D de los muros



**Fuente:** ETABS 2018

### 3.1.4.3. Análisis de resultados

Después de realizar el análisis se procede a la verificación de los resultados obtenidos con la implementación del refuerzo, para ellos se realizan los siguientes chequeos acorde NEC-SE-DS 2015:

#### 3.1.4.3.1. Periodo de vibración

En la siguiente tabla se muestran los valores del periodo de vibración para cada modo. En este chequeo, el valor de T determinado con el método II, no debe ser mayor en un 30% al valor de  $T_a$  que se obtiene con el método I.

**Tabla 70:** Período de vibración – método II (Estructura Reforzada)

Modo	Periodo (s)	UX	UY
1	0.489	0.1435	0.5833
2	0.409	0.5528	0.1369
3	0.327	0.0344	0.0026
4	0.124	0.0320	0.0881
5	0.112	0.0535	0.0034
6	0.101	0.0029	0.0704
7	0.097	0.0097	0.0099
8	0.090	0.0877	0.0288

9	0.071	0.0099	0.0025
10	0.047	0.0158	0.0629
11	0.044	0.0544	0.0111
12	0.033	0.0034	4.976E-05

Fuente: Damaris Tenesaca

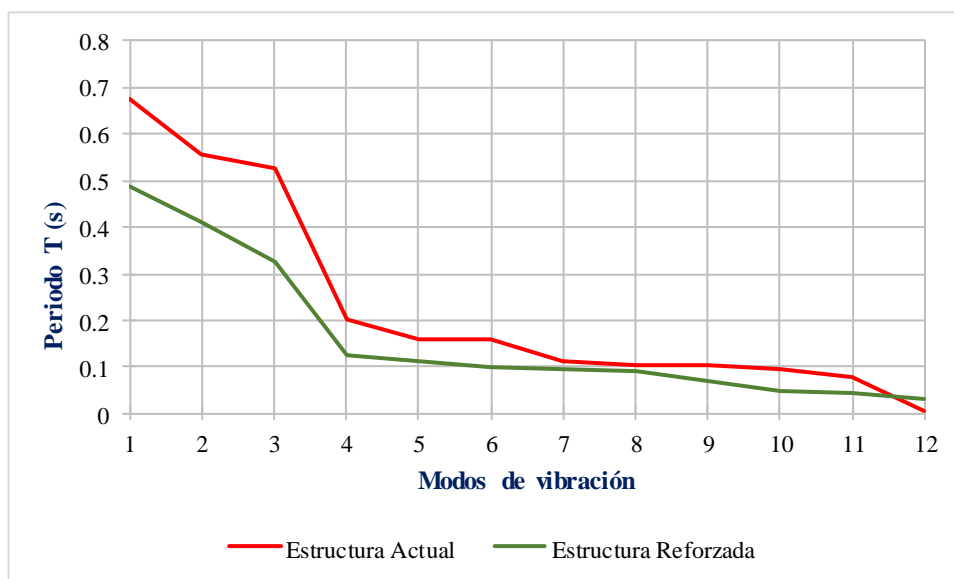
**Tabla 71:** Verificación del periodo de vibración de la estructura

Método I (Ta)	0.5486	<b>Ta2 ≤ 1.3Ta1</b>
Método II (Ta)	0.4890	<b>SI CUMPLE</b>
1.3*(Ta1)	0.7132	

Fuente: Damaris Tenesaca

En la tabla 71 se puede observar que la estructura cumple con este chequeo, pues el valor del periodo obtenido mediante el análisis lineal es menor que el 30% del periodo determinado por el método I.

**Figura 121:** Periodo de la estructura actual vs estructura con reforzamiento



Fuente: Damaris Tenesaca

En la figura anterior se aprecia la comparación entre el periodo de vibración de estructura en su estado actual y la estructura reforzada con muros de corte, estos han permitido que se reduzca notablemente el periodo de 0.673 seg a 0.489 seg en el primer modo de vibración.

### 3.1.4.3.2. Torsión en planta

Es necesario comprobar si las dimensiones y ubicación de los muros permiten resolver el problema de torsión en planta que presentaba la edificación, para ello se verifica que los dos primeros modos presenten movimiento traslacional.

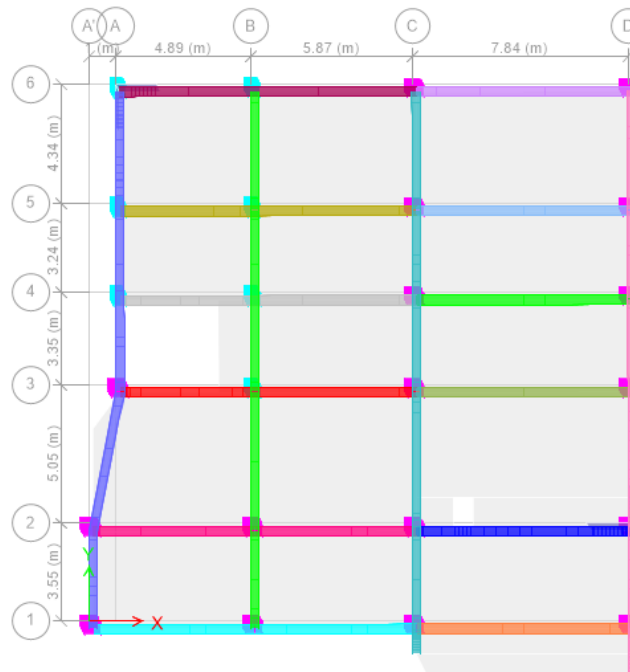
**Tabla 72:** Factores de participación modal

Modo	UX	UY	RZ	%Torsión	
1	0.1435	0.5833	0.0017	0.29	Traslacional
2	0.5528	0.1369	0.0380	6.87	Traslacional
3	0.0344	0.0026	0.6782	1971.51	Torsional

**Fuente:** Damaris Tenesaca

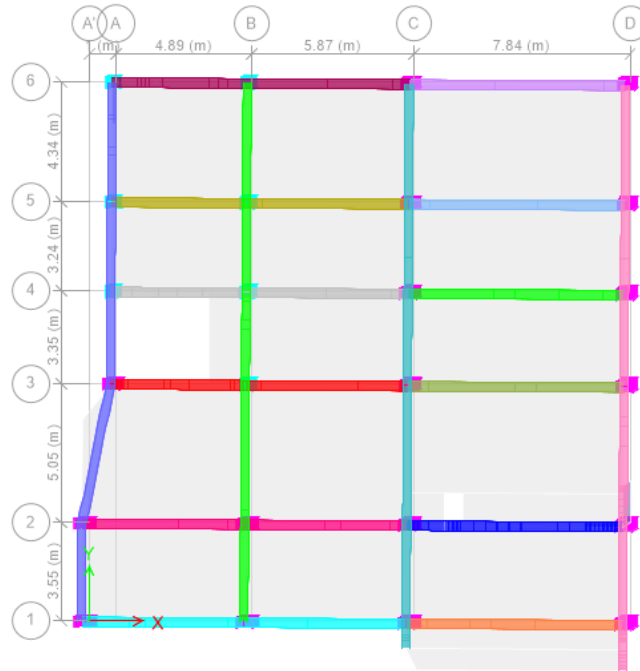
Con la implementación de los muros la estructura muestra un comportamiento traslacional en los dos primeros modos de vibración ( $< 30\%$ ), y torsional en el tercer modo ( $> 30\%$ ). De esta forma se comprueba que los muros de corte están ubicados adecuadamente. En las siguientes figuras se muestra el comportamiento de la estructura en sus dos primeros modos de vibración:

**Figura 122:** Representación del primer modo de vibración



**Fuente:** ETABS 2018

**Figura 123:** Representación del segundo modo de vibración



**Fuente:** ETABS 2018

### 3.1.4.3.3. Masa acumulada

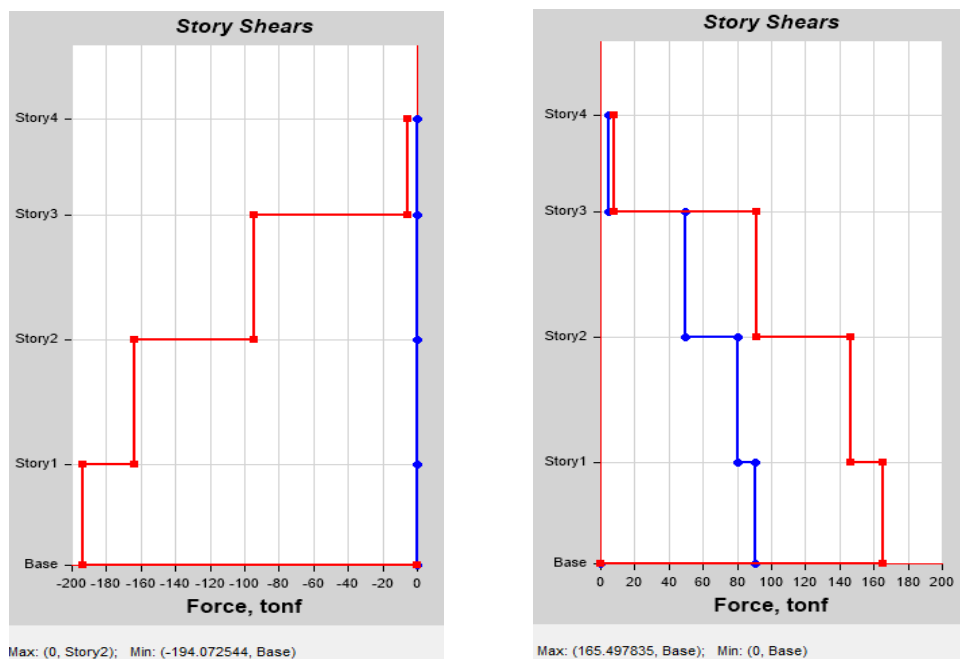
**Tabla 73:** Masa Acumulada

Modo	Sum UX	Sum UY
1	0.1435	0.5833
2	0.6963	0.7202
3	0.7308	0.7229
4	0.7627	0.8110
5	0.8162	0.8144
6	0.8191	0.8848
7	0.8288	0.8946
8	0.9165	0.9234
9	0.9264	0.9258
10	0.9422	0.9888
11	0.9966	0.9999
12	1.0000	1.0000

**Fuente:** ETABS 2018

En la tabla 73 se observa que para las direcciones X & Y, el 90% de la masa se acumula en el octavo modo de vibración, en ambos casos se cumple dentro del rango establecido para el análisis.





Fuente: ETABS 2018

**Tabla 74:** Comprobación del Análisis Dinámico según la NEC 2015

	Cortante (Ton)		%	Observación
	Estático	Dinámico		
<b>Dirección X</b>				
NEC 2015	194.073	165.695	<b>85.38</b>	CUMPLE
<b>Dirección Y</b>				
NEC 2015	194.073	165.498	<b>85.28</b>	CUMPLE

Fuente: Damaris Tenesaca

Para que el cortante dinámico supere el 85% del cortante estático, se realizó un reajuste del cortante dinámico, el cual consiste en multiplicar la gravedad por un factor de ampliación de 1.37 en la dirección X y un factor de 1.32 en la dirección Y.

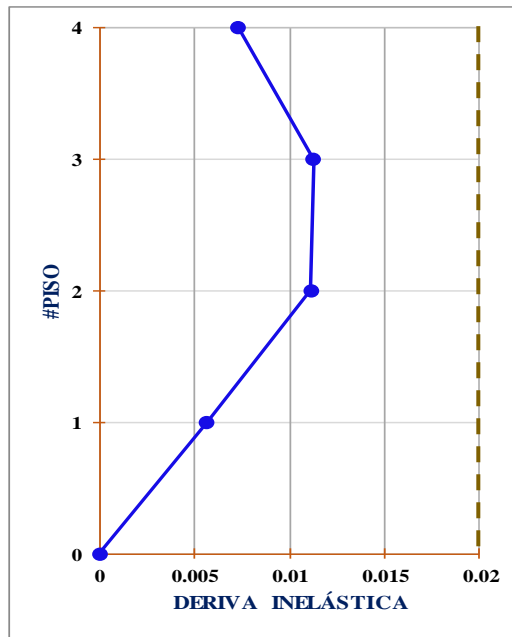
### 3.1.4.3.5. Derivas de piso

Para un correcto control de las deformaciones producidas en la estructura, La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS en la sección 4.2.2, enuncia que la máxima deriva obtenida para cada piso, no debe ser superior al 2%.

#### 3.1.4.3.5.1. Derivas por cortante estático

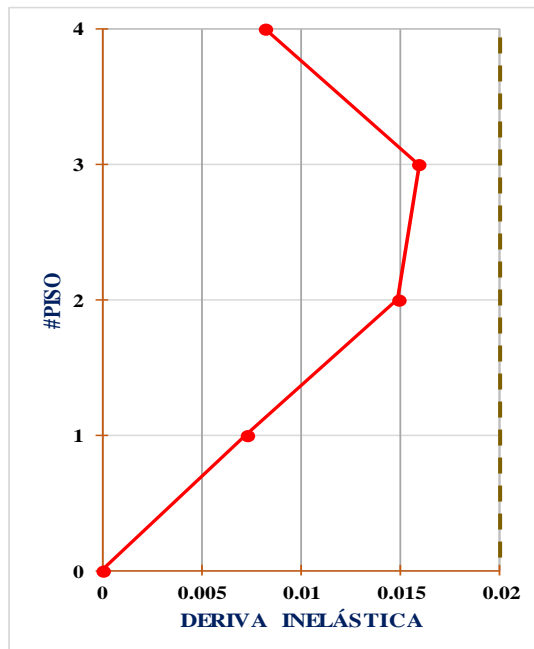
Las siguientes figuras, muestran que las derivas inelásticas producidas por el cortante estático no superan el 2% en las direcciones X & Y, el valor más alto de 1.59% se produce en el nivel N+8.28 para la dirección Y.

**Figura 126:** Deriva Inelástica por cortante estático, dirección X – Estructura reforzada



**Fuente:** Damaris Tenesaca

**Figura 127:** Deriva Inelástica por cortante estático, dirección Y – Estructura reforzada

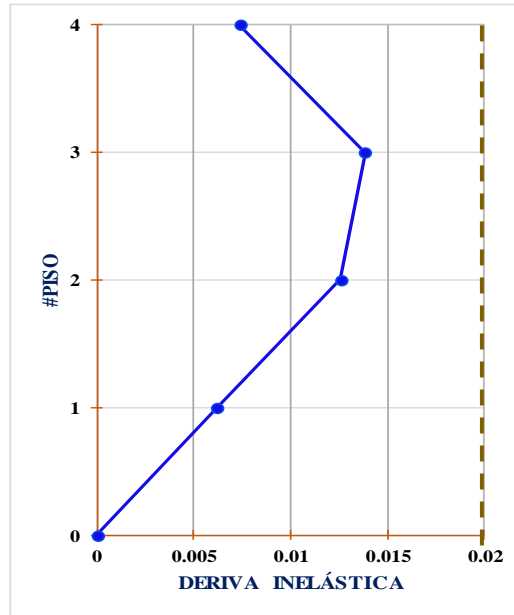


**Fuente:** Damaris Tenesaca

### 3.1.4.3.5.2. Derivas por cortante dinámico

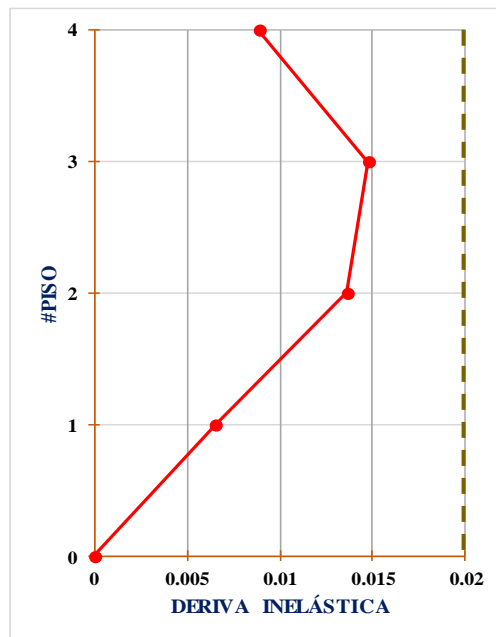
En las siguientes figuras se observan que las derivas inelásticas producidas por el cortante dinámico, no superan el 2% en las direcciones X & Y, alcanzando un valor máximo de 1.48% en el nivel N+8.28, en la dirección Y

**Figura 128:** Deriva Inelástica, cortante dinámico, dirección X – Estructura reforzada



**Fuente:** Damaris Tenesaca

**Figura 129:** Deriva Inelástica, cortante dinámico, dirección Y – Estructura reforzada



**Fuente:** Damaris Tenesaca



**Tabla 75:** Derivas elásticas e inelásticas de la estructura reforzada

$\Delta_{EX}$	$\Delta M_X$	% $\Delta M_X$	Comentario
<b><math>\Delta</math> Estático</b>			
<b>Sentido X-X – valor máximo</b>			
0.001878	0.011268	1.3%	<b>CUMPLE</b>
<b>Sentido Y-Y – valor máximo</b>			
0.002652	0.015912	1.59%	<b>CUMPLE</b>
<b><math>\Delta</math> Dinámico</b>			
<b>Sentido X-X – valor máximo</b>			
0.002309	0.013854	1.39%	<b>CUMPLE</b>
<b>Sentido Y-Y – valor máximo</b>			
0.002463	0.014778	1.48%	<b>CUMPLE</b>

**Fuente:** Damaris Tenesaca

#### **3.1.4.3.6. Chequeo de los elementos estructurales con el reforzamiento**

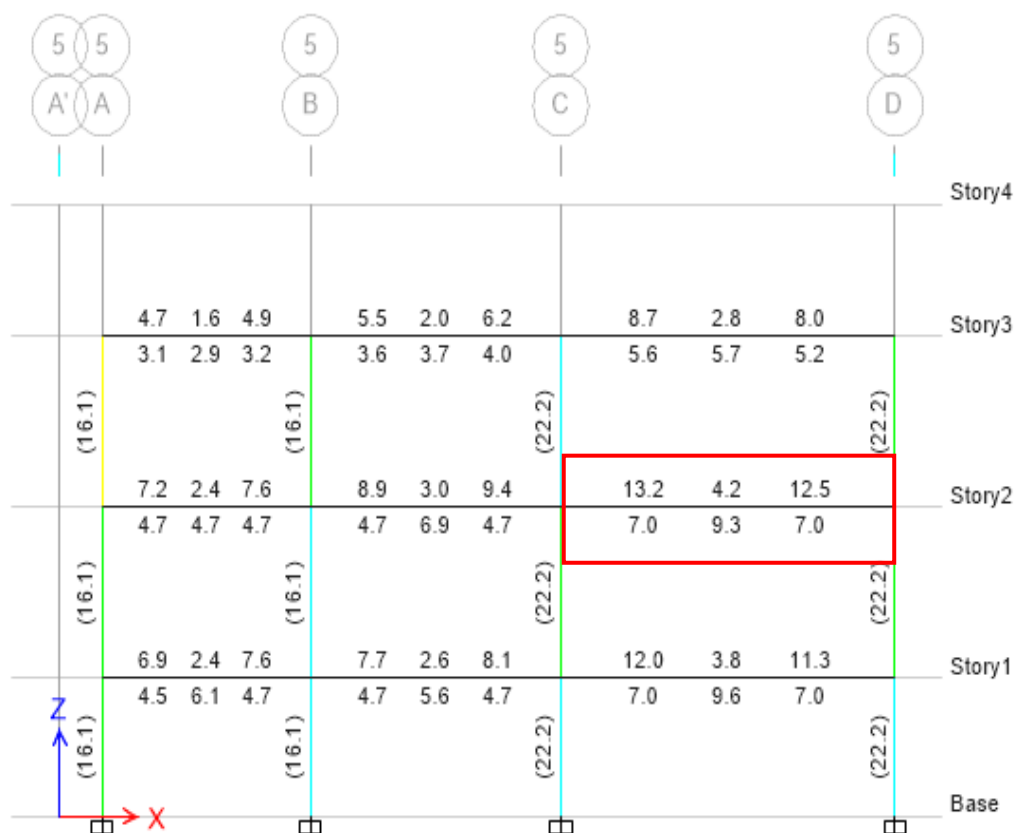
Se realiza la revisión del diseño de los elementos estructurales, para establecer el comportamiento que genera la adición de los muros estructurales y analizar los cambios que generan.

##### **3.1.4.3.6.1. Chequeo a flexión de vigas**

Se selecciona la combinación más desfavorable, determinando la cuantía del acero requerido para las vigas del pórtico con mayor demanda, en este caso es el pórtico del eje 5.

En la siguiente figura se muestra la cantidad de acero que se requiere en la parte superior e inferior de las vigas.

**Figura 130:** Área de acero en vigas del pórtico eje 5 - Piso N+4.68 (Mayor demanda)



**Fuente:** ETABS 2018

En la anterior figura, se observa que la mayor demanda de acero se produce en el piso número 2 (N+4.68). La viga con mayor demanda se ubica entre los ejes C y D, los valores de diseño para esta sección se presentan a continuación:

**Tabla 76:** Momento de Diseño y refuerzo requerido

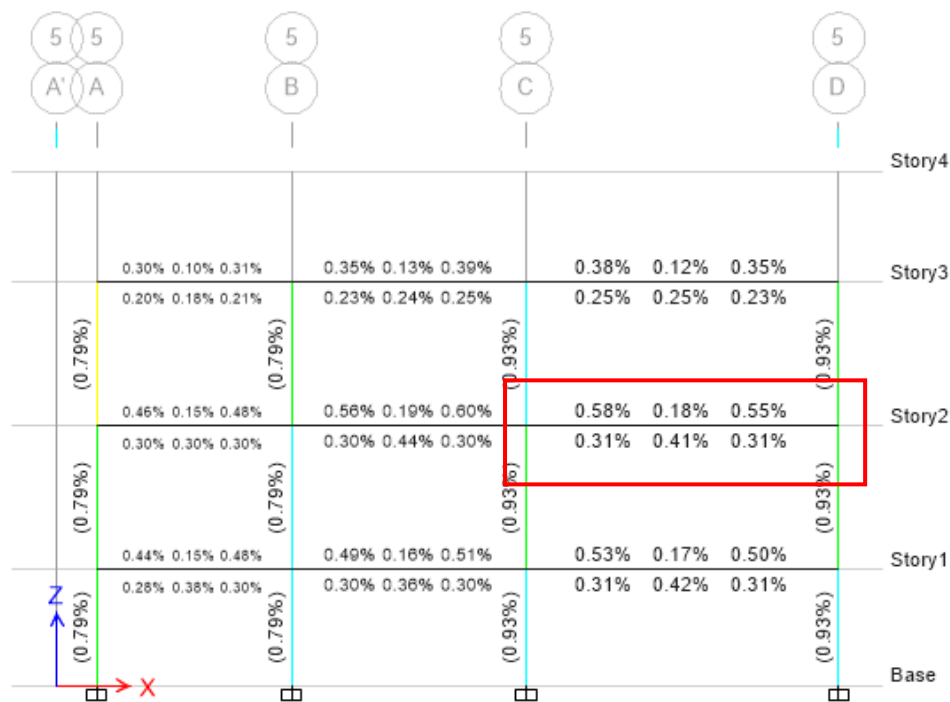
	Momento de diseño (-) (ton-m)	Momento de diseño (+) (ton-m)	Refuerzo momento (-) (cm²)	Refuerzo momento (+) (cm²)	Refuerzo mínimo (cm²)	Refuerzo requerido (cm²)
Superior (+) (2 ejes)	-28.01	-	13.2	0	7	13.2
Inferior (-) (2 ejes)	-	14.01	0	6.4	7	7

**Fuente:** ETABS 2018

En la estructura en condición actual el momento de la viga con mayor demanda fue de 34.28 Ton-m, en la tabla anterior se observa que para la estructura reforzada el momento disminuyó a un valor de 28.01 Ton-m.

Anteriormente se calculó el acero longitudinal mínimo de  $A_{smin} = 7.08 \text{ cm}^2$  y el acero máximo de  $A_{smax} = 26.34 \text{ cm}^2$ , el acero que se requiere para este diseño es de  $13.2 \text{ cm}^2$ , el cual es menor al máximo admitido. También se determinó que la cuantía máxima es de 1.24%, en la siguiente figura se pueden observar que las cuantías para la estructura reforzada oscilan entre 0.31% - 0.58%, siendo estas menores a 1.24%. De los valores determinados se deduce que las vigas presentan un diseño óptimo, y sus elementos son capaces de resistir las solicitaciones de la estructura.

**Figura 131:** Cuantía de acero en las vigas– estructura reforzada



Fuente: ETABS 2018

### 3.1.4.3.6.2. Chequeo a corte en vigas

Los valores del diseño a corte para la viga con mayor demanda, se presentan a continuación:

**Tabla 77:** Resumen del diseño a corte en la viga con mayor demanda

Cortante / Torsión para $V_{u2}$ y $T_u$				
Refuerzo	Diseño $V_{u2}$	Diseño $T_u$	Diseño $M_{u3}$	Diseño $P_u$

$A_{vs}$ (cm <sup>2</sup> /m)	(Ton)	(Ton-m)	(Ton-m)	(Ton)
0.061	24.43	0.04	-28.01	0
Fuerzas de diseño				
<b>Factorizado</b> $V_{u2}$ (Ton)	<b>Factorizado</b> $M_{u3}$ (Ton)	<b>Diseño</b> $V_{u2}$ (Ton)	<b>Capacidad</b> $V_p$ (Ton)	<b>Gravedad</b> $V_g$ (Ton)
16.95	-28.01	24.43	10.3	14.13

Fuentes: ETABS 2018

Los datos obtenidos anteriormente se verifican que cumplan con el acero mínimo requerido, usando la siguiente expresión según la norma ACI 318-14.

$$A_{vmin} = 0.0625 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{fy} \geq 0.35 * \frac{b * s}{fy}$$

$$A_{vmin} = 0.0625 * \sqrt{240kg/cm^2} * \frac{35cm * 10cm}{4200 kg/cm^2} \geq 0.35 * \frac{35cm * 10cm}{4200 kg/cm^2}$$

$$A_{vmin} = 0.0807 \geq 0.0292$$

$$A_{vcalc} \geq A_{vmin}$$

$$0.061 < 0.0807$$

El acero calculado es menor que el acero mínimo, por lo tanto, el requerimiento a corte cumple con la norma.

### 3.1.4.3.6.3. Chequeo de torsión en viga

Se puede despreciar los efectos de la torsión cuando se presenta el siguiente caso:

$$T_u < \phi T_{th}$$

Tabla 78: Resultados de torsión en la viga

Fuerza y refuerzo de torsión				
$T_u$ (Ton-m)	$\phi T_{th}$ (Ton-m)	$\phi T_{cr}$ (Ton-m)	Área $A_o$ (m <sup>2</sup> )	Perímetro $P_h$ (m)
0.04	0.80	3.19	0.1245	1.6444

Fuente: ETABS 2018

Verificar:

$$T_u < \phi T_{th}$$

$$0.06 \text{ ton} - m < 0.80 \text{ ton} - m$$

**Nota:** no se requiere armadura, debido a que se desprecian los efectos de torsión.

### 3.1.4.3.6.4. Chequeo a Flexo – Compresión en columnas

El análisis y chequeo de las columnas se realiza eligiendo el pórtico con mayor demanda en la estructura, el cual es el pórtico 3. Lo valores de la siguiente tabla pertenecen a la columna con mayor demanda, la misma se ubica en el eje C3.

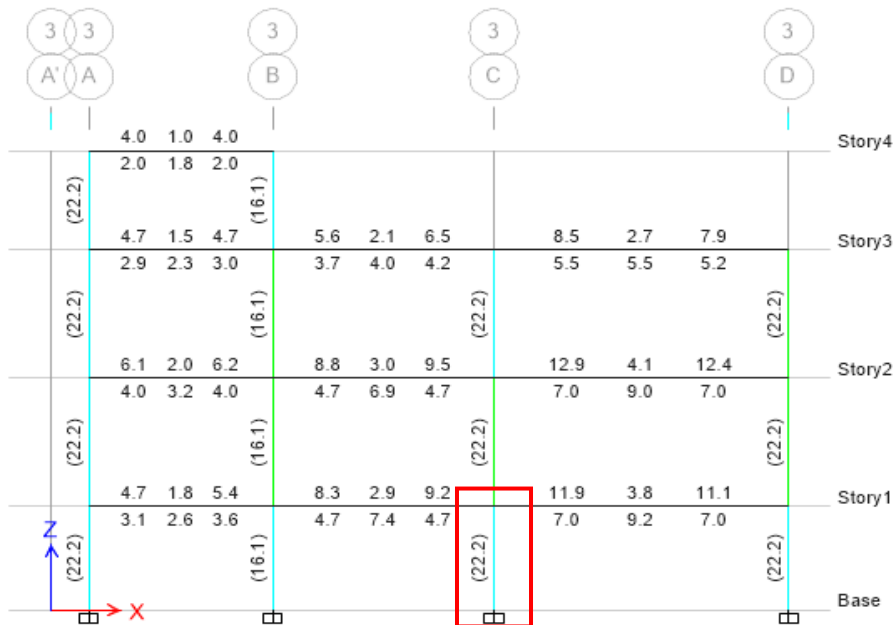
**Tabla 79:** Resumen del diseño de la columna

Detalles de la columna						
Nivel	#Elemento	Sección	Longitud (m)	b (m)	h (m)	dc (m)
N+1.08	C17	C 40x60	2.90	0.4	0.6	0.049
Fuerza de diseño y Momento de diseño biaxial para $P_u, M_{u2}, M_{u3}$						
Diseño $P_u$ (ton)	Diseño $M_{u2}$ (ton-m)	Diseño $M_{u3}$ (ton-m)	Mínimo $M_2$ (ton-m)	Mínimo $M_3$ (ton-m)	Porcentaje de acero (%)	Relación de capacidad
102.36	6.73	-8.27	2.79	3.40	0.93	0.476

Fuente: ETABS 2018

Los siguientes valores de acero de refuerzo longitudinal ( $\text{cm}^2$ ), corresponden al pórtico con más alta demanda.

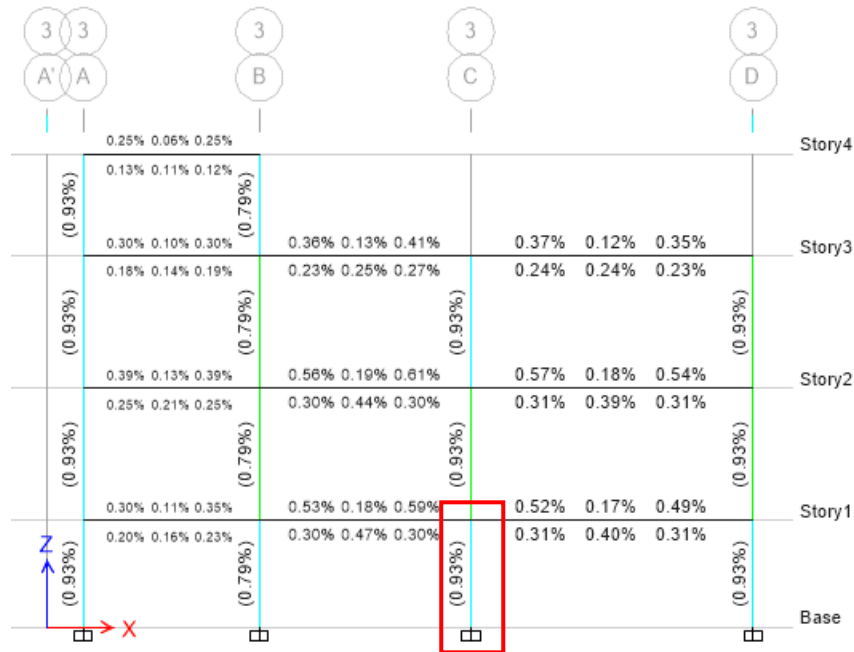
**Figura 132:** Acero de Refuerzo longitudinal en columnas



Fuente: ETABS 2018

A continuación, se pueden observar los porcentajes de cuantías del acero en columnas:

**Figura 133:** Cuantía para el diseño a flexo – compresión en columnas



**Fuente:** ETABS 2018

La cuantía del refuerzo debe cumplir con el requisito que enuncia la norma NEC-SE-HM en el número 4.3.3.

$$0.01 \leq \frac{\rho_g}{A_g} \leq 0.03$$

$$0.01 \leq \frac{22.2\text{cm}^2}{40\text{cm} * 60\text{cm}} \leq 0.03$$

$$0.01 \leq 0.0093 \leq 0.03 - \text{No cumple}$$

La cuantía del refuerzo longitudinal debe estar en el rango de 1% al 3% del área total de la sección. Las columnas de la estructura en estado actual no cumplen con la cuantía mínima del 1%. En la estructura con el reforzamiento las cuantías de las columnas siguen siendo menores al 1%, pero el desempeño de las mismas mejora notablemente, es decir las columnas son más dúctiles.

### 3.1.4.3.6.5. Chequeo de la Demanda / Capacidad en las columnas

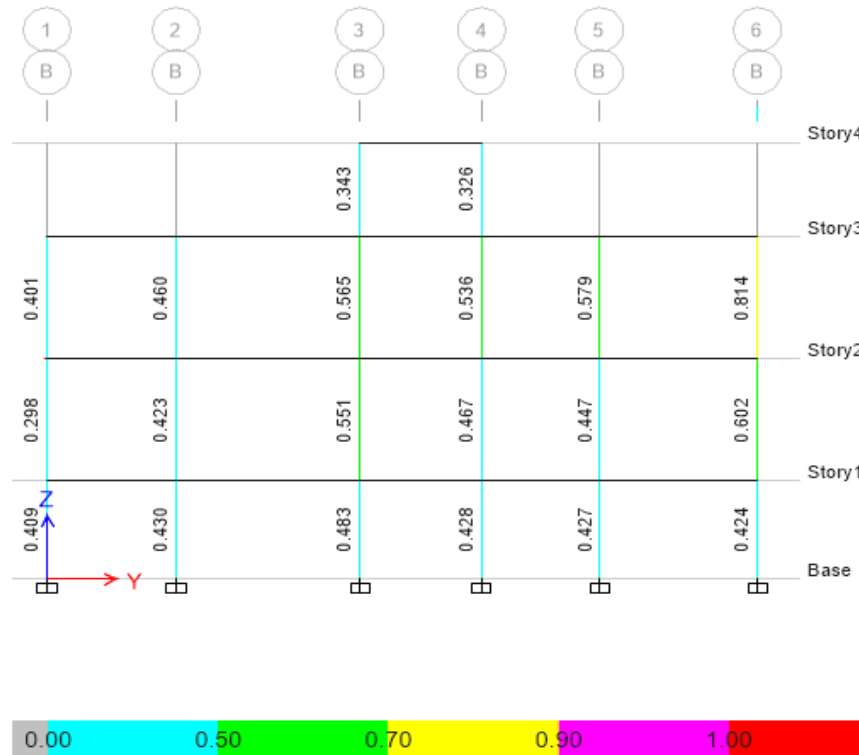
A continuación, en las siguientes graficas se observa el análisis demanda/capacidad de los pórticos con mayor demanda:

**Figura 134: Demanda / Capacidad del eje 3**



**Fuente: ETABS 2018**

**Figura 135: Demanda / Capacidad del eje B**



**Fuente: ETABS 2018**

Una vez verificada la Demanda / Capacidad en todas las columnas, se puede observar que los elementos presentan valores inferiores a 1, determinando que sus secciones transversales son suficientes para satisfacer la demanda de la estructura.

### 3.1.4.3.7. Diagrama de Interacción

Las columnas se analizan bajo el diagrama de interacciones para cada combinación de carga, se usa la curva reducida de interacciones donde se aplican los factores de reducción acorde a la carga, las cargas localizadas dentro del diagrama de interacción son las cargas que la columna puede soportar.

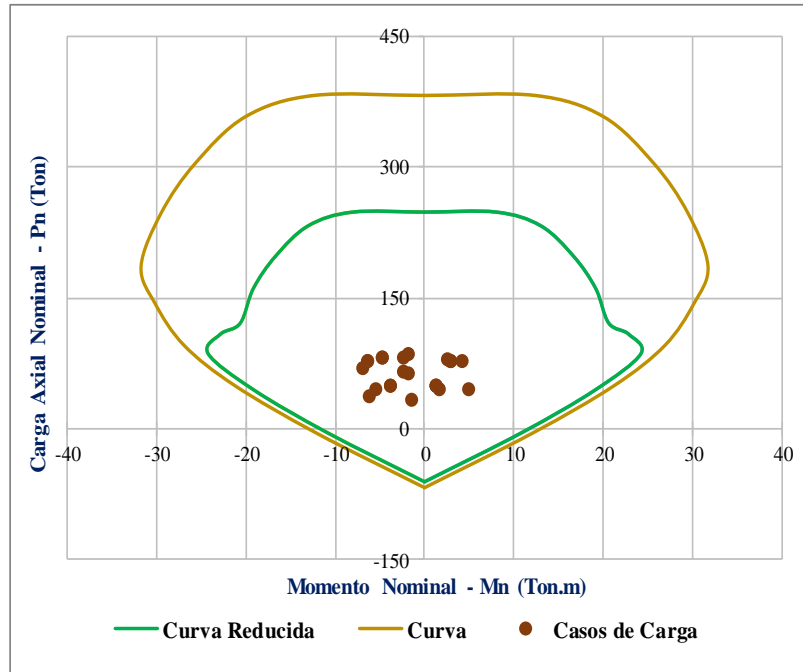
**Tabla 80:** Carga y Momentos Resistentes C1(45x45) cm

Casos de Carga	P	M X-X	M Y-Y
	tonf	tonf-m	tonf-m
1.4D	62.48	0.760	-1.8
1.2D + 1.6L	83.62	2.400	-1.72
1.2D + L + Ex	76.62	2.200	4.22
1.2D + L - Ex	68.07	1.960	-6.86
1.2D + L + Ey	65.03	7.140	-2.2
1.2D + L - Ey	79.66	-5.230	-2.29
0.9D + Ex	44.45	-1.280	5.04
0.9D - Ex	35.89	1.440	-6.03
0.9D + Ey	32.85	6.670	-1.38
0.9D - Ey	47.48	-5.690	1.36
Dinam1.2D + L + Ex Max	77.07	3.970	-6.22
Dinam1.2D + L + Ex Min	75.64	-2.170	3.05
Dinam1.2D + L - Ex Max	77.07	3.970	-6.22
Dinam1.2D + L - Ex Min	75.64	-2.170	3.05
Dinam1.2D + L + Ey Max	80.56	6.83	-4.58
Dinam1.2D + L + Ey Min	79.13	-2.32	2.73
Dinam1.2D + L - Ey Max	80.56	6.83	-4.58
Dinam1.2D + L - Ey Min	79.13	-2.32	2.73
Dinam0.9D + Ex Max	44.89	3.5	-5.39
Dinam0.9D + Ex Min	43.82	-1.26	1.67
Dinam0.9D - Ex Max	44.89	3.5	-5.39
Dinam0.9D - Ex Min	43.82	-1.26	1.67
Dinam0.9D + Ey Max	48.39	6.36	-3.75
Dinam0.9D + Ey Min	47.31	-1.46	1.36
Dinam0.9D - Ey Max	48.39	6.36	-3.75
Dinam0.9D - Ey Min	47.31	-1.46	1.36

**Fuente:** ETABS 2018

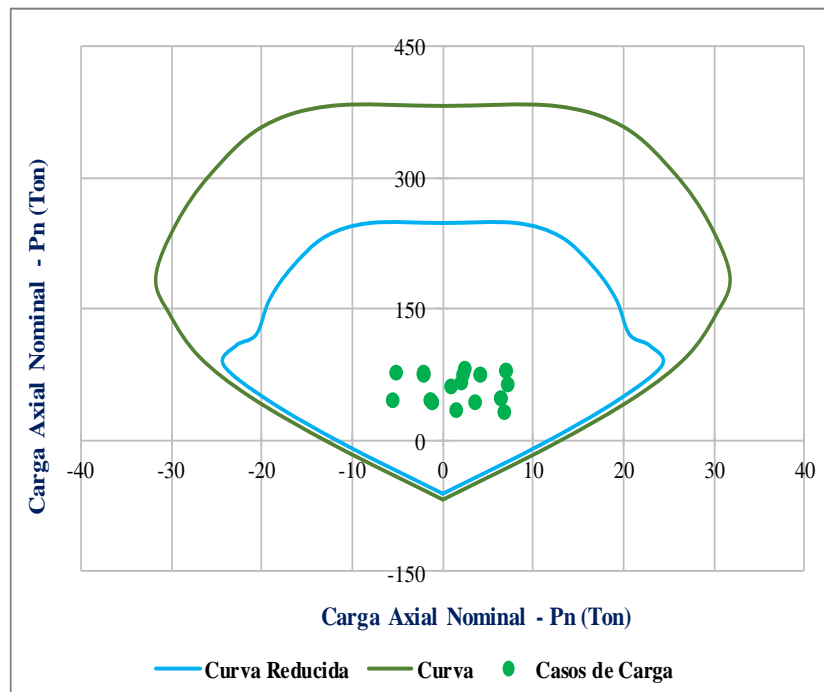


**Figura 136:** Diagrama de Interacción C1(45X45) cm – sentido X-X



**Fuente:** Damaris Tenesaca

**Figura 137:** Diagrama de Interacción C1(45X45) cm – sentido Y-Y



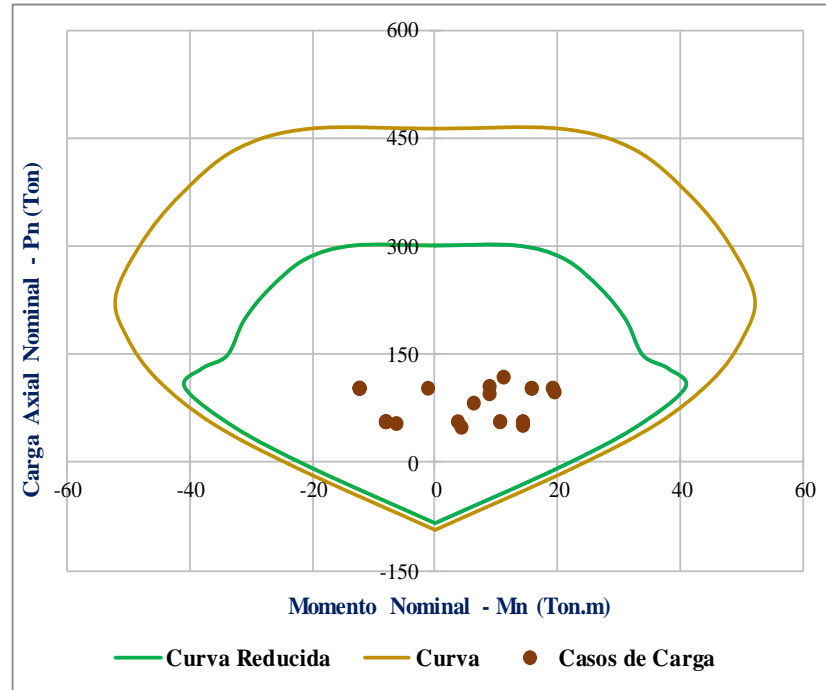
**Fuente:** Damaris Tenesaca

**Tabla 81:** Carga y Momentos Resistentes C2(40x60) cm

Casos de Carga	P	M X-X	M Y-Y
	tonf	tonf-m	tonf-m
1.4D	80.15	0.79	-2.66
1.2D + 1.6L	116.41	3.17	-2.52
1.2D + L + Ex	96.03	2.62	8.35
1.2D + L - Ex	101.01	2.75	-12.59
1.2D + L + Ey	93.84	7.35	-3.77
1.2D + L - Ey	103.20	-5.05	-3.43
0.9D + Ex	49.04	-1.34	9.38
0.9D - Ex	54.01	1.47	-11.57
0.9D + Ey	46.84	6.70	-2.75
0.9D - Ey	56.21	-5.70	1.87
Dinam1.2D + L + Ex Max	102.70	4.11	-11.38
Dinam1.2D + L + Ex Min	101.15	-2.82	3.75
Dinam1.2D + L - Ex Max	102.70	4.11	-11.38
Dinam1.2D + L - Ex Min	101.15	-2.82	3.75
Dinam1.2D + L + Ey Max	102.36	6.73	-8.27
Dinam1.2D + L + Ey Min	100.80	-2.85	3.57
Dinam1.2D + L - Ey Max	102.36	6.73	-8.27
Dinam1.2D + L - Ey Min	100.80	-2.85	3.57
Dinam0.9D + Ex Max	55.71	3.47	-10.35
Dinam0.9D + Ex Min	54.54	-1.49	2.14
Dinam0.9D - Ex Max	55.71	3.47	-10.35
Dinam0.9D - Ex Min	54.54	-1.49	2.14
Dinam0.9D + Ey Max	55.36	6.09	-7.24
Dinam0.9D + Ey Min	54.19	-1.48	1.97
Dinam0.9D - Ey Max	55.36	6.09	-7.24
Dinam0.9D - Ey Min	54.19	-1.48	1.97

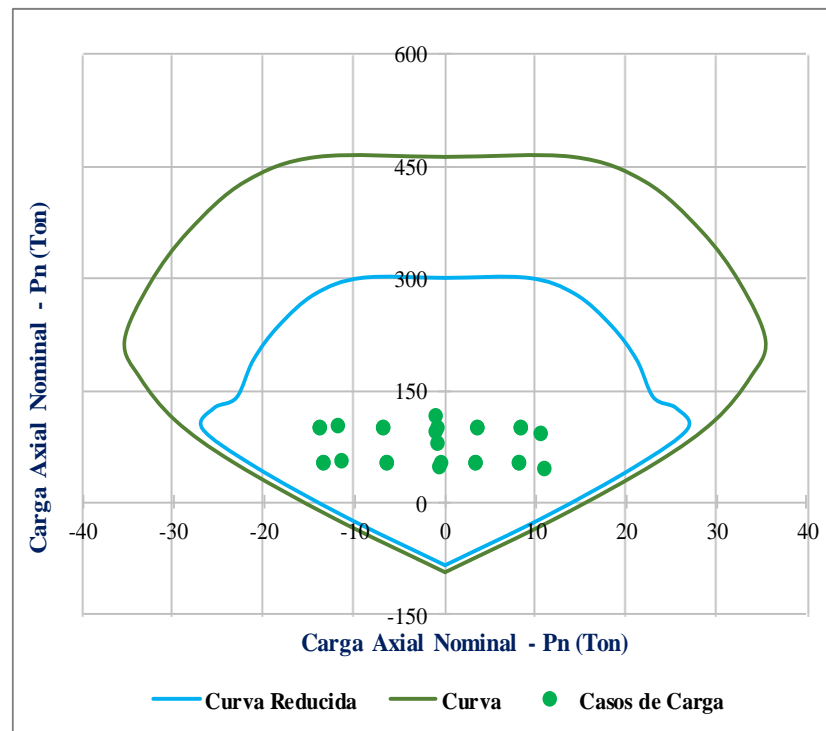
**Fuente:** ETABS 2018

**Figura 138:** Diagrama de Interacción C2(40x60) cm – sentido X-X



**Fuente:** Damaris Tenesaca

**Figura 139:** Diagrama de Interacción C2(40x60) cm – sentido Y-Y



**Fuente:** Damaris Tenesaca

En las gráficas anteriores se puede observar que los valores de carga axial y momentos obtenidos de las combinaciones de carga, se ubican dentro de las curvas de los diagramas de interacción, por lo tanto, la columna es capaz de resistir las solicitaciones y no requiere de reforzamiento adicional.

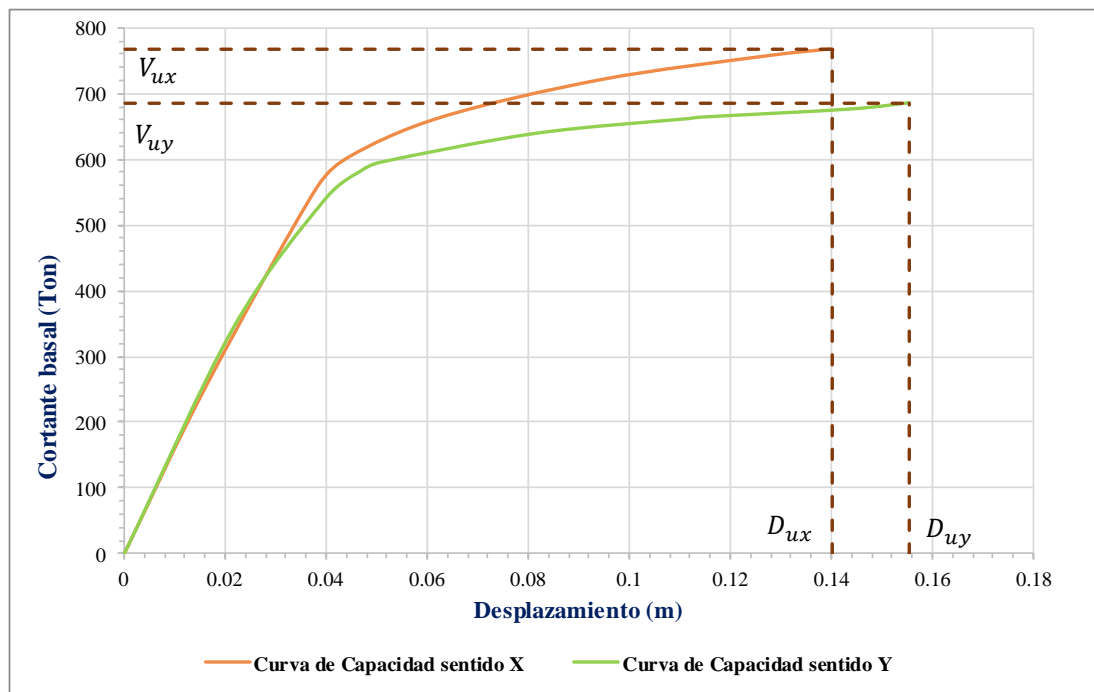
#### 3.1.4.4. Análisis no lineal de la estructura reforzada

Para la ejecución del análisis estático no lineal de la estructura con la implementación del reforzamiento se desarrolló el mismo proceso que se describe en la sección 3.1.3., cuya finalidad es obtener la curva de capacidad para determinar el desempeño que tendrá la estructura.

##### 3.1.4.4.1. Curva de capacidad

El análisis no lineal permitió determinar la curva de capacidad, la misma es una relación entre el cortante total de la base y el desplazamiento en el último nivel de la estructura.

**Figura 140:** Curva de capacidad de la estructura reforzada



**Fuente:** Damaris Tenesaca

Para la curva de capacidad en el sentido X, el cortante último tiene un valor de 766.81 Ton, con un desplazamiento de 14.03 cm, la fluencia inicia cuando la estructura alcanza un desplazamiento de 4.23 cm, con un cortante de 637.46 Ton.

En el sentido Y, el cortante último tiene un valor de 686.21 Ton, con un desplazamiento de 15.54 cm, la fluencia inicia cuando la estructura alcanza un desplazamiento de 3.66 cm, con un cortante de 583.08 Ton.

Los valores descritos anteriormente representan la máxima capacidad que posee la estructura, luego de este punto se genera el colapso.

### 3.1.4.4.2. Curva de capacidad – representación Bilineal

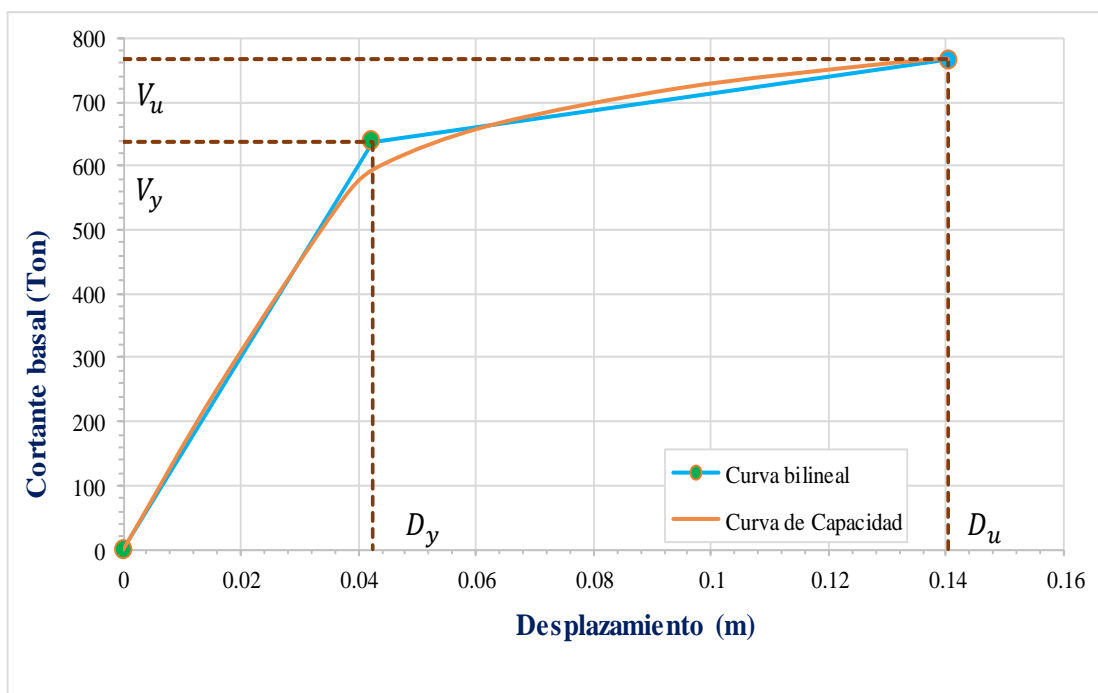
Este tipo de representación de la curva de capacidad permite simplificar el comportamiento no lineal de la estructura. Para ello se usa el método que propone la norma FEMA 356.

- **Dirección X**

Desplazamiento último  $(D_u, V_u) = (0.1403\text{ m}, 766.81\text{ ton})$

Punto de fluencia  $(D_y, V_y) = (0.0423\text{ m}, 637.46\text{ ton})$

**Figura 141:** Representación bilineal de la curva de capacidad - dirección X



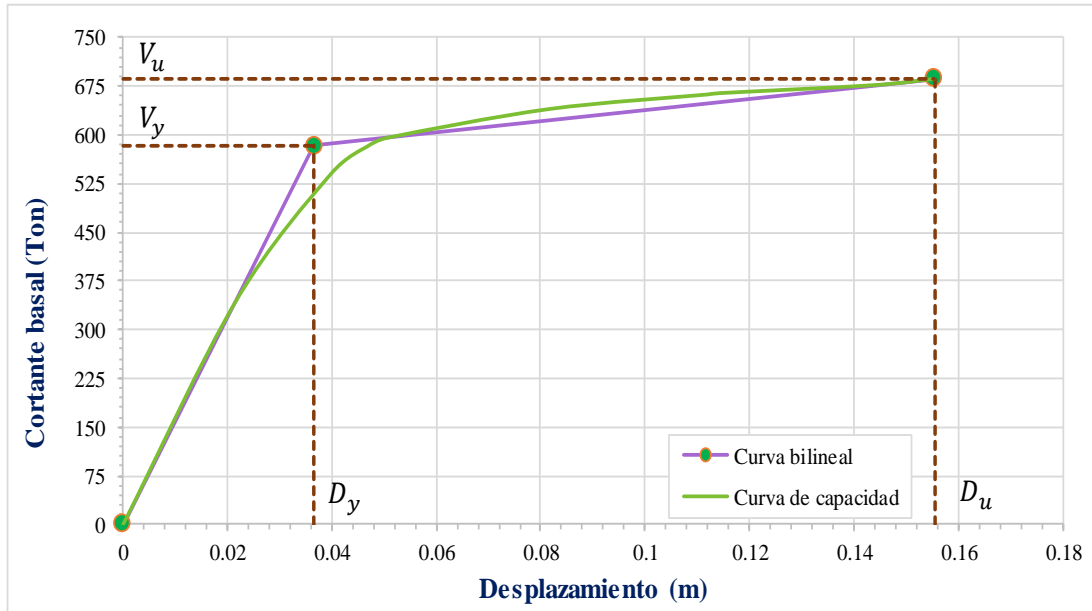
**Fuente:** Damaris Tenesaca

- **Dirección Y**

Desplazamiento último  $(D_u, V_u) = (0.1554\text{ m}, 686.21\text{ ton})$

Punto de fluencia  $(D_y, V_y) = (0.0366 \text{ m}, 583.08 \text{ ton})$

**Figura 142:** Representación bilineal de la curva de capacidad - dirección Y



**Fuente:** Damaris Tenesaca

#### 3.1.4.4.3. Evaluación del desempeño sísmico

El punto de desempeño se encuentra al dividir la recta bilineal en diferentes niveles establecidos por las normas NEC-15 y Visión 2000, y de sectorizarla acorde a la ATC-40, los cuales son:

- 30% - operacional
- 30% - seguridad de vida
- 20% - pre-colapso
- 20% - colapso

##### 3.1.4.4.3.1. Punto de desempeño

Los resultados obtenidos del desempeño para las diferentes demandas sísmicas en las direcciones X & Y se muestran en la siguiente tabla, los desplazamientos y corte correspondientes a cada punto de desempeño se calculan aplicando la metodología de la norma FEMA 440 – linealización equivalente, estos valores son obtenidos del software ETABS 2018.

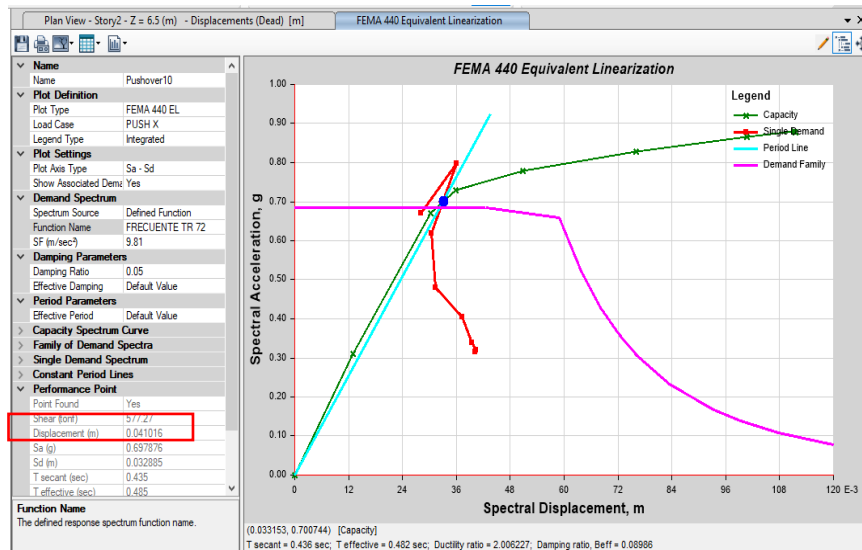
- **Dirección X-X**

**Tabla 82:** Puntos de desempeño en la dirección X-X

PUNTO DE DESEMPEÑO			
Dirección	Nivel de sismo	Dp (m)	V (ton)
X-X	Frecuente	0.041	577.270
	Ocasional	0.055	638.030
	Raro	0.079	693.640
	Muy Raro	0.116	744.330

**Fuente:** ETABS 2018

**Figura 143:** Punto de Desempeño para un sismo frecuente - Dirección X-X

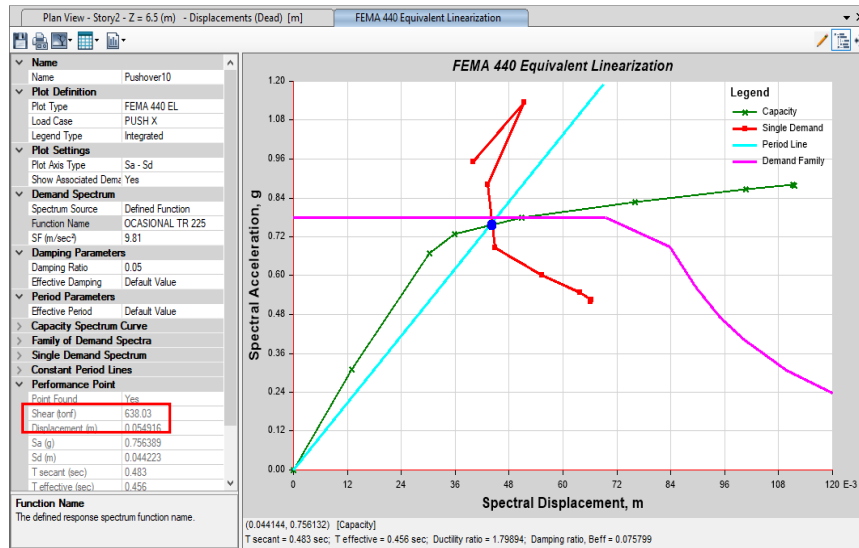


**Fuente:** ETABS 2018

La anterior figura muestra el punto de desempeño que se obtiene mediante la intersección entre el espectro de demanda (correspondiente a un nivel de amenaza sísmica frecuente) y la curva de capacidad. Los obtenidos son:

- 577.27 ton – cortante.
- 4.10 cm – desplazamiento.

**Figura 144:** Punto de Desempeño para un sismo ocasional - Dirección X-X

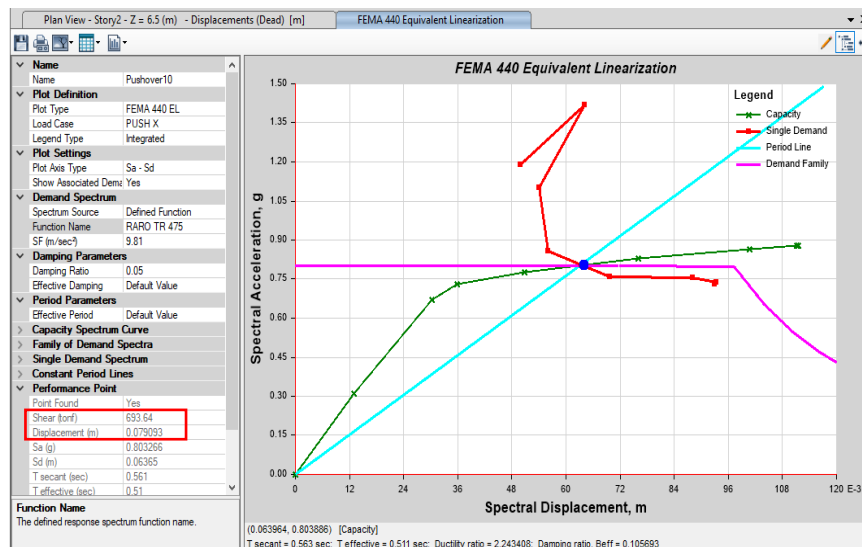


**Fuente:** ETABS 2018

En la figura anterior se puede observar que la demanda se incrementa, consecuentemente aumenta la intersección entre el espectro y la curva de capacidad, para un nivel de sismo ocasional los valores obtenidos son:

- 638.03 ton - cortante
- 5.49 cm – desplazamiento

**Figura 145:** Punto de Desempeño para un sismo raro - Dirección X-X



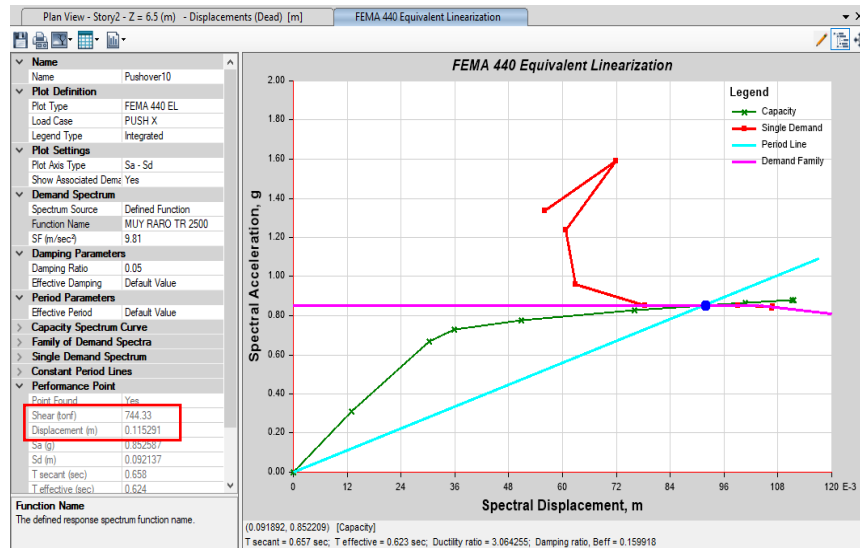
**Fuente:** ETABS 2018

Se puede observar en la figura anterior que, para el punto de intersección, con un nivel de sismo raro los valores que se obtuvieron son:



- 693.64 ton - cortante
- 7.90 cm – desplazamiento

**Figura 146:** Punto de Desempeño para un sismo muy raro - Dirección X-X



**Fuente:** ETABS 2018

En la figura anterior se observa que, para el punto de intersección, con un nivel de sismo muy raro los valores que se obtuvieron son:

- 744.33 ton - cortante
- 11.53 cm – desplazamiento
- **Dirección Y-Y**

**Tabla 83:** Puntos de desempeño en la dirección Y-Y

PUNTO DE DESEMPEÑO			
Dirección	Nivel de sismo	Dp (m)	V (ton)
Y - Y	Frecuente	0.037	514.140
	Ocasional	0.057	603.500
	Raro	0.081	638.890
	Muy Raro	0.120	666.610

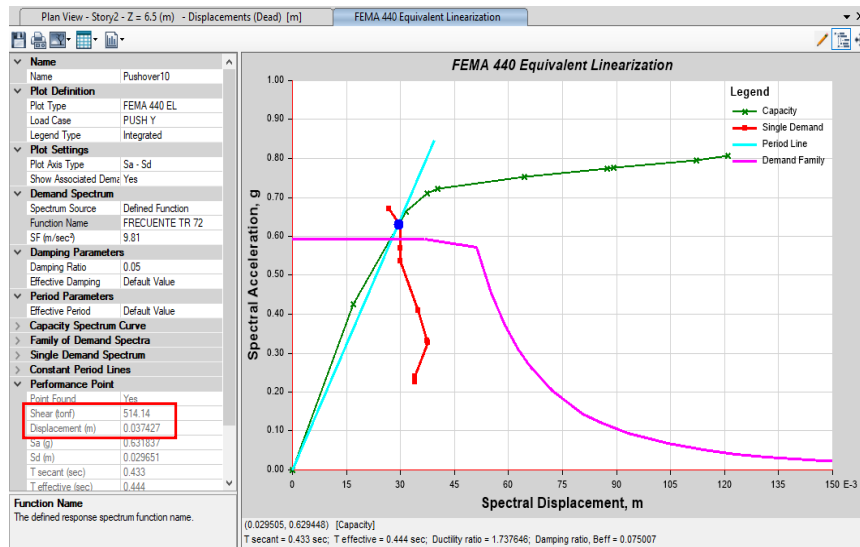
**Fuente:** ETABS 2018

La siguiente figura muestra el punto de desempeño que se obtiene mediante la intersección entre el espectro de demanda (correspondiente a un nivel de amenaza sísmica frecuente) y la curva de capacidad. Los obtenidos son:

- 514.14 ton – cortante.

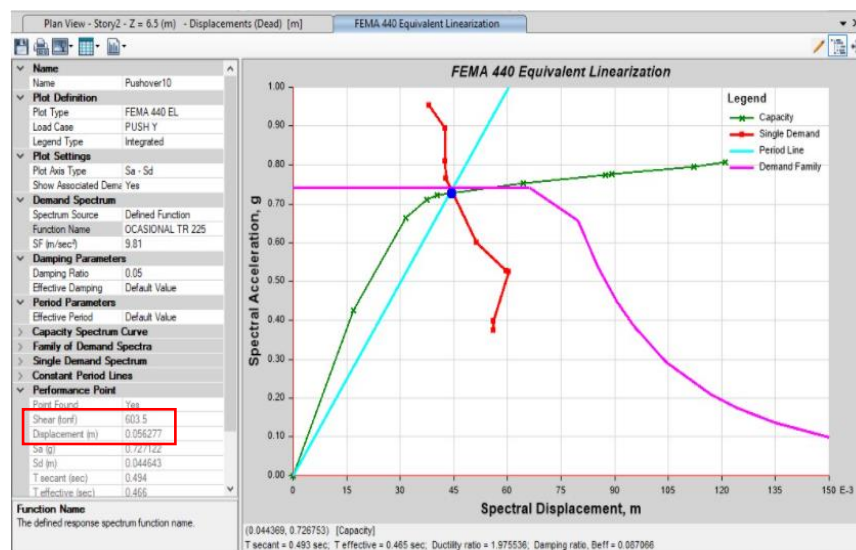
- 3.74 cm – desplazamiento.

**Figura 147:** Punto de Desempeño para un sismo frecuente - Dirección Y-Y



**Fuente:** ETABS 2018

**Figura 148:** Punto de Desempeño para un sismo ocasional - Dirección Y-Y

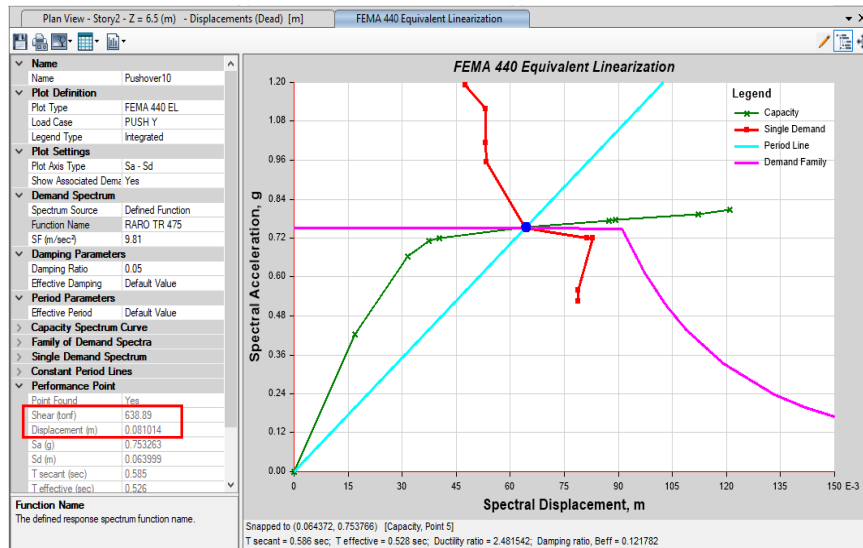


**Fuente:** ETABS 2018

En la figura anterior se puede observar que la demanda se incrementa, consecuentemente la intersección entre el espectro y la curva de capacidad presentan valores mayores, para un nivel de sismo ocasional los valores obtenidos son:

- 633.50 ton - cortante
- 5.63 cm – desplazamiento

**Figura 149:** Punto de Desempeño para un sismo raro - Dirección Y-Y

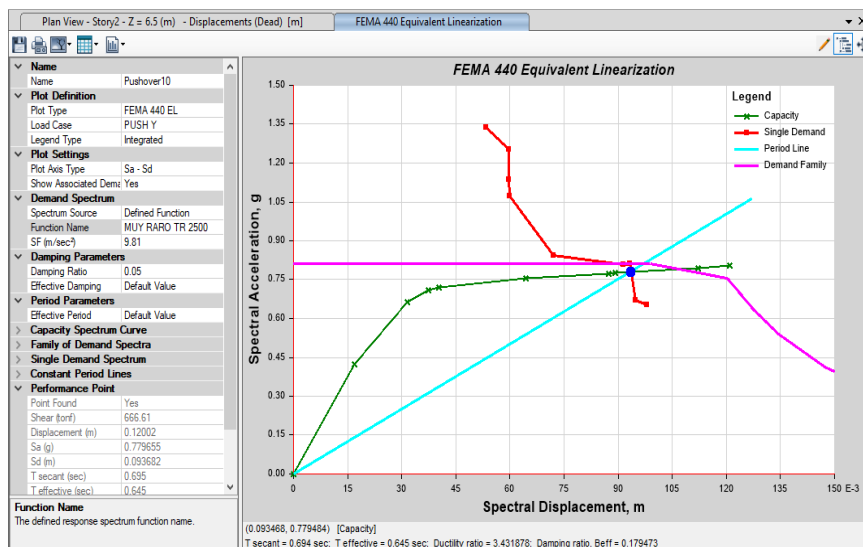


**Fuente:** ETABS 2018

Se puede observar en la figura anterior que, para el punto de intersección, con un nivel de sismo raro los valores que se obtuvieron son:

- 603.89 ton - cortante
- 8.10 cm – desplazamiento

**Figura 150:** Punto de Desempeño para un sismo muy raro - Dirección Y-Y



**Fuente:** ETABS 2018

Se puede observar en la figura anterior que, para el punto de intersección, con un nivel de sismo raro los valores que se obtuvieron son:

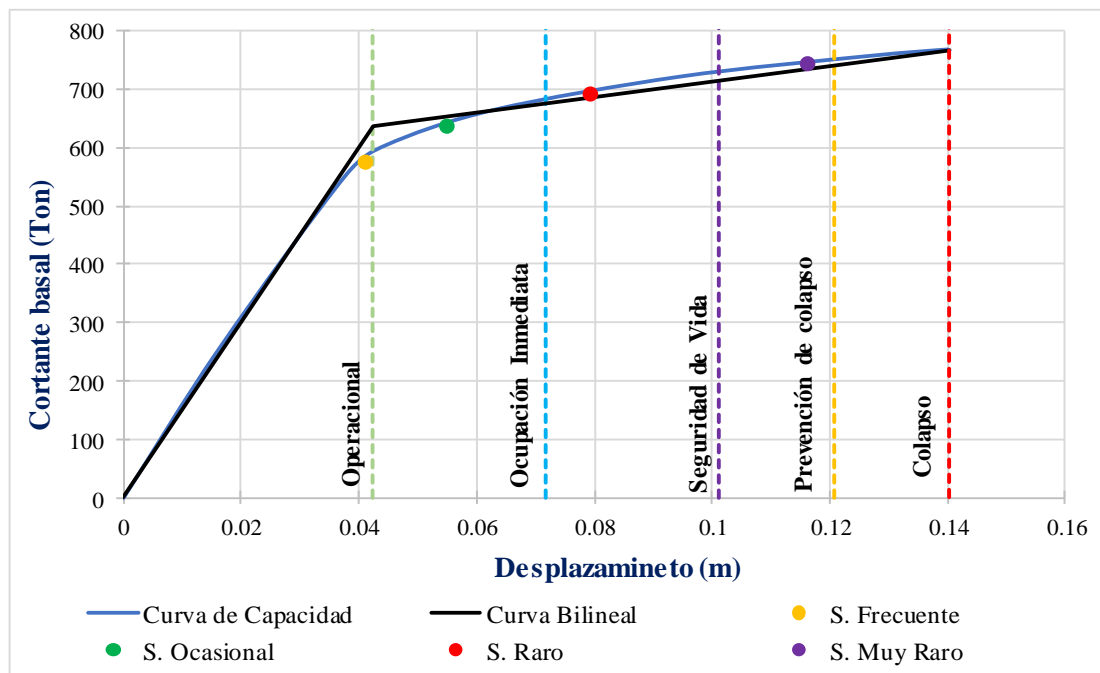
- 666.61 ton - cortante
- 12.00 cm – desplazamiento

### 3.1.4.4.3.2. Evaluación del desempeño sísmico – FEMA 440

A continuación, se presentan figuras que muestran la respuesta de la estructura frente a los distintos niveles de amenaza sísmica para las direcciones X & Y.

- **Dirección X-X**

**Figura 151:** Desempeño Sísmico en la dirección X-X según FEMA 440



**Fuente:** Damaris Tenesaca

En la figura anterior se puede observar que para un sismo frecuente el nivel de desempeño es operacional, para un sismo ocasional el nivel de desempeño es ocupación inmediata, en cuanto al sismo raro este se encuentra cerca del nivel de seguridad de vida y finalmente para un sismo máximo o muy raro se encuentra al borde de prevención de colapso. Se colocan los niveles de desempeño basados en los resultados obtenidos para las distintas sollicitaciones sísmicas que presenta la matriz de desempeño del Comité Visión 2000, tal como se observa a continuación:

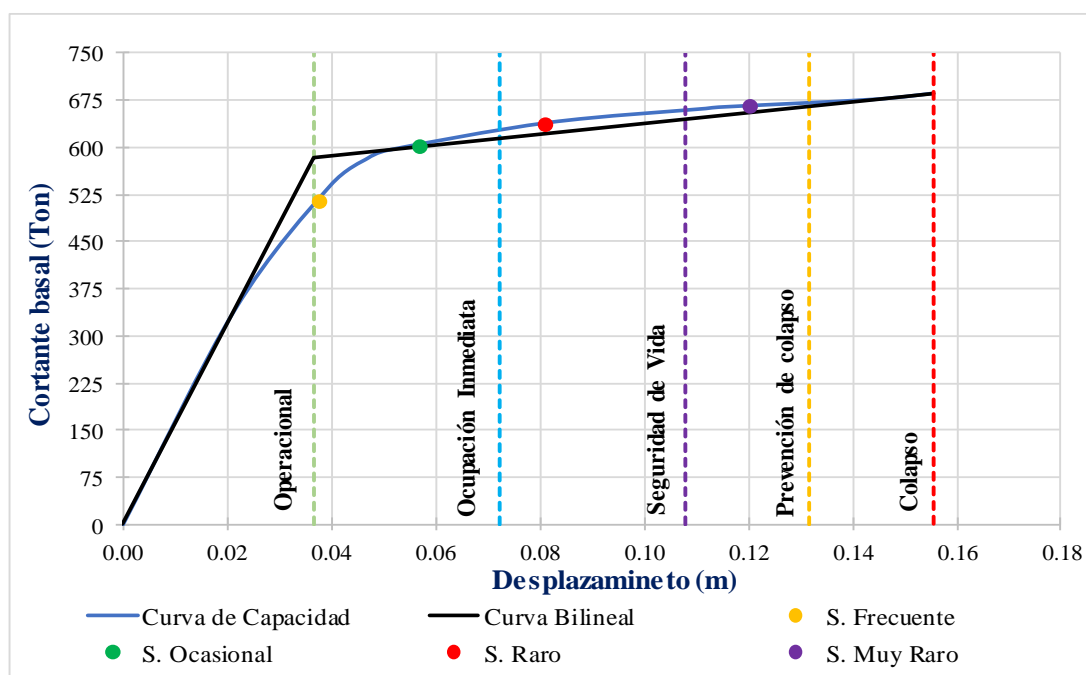
**Tabla 84:** Niveles de desempeño esperados y calculados - dirección X-X

Niveles de amenaza	Niveles de desempeño				
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al Colapso	Colapso
Frecuente	X				
Ocasional		X			
Raro			X		
Muy raro				X	
X	Nivel esperado para edificios de oficinas (construcción básica)				
	Nivel existente del edificio en análisis				

Fuente: Damaris Tenesaca

- Dirección Y-Y

Figura 152: Desempeño Sísmico en la dirección Y-Y según FEMA 440



Fuente: Damaris Tenesaca

De la figura anterior se puede determinar que para un sismo frecuente el nivel de desempeño es operacional para un sismo ocasional el nivel de desempeño es ocupación inmediata, el sismo raro se ubica en el nivel de seguridad de vida y finalmente para un sismo máximo o muy raro se ubica cerca de la prevención del colapso. Se colocan los niveles de desempeño basados en los resultados obtenidos para las distintas sollicitaciones sísmicas que presenta la matriz de desempeño del Comité Visión 2000, tal como se observa a continuación:

**Tabla 85:** Niveles de desempeño esperados y calculados - dirección Y-Y

Niveles de amenaza	Niveles de desempeño				
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al Colapso	Colapso
Frecuente	X				
Ocasional		X			
Raro			X		
Muy raro				X	
X	Nivel esperado para edificios de oficinas (construcción básica)				
	Nivel existente del edificio en análisis				

**Fuente:** Damaris Tenesaca

Los resultados que se muestran en las tablas 84 y 85, permiten comprobar que la estructura con la implementación del reforzamiento trabaja satisfactoriamente, es capaz de resistir las solicitaciones y cumple con los objetivos que propone Visión 2000 en las direcciones X & Y.

### 3.1.4.5. Muros de corte

- **Cuantía horizontal y vertical de acero de refuerzo**

Datos:

$$V_u = 48.518 \text{ Ton}$$

$$P_u = 414.578 \text{ Ton}$$

$$M_u = 3950.51 \text{ Ton} - m$$

La norma ACI en el artículo 18.10.2.1 establece:

$$V_u \leq 0.27 * A_{cv} * \lambda * \sqrt{f'c}$$

UTILIZAMOS

$$\rho_t = 0.0020 \text{ para acero menor o igual a } 16\text{mm}$$

$$\rho_t = 0.0025 \text{ para acero mayor a } 16\text{mm}$$

$$\text{Si } V_u > 0.27 * A_{cv} * \lambda * \sqrt{f'c} \quad \text{Entonces } \rho_l \text{ Y } \rho_t = 0.0025$$

Datos:

$$A_{cv} = \text{area neta}$$

$$A_{cv} = L_w * b_w$$

$$A_{cv} = 150cm * 25cm = 3750 cm^2$$

$$V_u = \text{cortante ultimo}$$

$$V_n = \text{cortante nominal}$$

$$\lambda = \text{factor} = 1$$

$$V_n = 0.27 * A_{cv} * \lambda * \sqrt{f'c}$$

$$V_n = 0.27 * 3750cm^2 * 1 * \sqrt{240 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$V_n = 15685.583 kg = 15.686 ton$$

$$48.518 > 15.686$$

El cortante ultimo  $V_u=48.518$ Ton es mayor al cortante nominal  $V_n = 15.686$  Ton; por lo tanto, las cuantías de caero  $\rho_l$  y  $\rho_t = 0.0025$ ; entonces el área de acero vertical y horizontal es:

Calculos el acero para un metro de muro:

$$A_{sc} = A_{st} = 0.0025 * 100 * 25 = 6.25cm^2$$

$$6.25cm^2 \text{ dividido para dos lados del muro} = 3.125cm^2$$

$$\text{De la tabla de hierros } 1\emptyset 12 = 1.131 cm^2$$

$$\frac{3.125cm^2}{1.131cm^2} = 2.76 \text{ varillas aproximado a 3 varillas de } \emptyset 12mm$$

Por tanto:

$$1.131 * 3(\text{varillas}) = 3.393cm^2 \text{ para los dos lados del muro}$$

$$3.393 * 2 = 6.786cm^2 \text{ para cada lado en un metro de muro.}$$

$$\frac{100cm}{3\text{varillas}} = 1\emptyset 12 \text{ cada } 33cm$$

Se determina la cantidad de mallas de acero se utilizará en el muro para lo cual ACI indica:

$$\text{Si } V_u \geq 0.53 * \gamma * \sqrt{f'_c} * b_w * L_w$$

$$\text{Si } 48517.5 \geq 0.53 * 1 * \sqrt{240 \text{ k} \frac{\text{g}}{\text{cm}^2}} * 30\text{cm} * 850\text{cm}$$

$$\text{Si } 48.518 \geq 30.79 \text{ Ton} \quad \therefore \text{ cumple}$$

$$b_w \geq 25 \quad \therefore \text{ cumple}$$

Por lo tanto, se debe usar dos mallas de acero.

- **Chequeo cantidad de acero adecuado**

$$e = \frac{M_s}{P_u}$$

$$e = \frac{3950.51 \text{ Tn. m}}{414.578 \text{ Ton}}$$

$$e = 9.53 \text{ m}$$

Debido al valor alto de excentricidad se puede deducir que puede presentar falla por tracción en el muro por lo tanto, se realiza la siguiente corrección:

Según ACI:

$\phi = 90$  valor de castigo por la excentricidad fuera del muro

$$P_u = 414.578 \text{ Ton}$$

$$P_{s1} = \frac{P_u}{\phi} = \frac{414.578 \text{ ton}}{0.9} = \mathbf{460.64 \text{ Ton}}$$
 carga ultima corregida

$$M_u = 15802.04 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{s1} = \frac{M_u}{\phi} = \frac{15802.04 \text{ Ton}}{0.9} = \mathbf{17557.82 \text{ Ton} - \text{m}}$$
 momento ultimo corregido

- **Eje neutro c (estado balanceado)**

$$c = \left( \frac{\omega + \alpha}{2 * \omega + 0.85 * \beta_1} \right) * L_w$$



$$\omega = \frac{P_u * f_y}{f'c} \qquad \alpha = \frac{P_u}{L_w * b_w * f'c}$$

$$\rho_u = \text{cuantía de acero vertical} = 0.00301 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_u = 460.74 \text{ Ton carga ultima corregida}$$

$$b_w = 25 \text{ cm}$$

$$L_w = 150 \text{ cm}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

Calculamos:

$$\omega = \frac{P_u * f_y}{f'c}$$

$$\omega = \frac{0.00301 \text{ cm}^2 * \frac{4200 \text{ kg}}{\text{cm}^2}}{240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0.052675$$

$$\alpha = \frac{P_u}{L_w * b_w * f'c}$$

$$\alpha = \frac{460740 \text{ kg}}{150 \text{ cm} * 25 \text{ cm} * 240 \text{ kg/cm}^2} = 0.5119$$

Calculamos el eje neutro:

$$c = \left( \frac{\omega + \alpha}{2 * \omega + 0.85 * \beta_1} \right) * L_w$$

$$c = \left( \frac{0.052675 + 0.5119}{2 * 0.052675 + 0.85 * 0.85} \right) * 150 \text{ cm} = \mathbf{102.297 \text{ cm}}$$

verificamos la profundidad del eje neutro con la siguiente ecuación:

$$c \geq \left( \frac{L_w}{600 \left( 1.5 * \frac{\delta_w}{h_w} \right)} \right)$$

$$L_w = 150\text{cm}$$

$$\frac{\delta_w}{h_w} \geq 0.005$$

$$c \geq \left( \frac{150\text{cm}}{600(1.5 * 0.005)} \right) = \mathbf{33.33\text{ cm}}$$

$$102.29 \geq 33.33$$

- **Verificar si se necesitan elementos de borde**

Según ACI 318-05 en el artículo 21.7.6, son necesarios los elementos de borde si el esfuerzo máximo a compresión del concreto en la fibra extrema del muro es mayor de  $0.2f'c$ ; usando la siguiente ecuación:

$$\sigma_{max} = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u * \frac{L_w}{2}}{I_{xx}}$$

*Datos:*

$$M_{u1} = 17557.82 \text{ Ton} - m$$

$$b_w = 25 \text{ cm}$$

$$L_w = 150\text{cm}$$

$$P_{u1} = 460.64 \text{ ton}$$

### **Cálculo de la inercia**

$$I_{xx} = \frac{b_w * L^3}{12} = 7031250 \text{ cm}^4$$

$$A_g = b_w * L_w = (25 * 150) = 3750 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{460640}{3750} + \frac{17557.82 * 10^5 * \frac{150}{2}}{7031250} = 18851.18 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo fibra externa del muro

$$\sigma = 0.2f'c = 0.2(240) = 48 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{max} > \sigma$$

$$18851.18 \frac{kg}{cm^2} > 48 \frac{kg}{cm^2} \text{ si}$$

Por tanto, necesita elementos de confinamiento o de borde en los extremos del muro.

- **Diseño de machones (elementos de borde)**

$$\text{Machones embebido en el muro} = 25cm * 25cm = 625cm^2$$

$$L'w = Lw - \text{columnas.}$$

$$L'w = 1.50 - 0.6m$$

$$L'w = 0.9m$$

$$As_{min} = 1\% * Ag$$

$$As_{min} = 0.01 * 25cm * 25cm$$

$$As_{min} = 6.25 cm^2 \quad 6\emptyset 12 = 6.79 cm^2$$

$$hc \geq hv$$

$$hv \geq 20\emptyset c$$

$$hc \geq 20\emptyset c$$

$$\emptyset c = \frac{25 cm}{20} = 1.25 cm \approx 12.5 mm$$

$$Pu_{max} = \frac{Pu}{2} + \frac{Mu}{L'w}$$

$$Pu_{max} = \frac{460.64 Tn}{2} + \frac{17557.82 Tn m}{0.9 m} = 19739.01 Tn$$

$$Pn_{max} = 0.80(0.85 * f'c * (Ag - Ast) + Ast * fy)$$

$$Pn_{max} = 0.80 \left( 0.85 * 240 \frac{kg}{cm^2} * (625cm^2 - 6.25 cm^2) + 6.25 cm^2 * 4200 \frac{kg}{cm^2} \right)$$

$$Pn_{max} = 428400000 kg$$

$$\emptyset Pn \geq Pu$$

$$\phi = 0.65 + \frac{Pu}{f'c * Ag} \leq 0.7$$

$$\phi = 0.65 + \frac{19739010 \text{ kg}}{240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 625 \text{ cm}^2} = 132.24$$

$$299880000 \text{ kg} \geq 19739010 \text{ kg}$$

### **3.2. Verificación de la hipótesis**

Con el análisis del comportamiento sísmico, se verificó que el edificio del Gobierno Autónomo Descentralizado de la parroquia Picaihua no cumple con el nivel de desempeño sísmico esperado para una estructura de ocupación especial, por lo tanto, se realizó un reforzamiento estructural, que permitió alcanzar resultados óptimos en su comportamiento.

## CAPÍTULO IV

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 4.1. Conclusiones

- De acuerdo al ensayo ejecutado con el martillo esclerométrico, se determinó que la resistencia a la compresión del hormigón tiene un valor de 244.7 kg/cm<sup>2</sup>, siendo este valor cercano a 240 kg/cm<sup>2</sup>, el cual está establecido en los planos estructurales; conforme a las características de la NEC 2015 y a estudios realizados en la parroquia Picaihua, se clasificó al suelo del sitio de estudio como tipo D y según el Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos (SUCS), este tipo de suelo es una arena limosa mal graduada.
- Para la evaluación visual rápida aplicando la metodología establecida por la norma FEMA 154 se determinó una puntuación final “S” de 1.5, mientras que con la metodología de la NEC 2015 se obtuvo un valor de 3.3, siendo esta última menos conservadora y severa que la primera, concluyendo que el edificio presenta un grado de vulnerabilidad bajo, el parámetro que afecta en la puntuación final es el suelo de tipo D, no existen irregularidades en elevación y tampoco columnas cortas.
- En base al análisis lineal de la edificación en su estado actual, se concluye que la misma cumple con el chequeo del periodo de vibración con un valor de 0.673seg, el cual es menor al 30% del periodo obtenido con el método I, tal como establece la NEC 15; presenta torsión en su segundo y tercer modo de vibración debido a que excede el 30% de la participación rotacional permitida; las derivas inelásticas estáticas y dinámicas para las dos direcciones X & Y, superan el 2% alcanzando un máximo valor en la dirección Y con el 3.31% para el nivel N+4.68, por lo tanto, la edificación requiere de reforzamiento.
- Acorde al chequeo de las vigas, la cantidad de acero que se requiere es de 16.4 cm<sup>2</sup>, para la viga con mayor demanda, este valor es inferior al acero máximo permitido de 26.34 cm<sup>2</sup> calculado para una sección de (35x65) cm, las cuantías están en el rango de 0.35% a 0.72%, siendo estas menores a la cuantía máxima permitida de 1.24%, concluyendo que las vigas no fallan a

flexión y presentan un diseño adecuado para resistir las demandas de la estructura.

- Del chequeo Demanda/Capacidad en todas las columnas, se determinó que los elementos del subsuelo presentan fallas, esto se debe a que la relación supera el límite máximo admitido de 1, con valores de 1.216, requiriendo un 22% más de capacidad para satisfacer a la demanda; al graficar los diagramas de interacción se pudo apreciar que todas las cargas se ubican dentro de las curvas por lo tanto, las columnas son capaces de resistir las solicitudes de la estructura y no requieren reforzamiento adicional.
- En base al análisis estático no lineal (Pushover), se pudo determinar la curva de capacidad para las direcciones X & Y, de lo cual se concluye que en las dos direcciones no se cumple con los niveles de desempeño que recomienda Visión 2000, pues para un nivel de amenaza sísmica frecuente se espera un nivel de desempeño operacional y no ocupación inmediata como se obtuvo en el análisis. En ambas direcciones se demostró que la edificación puede resistir hasta un sismo raro, llegando a estar cerca del colapso, pero para un sismo muy raro no se halló punto de desempeño y la estructura colapsa completamente, por lo tanto, se requiere realizar un reforzamiento que permita cumplir con un nivel de desempeño de seguridad de vida y prevención de colapso.
- Se planteó un reforzamiento a nivel global en la estructura implementando muros de corte, con el propósito de cumplir con los chequeos que establece la NEC 2015, para ello se realizó nuevamente el análisis lineal determinando el periodo de vibración con un valor de 0.489 seg, el mismo es menor al 30% del periodo determinado por el método I; los muros se ubicaron estratégicamente para que las plantas de cada nivel presenten un comportamiento traslacional y no torsional en sus dos primeros modos de vibración; el refuerzo permitió que las derivas inelásticas estáticas y dinámicas en las direcciones X & Y sean menores al 2%, alcanzando un máximo valor de 1.59% para el nivel N+8.28 en la dirección Y, de esta forma se comprueba que los muros tienen un correcto desempeño.
- Con la implementación del refuerzo estructural se realizó el chequeo Demanda/Capacidad de las columnas, del cual se obtuvieron valores

inferiores al máximo permitido de 1; con la gráfica del diagrama de interacción se pudo observar que las cargas se encuentran dentro de las curvas, concluyendo que las secciones transversales son óptimas para resistir las solicitaciones de la estructura, por lo cual no se efectuó ningún reforzamiento a nivel de elemento.

- Del análisis estático no lineal se determinó que la curva de capacidad para la estructura reforzada presenta mejor resistencia y ductilidad a comparación de la estructura no reforzada, se pudo comprobar que cumple satisfactoriamente con los objetivos establecidos por Visión 2000, pues se halló el punto de desempeño para los niveles de sismo frecuente, ocasional, raro y muy raro en las direcciones X & Y y acorde a las matrices para un sismo muy raro se logró el nivel de desempeño prevención del colapso.

#### **4.2. Recomendaciones**

- En la evaluación visual rápida se observaron fallas en elementos no estructurales por lo cual se recomienda realizar un análisis no estructural profundo de la edificación, enfocada a la mampostería que en ciertos puntos presenta grietas a 45°.
- Se recomienda realizar un estudio de suelos del lugar, debido a que presentan problemas de humedad en el nivel N-1.82 y además a este sitio se lo conoce como zona verde con un alto nivel freático.
- Se recomienda verificar que la implementación de los muros de corte no afecte a la funcionabilidad arquitectónica de la edificación.
- Se recomienda que al momento de elegir el tipo de reforzamiento se contemplen alternativas, factibles, eficientes y económicas para evitar inconvenientes a futuro.
- Se recomienda realizar el reforzamiento con muros de corte en estructuras que presentan fallas de flexibilidad, torsión en planta, derivas excesivas, debido a que su finalidad es aportar mayor rigidez al sistema estructural.
- Se recomienda realizar evaluaciones del desempeño sísmico a las estructuras cercanas al GAD parroquial Picaihua, para que pueden mejorar su desempeño en el caso de un evento sísmico y de esta forma evitar pérdidas humanas.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] GUIA-5-NEC, “Guía 5 Evaluación Y Rehabilitación de Estructuras,” *Norma Ecuatoriana la Construcción*, vol. 5, p. 15, 2015.
- [2] NEC-SE-DS, *Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente*. 2015.
- [3] J. Fuentes and C. Arciniegas, “Reforzamiento sísmico de estructuras con paraboloides hiperbólicos aplicando el NEC-11,” *Esc. Politécnica del Ejército*, p. 4,5,59,60,152,153, 2012.
- [4] L. Aguilar, “Evaluación estructural mediante el Fema 154 del NEC y propuesta de reforzamiento de la Institución Honrar la Vida del D.M.Q.,” *Univ. Cent. del Ecuador*, vol. 13, p. 20,43,45,184,185, 2015.
- [5] G. Fernando, “Análisis sísmico y posible reforzamiento del bloque C de la Unidad Educativa Santo Domingo de Guzmán ubicado en la ciudad de Ambato provincia de Tungurahua,” *Univ. Técnica Ambato*, p. 16,37,124,125, 2020.
- [6] P. Quinde and E. Reinoso, “Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la Ciudad de Cuenca,” *Ing. Sísmica*, vol. 26, no. 94, pp. 1–26, 2016, doi: 10.18867.
- [7] I. G. EPN, “Terremoto del 5 de agosto de 1949,” *Instituto Geofísico EPN*, 2013. <https://www.igepn.edu.ec/cayambe/805-terremoto-del-5-de-agosto-de-1949>.
- [8] R. Aguiar and A. Rivas, “Microzonificación de Ambato,” vol. Primera ed, p. 4, 2018.
- [9] J. Giner, “Sismicidad y Riesgo Sísmico en la C.A.V.,” Club Unive., 2001.
- [10] L. Buñay and F. Tenelema, “Obtención de mapas del índice de vulnerabilidad sísmica de las viviendas construidas en el barrio la libertad de la ciudad de Riobamba,” *Univ. Nac. Chimborazo*, 2014.
- [11] J. Aponte, “Evaluación de Métodos No Convencionales de Caracterización Geotécnica,” *Pontif. Univ. Javeriana*, pp. 1–97, 2011.
- [12] S. Safina, “Vulnerabilidad sísmica de edificaciones ensensiales. Análisis de su contribución al riesgo,” *Univ. Politécnica Cataluña*, 2002.
- [13] O. P. de la Salud, “Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud.”
- [14] “Detección visual rápida de edificios para detectar posibles riesgos sísmicos,” *FEMA 154*, vol. Third, Jan, no. Washington, DC, 2015.
- [15] R. P. Oriana, “Análisis sistemático de metodologías empleadas para la medición cualitativa y cuantitativa de la vulnerabilidad sísmica de

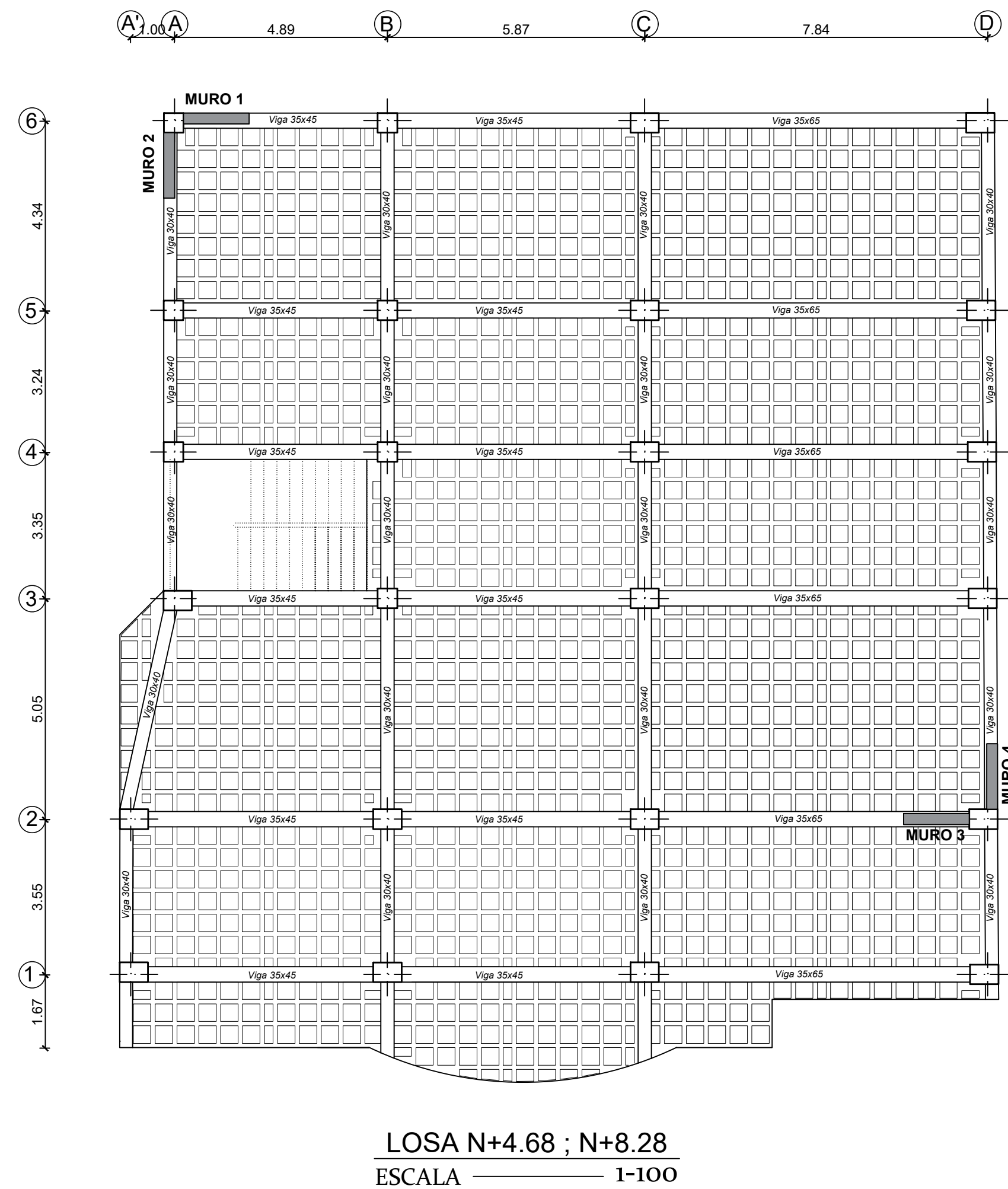
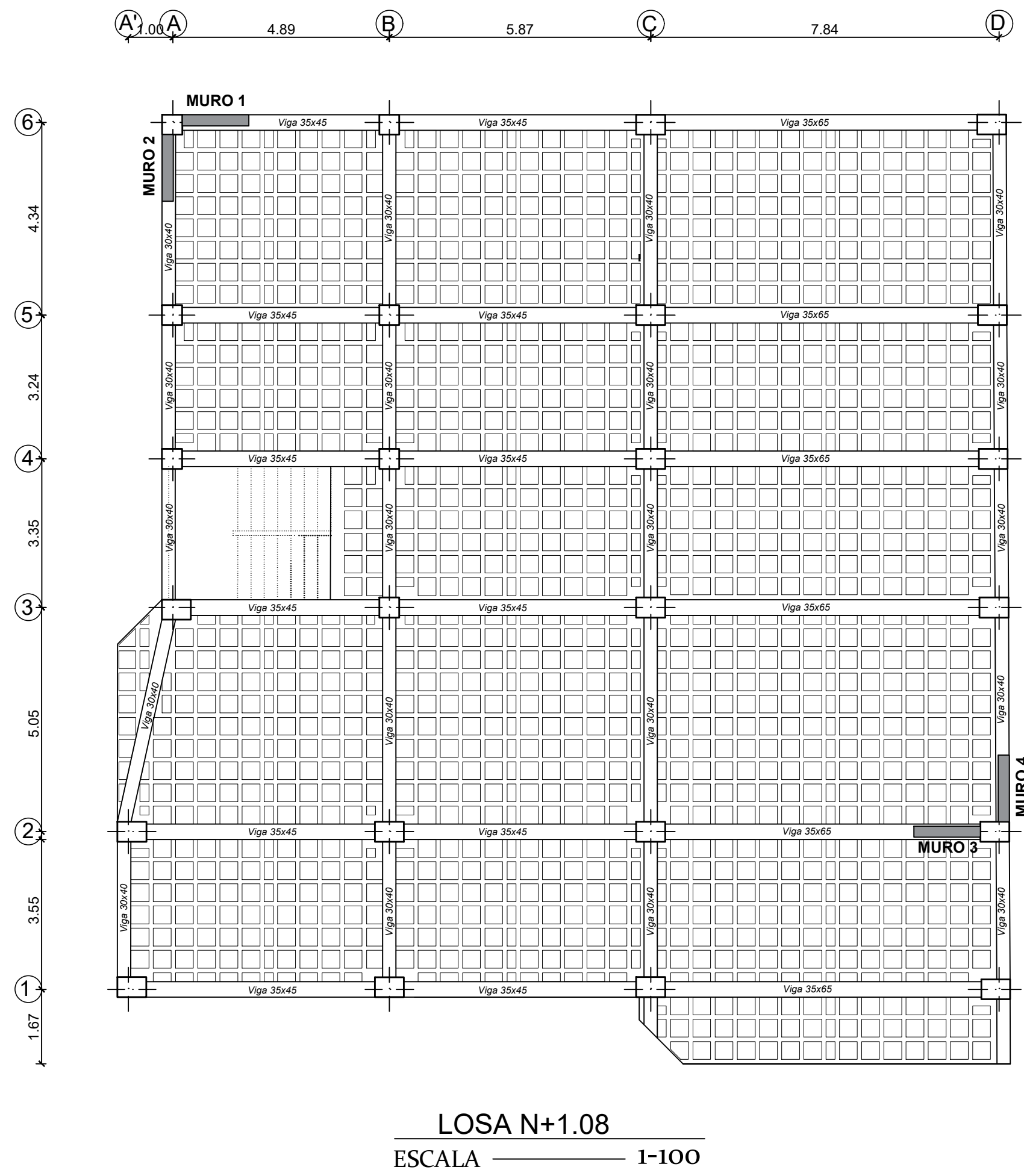


- estructuras,” *Univ. Coop. Colomb.*, 2019.
- [16] N. Guevara, S. Osorio, and E. Vargas, “EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE LA BIBLIOTECA DE LAS INGENIERÍAS Y ARQUITECTURA UTILIZANDO EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER),” *Univ. El Salvador*, p. 40,41,42,43,44, 2006.
- [17] R. Aguiar, “ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICIOS,” *Esc. Politécnica del Ejército*, 2008.
- [18] E. Flores, “Modelación, Diseño Estructural Comparativo y Propuesta de Ampliación Vertical de la Edificación FLORES MENA,” *Pontif. Univ. Católica del Ecuador*, 2018.
- [19] S. Arango and A. Paz, “Propuesta metodológica para la evaluación del desempeño estructural de una estantería metálica,” *EIA*. [https://www.researchgate.net/publication/41816267\\_Propuesta\\_metodologica %0A\\_para\\_la\\_evaluacion\\_del\\_desempeno\\_estructural\\_de\\_una\\_estanteria\\_met alica](https://www.researchgate.net/publication/41816267_Propuesta_metodologica_%0A_para_la_evaluacion_del_desempeno_estructural_de_una_estanteria_met_alica).
- [20] A. Society and of C. Engineers, “Evaluación sísmica y modernización de edificios existentes,” *ASCE 41-13*, no. Reston, p. 555, 2014.
- [21] E. César, M. Martínez, and J. Santamaria, “Análisis Estático No Lineal (Pushover) Del Cuerpo Central Del Edificio De La Facultad De Medicina De La Universidad De El Salvador,” *Univ. El Salvador*, 2017.
- [22] Y. Mieles, E. Castañeda, and A. Caneiro, “Hormigón armado con nudos híbridos mediante el empleo de gráficos momento-curvatura,” *Int. Ing. Estructuras*, vol. 21, pp. 45–59, 2016.
- [23] D. Bakaleiko and F. Detke, “Técnicas de simulación numérica para estructuras de hormigón armado,” *Investig. Desarro. Tecnológico*, p. 13, 2016.
- [24] C. Medina, “Estudio de la relación momento – curvatura como herramienta para entender el comportamiento de secciones de hormigón armado,” *Univ. Técnica Ambato*, pp. 28–29, 2012.
- [25] R. Moreno Gonzales, L. Pujades, and A. Aparicio Bengoechea, “Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona,” *TDX (Tesis Dr. en Xarxa)*, p. 329, 2010, [Online]. Available: [http://upcommons.upc.edu/handle/2117/93559%0Ahttp://www.tdx.cat/handle/ %0A10803/6247](http://upcommons.upc.edu/handle/2117/93559%0Ahttp://www.tdx.cat/handle/%0A10803/6247).
- [26] “Mejora de los procedimientos de análisis sísmico estático no lineal,” *FEMA 440*, vol. 440, 2005.

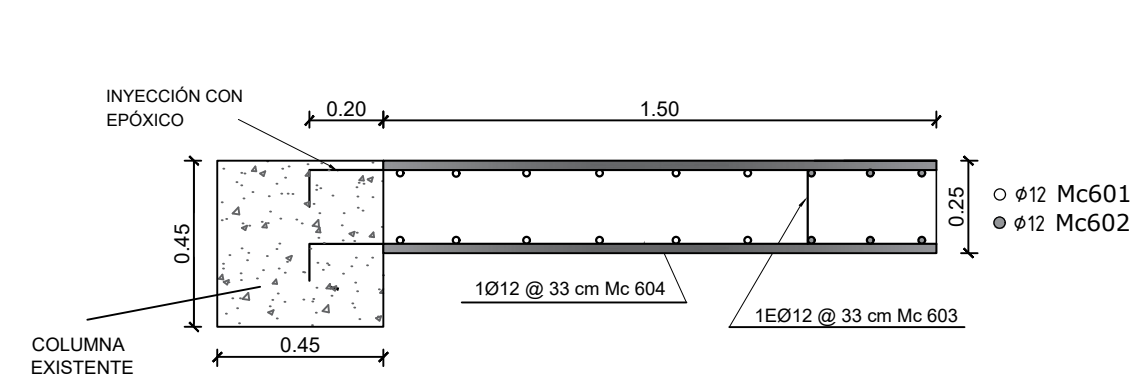
- [27] NEC-SE-RE, “RIESGO SÍSMICO, EVALUACIÓN, REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS,” *Norma Ecuatoriana la Construcción*, p. 21,22,23,24, 2015.
- [28] D. Bonet, “DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS: BINOMIO CAPACIDAD - DEMANDA,” pp. 47–98, 1997.
- [29] ACI 318, “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural,” *ACI 318-14*, vol. 10, 2014.
- [30] F. Borja and M. J. Torres, “Diseño del Reforzamiento Estructural de un Edificio de Departamentos de 4 Plantas Ubicado en el Sector Quitumbe, Ciudad de Quito, Provincia de Pichincha,” *Esc. Politécnica Nac.*, 2015.
- [31] J. Eduardo, “Análisis Sísmico Y Propuesta De Reforzamiento Mediante El Código Asce 41 Aplicado Al Edificio Santacruz,” *Esc. Politécnica del Ejército, Quito*, 2017.
- [32] V. Lopez Pavón, “Evaluación estructural mediante aplicación de normativa Nec y propuestas de reforzamiento de la residencia universitaria,” *Univ. Cent. del Ecuador*, 2017.
- [33] J. A and J. Forero, “Técnicas de Reforzamiento Estructural,” *Univ. Ind. Santander*, 2017.
- [34] J. V and V. Yanez, “Reforzamiento sísmico de estructuras aporticadas, regulares en planta y regulares en elevación,” *ESPE*.
- [35] SYKA, “Reforzamiento de estructuras de concreto,” *SYKA*, 2017.
- [36] ACI 318, “R22.7.4,” 2014.
- [37] E. Soto, “LA REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO,” *Univ. Nac. Autónoma Mex.*, 2008.

**ANEXOS**

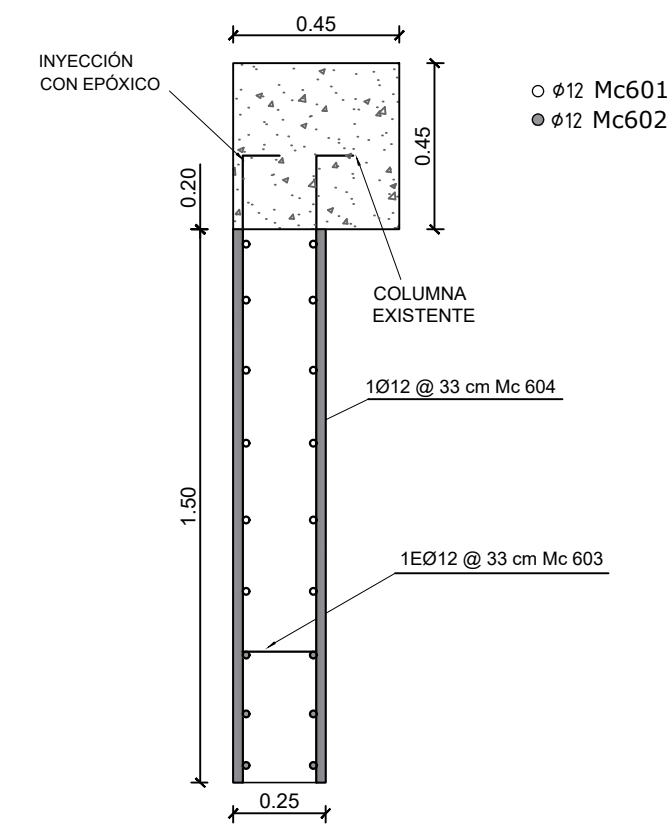
**ANEXO A**  
**PLANOS DEL**  
**REFORZAMIENTO**



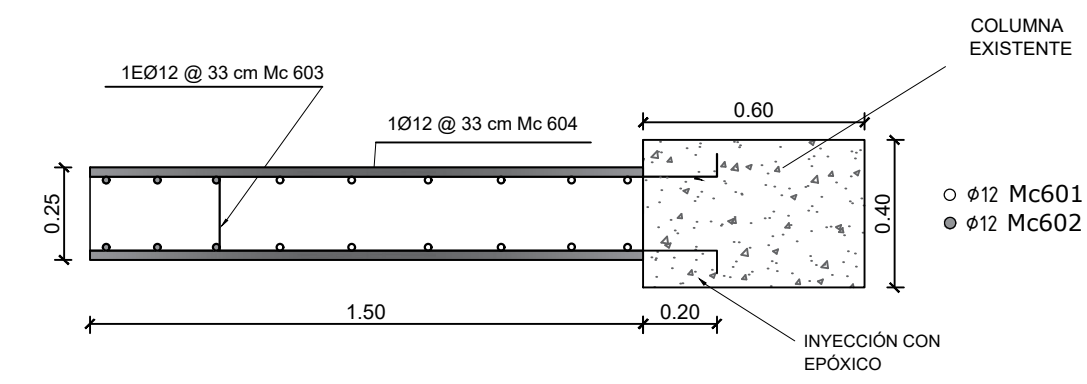
### REFORZAMIENTO CON MUROS DE CORTE



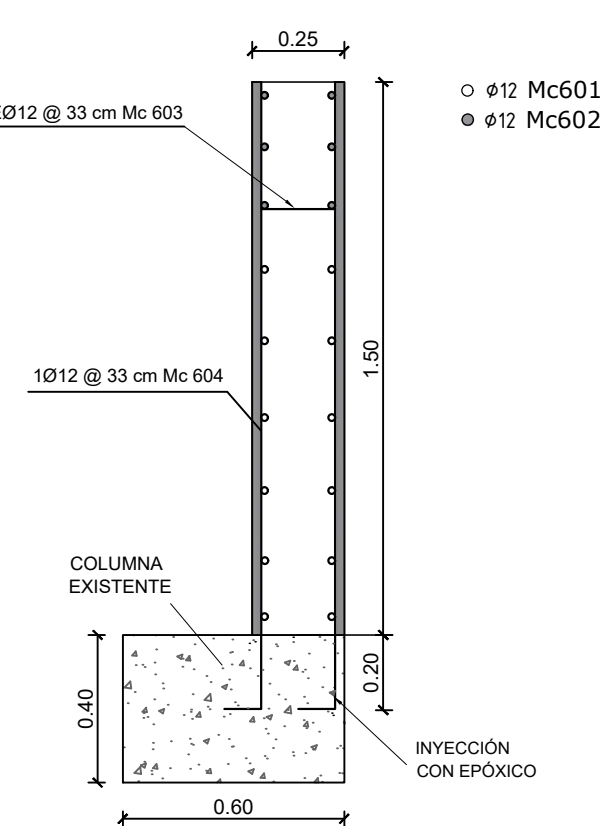
**MURO 1**  
ESCALA 1-20



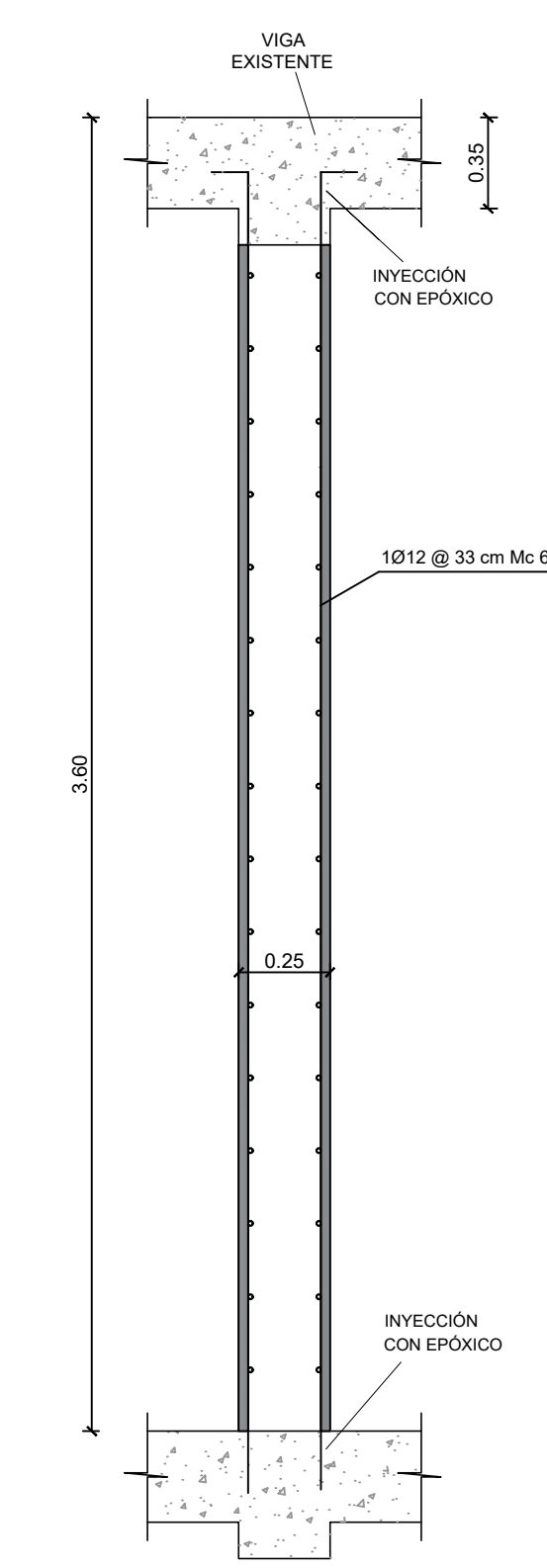
**MURO 2**  
ESCALA 1-20



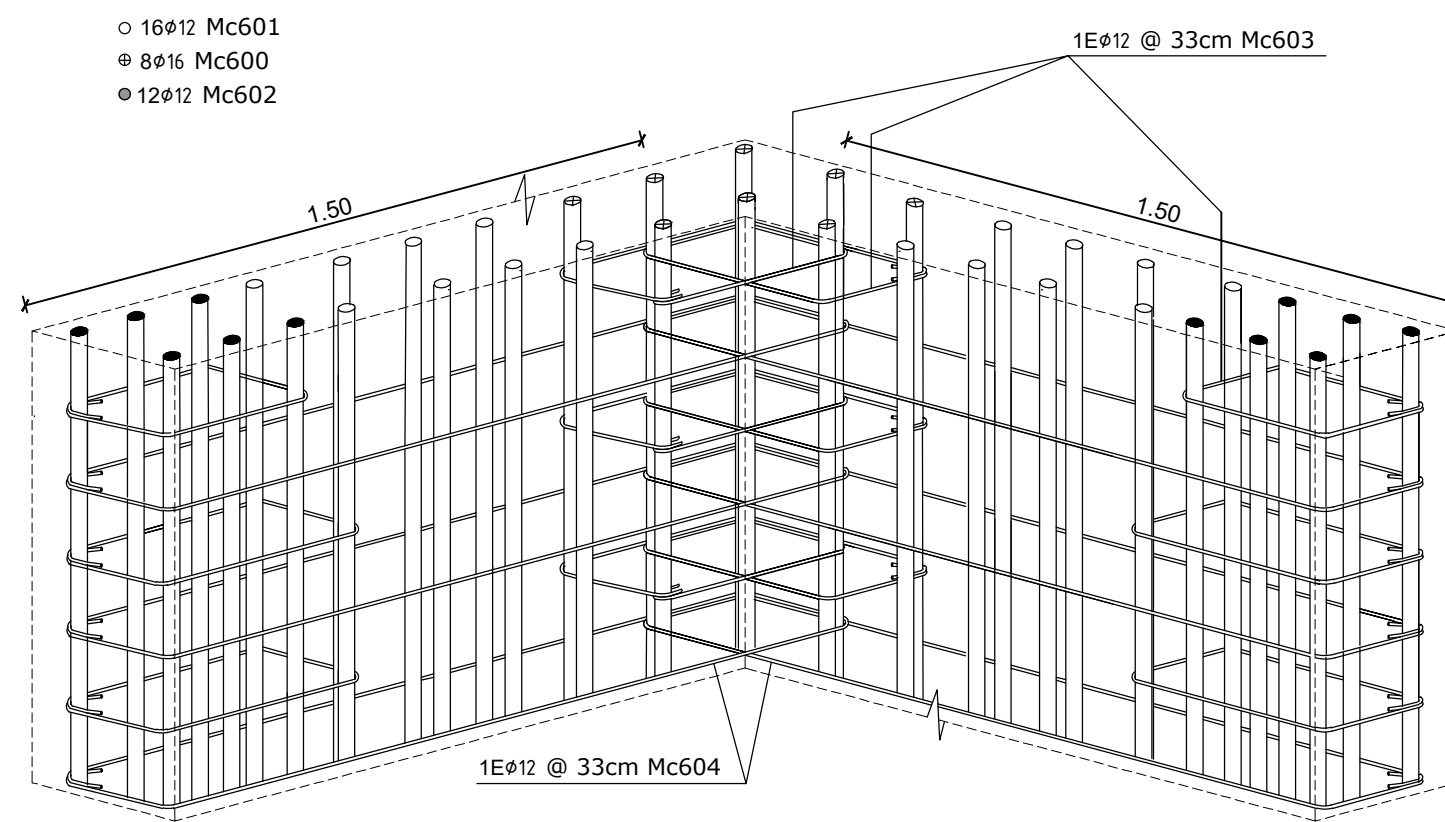
**MURO 3**  
ESCALA 1-20



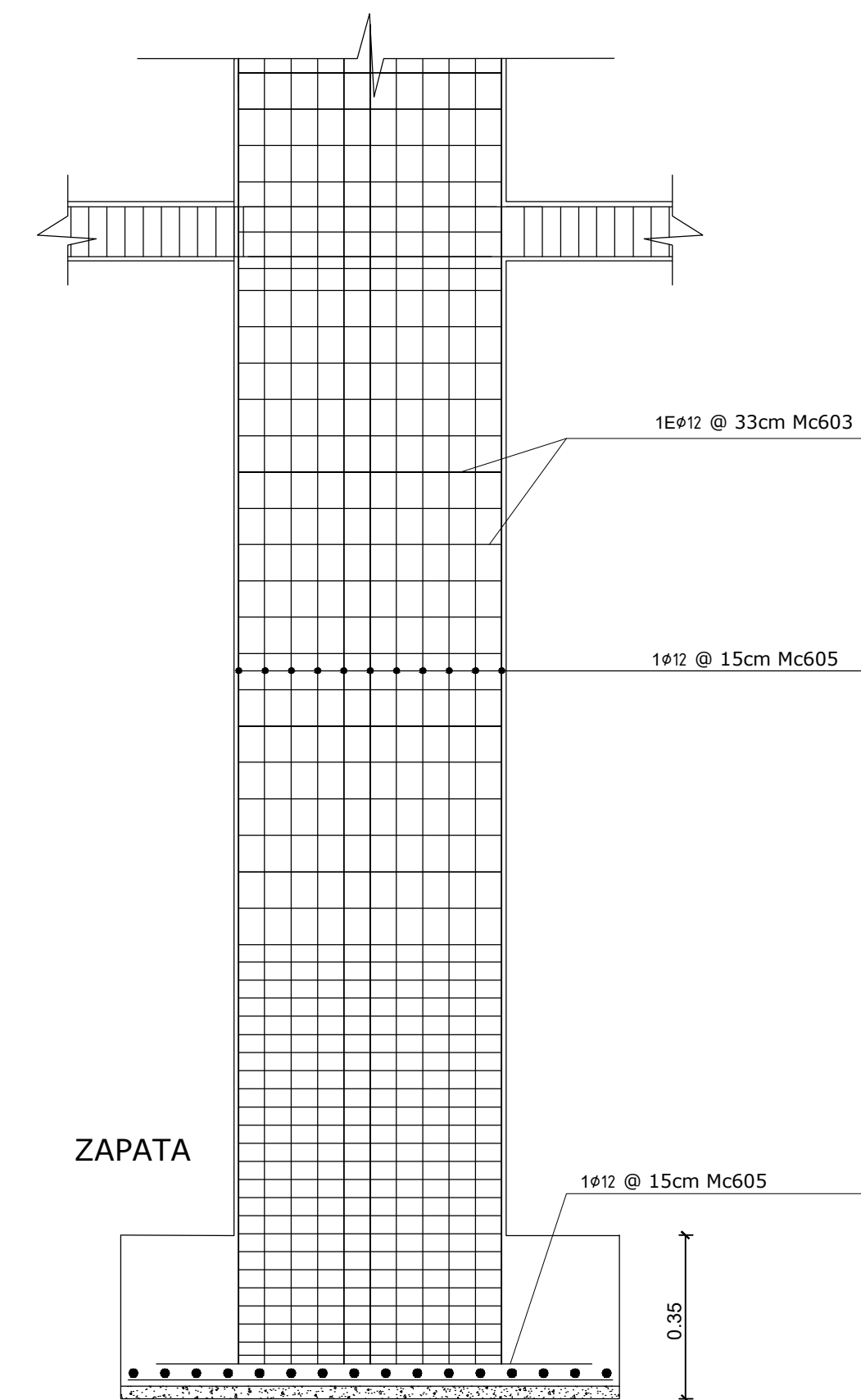
**MURO 4**  
ESCALA 1-20



**VISTA EN ELEVACIÓN**  
ESCALA 1-20



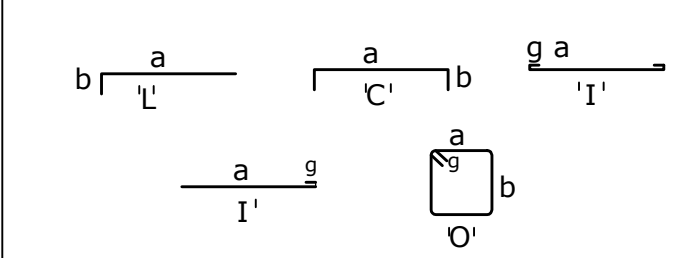
**DETALLE ARMADO DE MURO**  
ESCALA 1-20



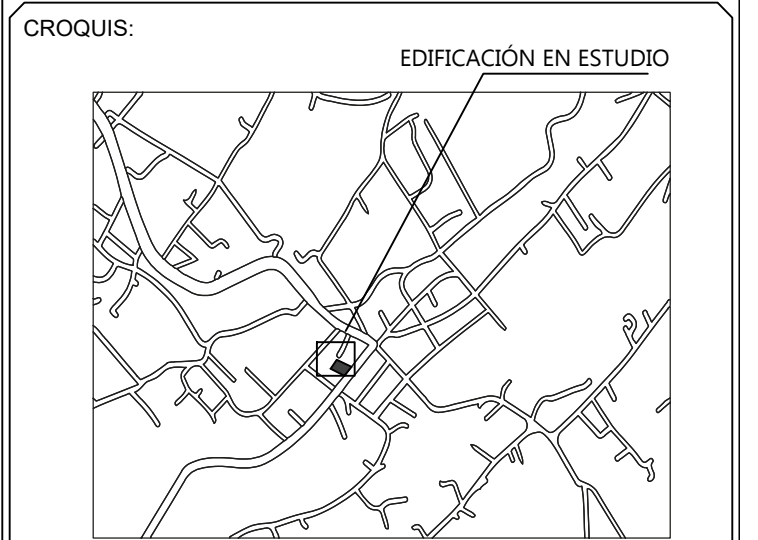
**DETALLE ARMADO DE MURO**  
ESCALA 1-20

PLANILLA DE HIERROS												
Marca	Tipo	Ø	LONGITUD [ m ]				TOTAL	#	Longitud	Peso	Peso	
			a	b	c	d	g		Total [ m ]	[ kg / m ]	Total [ kg ]	
MUROS Y MUROS DE CORTE												
601	L	16	11.50	0.50				12.00	18	216.00	1.96	347.28
602	L	12	11.50	0.50				12.00	36	432.00	0.88	374.72
603	L	12	11.50	0.50				12.00	36	432.00	0.88	374.72
604	L	12	1.50	0.50				2.00	288	576.00	0.88	427.20
605	L	12	0.54	0.30				0.84	440	369.60	0.88	325.25
606	L	12	11.50	0.50				12.00	288	3456.00	0.88	3054.48

### TIPOS DE HIERROS



**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA  
 CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



PROYECTO:  
REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DEL GOBIERNO AUTÓNOMO DESCENTRALIZADO DE LA PARROQUIA PICAHUA

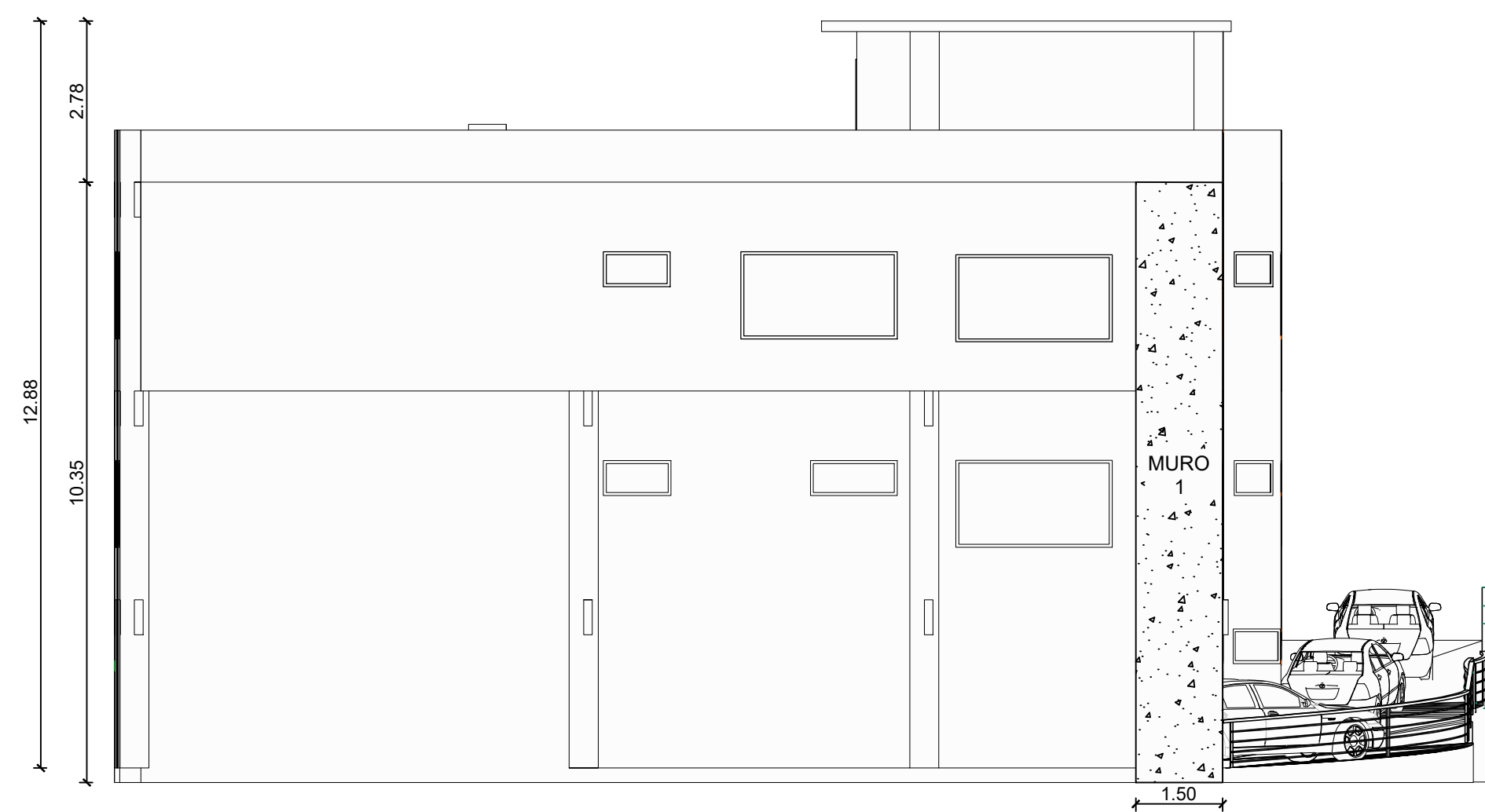
CONTIENE:  
- REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL  
- UBICACIÓN DE MUROS EN PLANTA  
- DETALLE DE MUROS DE CORTE

UBICACIÓN: AV. PITÁGORAS PARROQUIA PICAHUA  
PLANO: ESTRUCTURAL

APROBADO POR: ELABORADO POR:

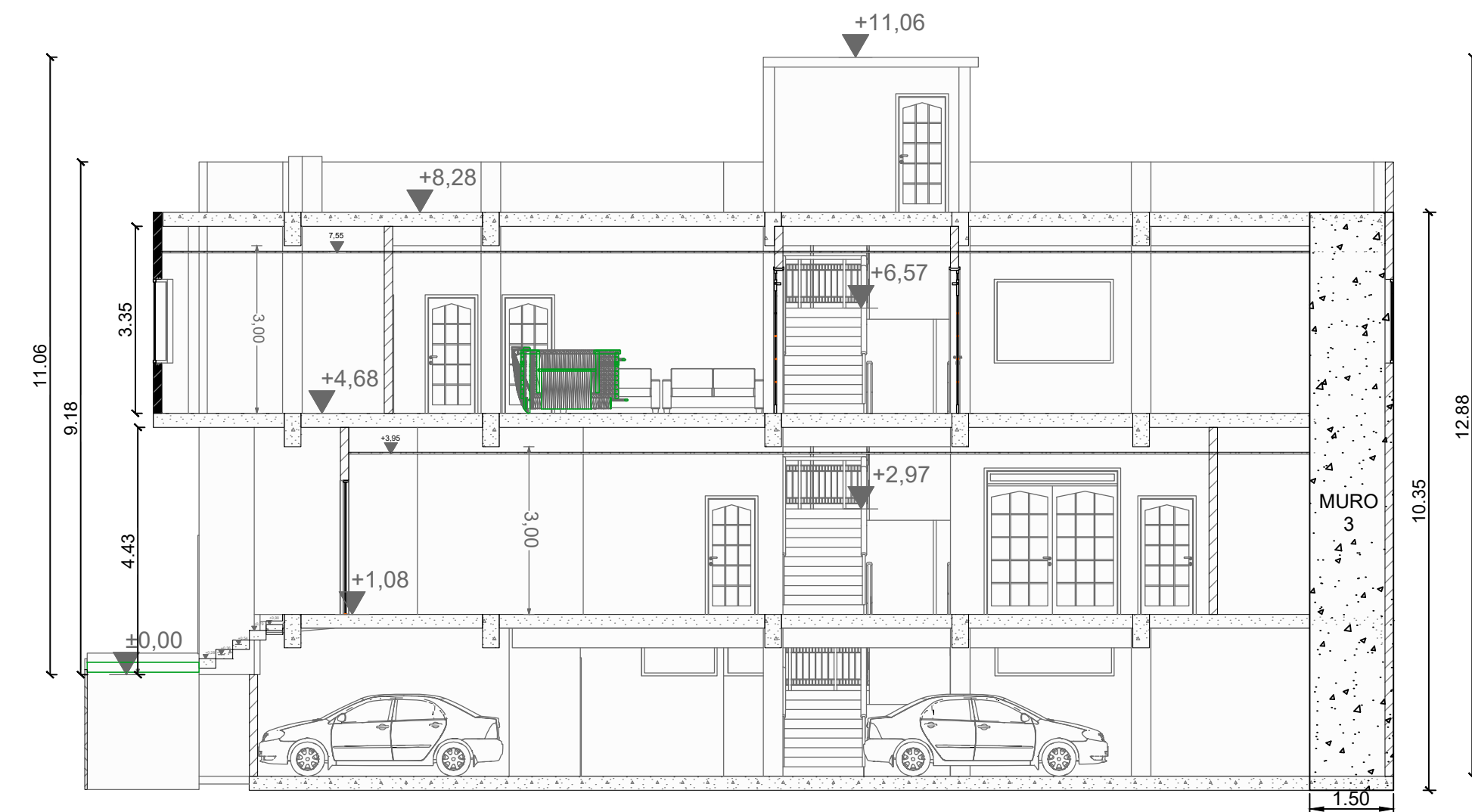
ING. MG. GABRIELA PEÑAFIEL DAMARIS TENESACA

ESCALA: INDICADAS  
FECHA: OCTUBRE 2021  
LÁMINA: E-01



FACHADA POSTERIOR

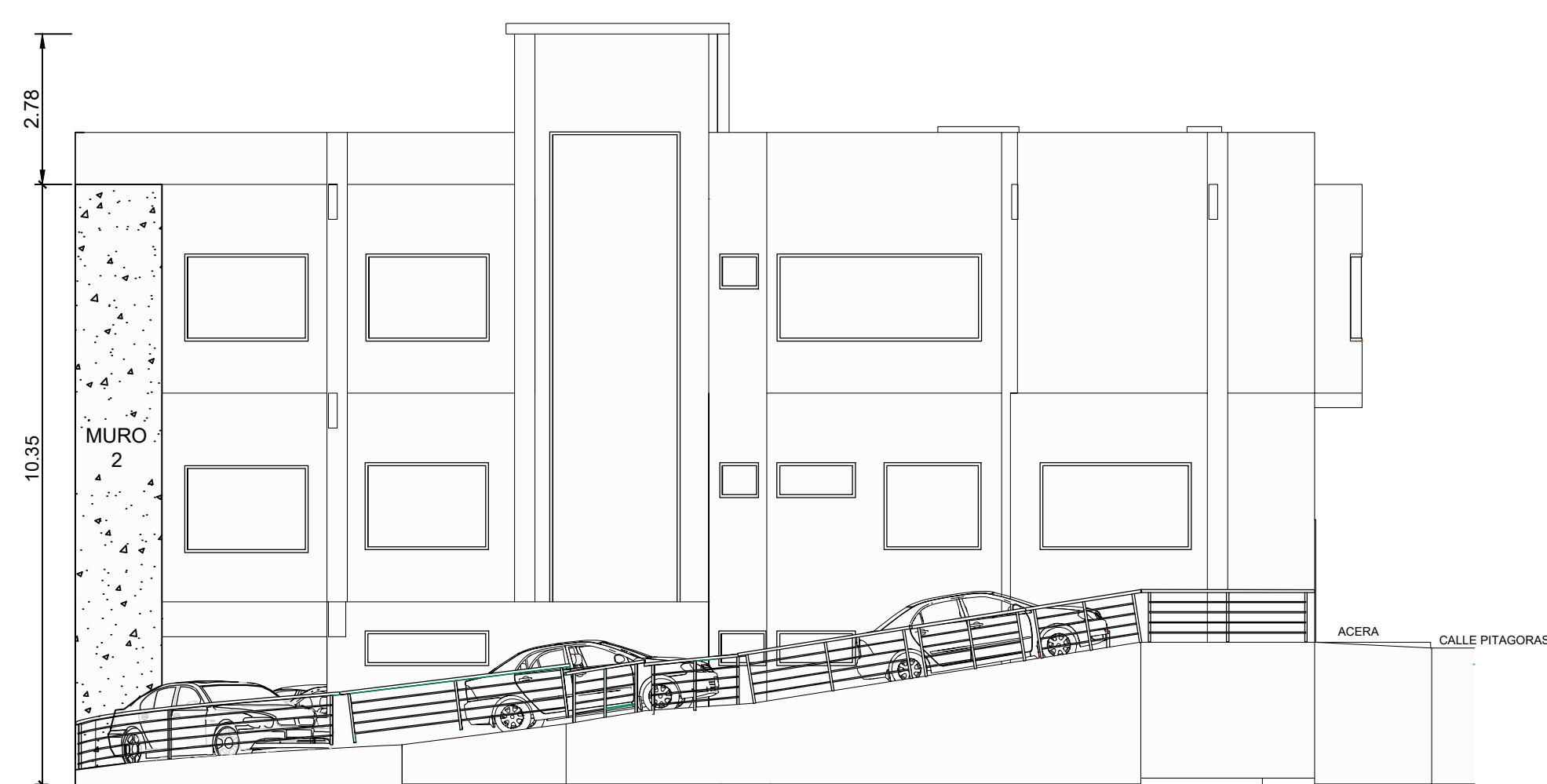
1:100



A

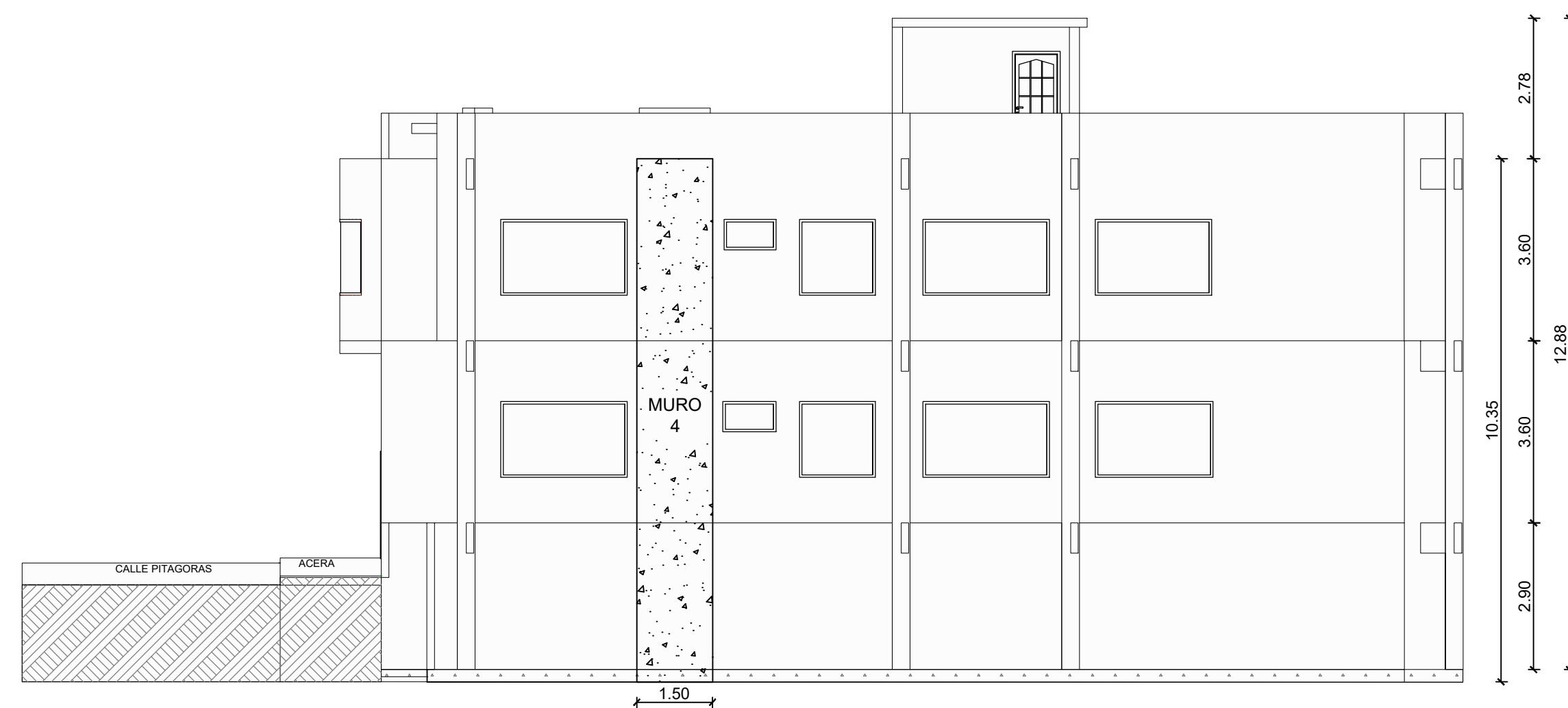
CORTE A

1:100




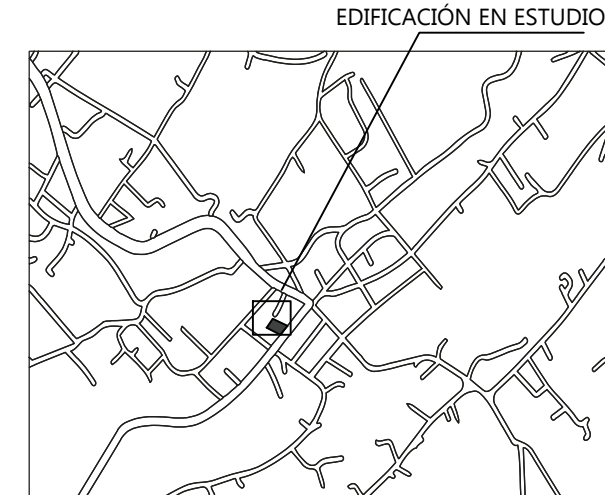
FACHADA DERECHA

1:100



FACHADA IZQUIERDA

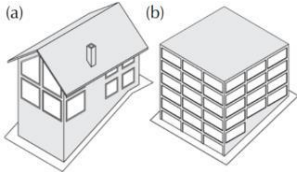
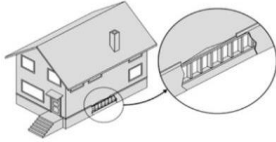
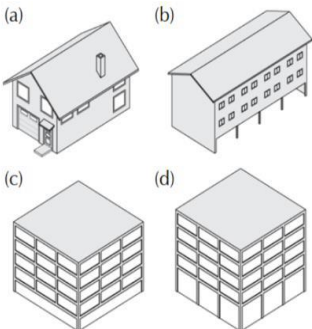
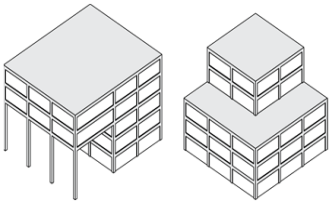
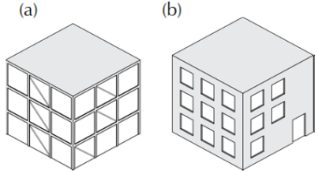
1:100

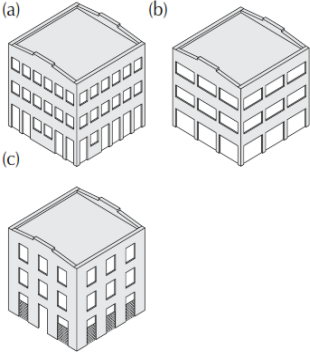
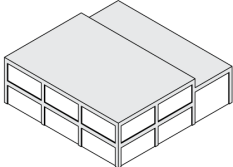
 <b>UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO</b> FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL	
CROQUIS: EDIFICACIÓN EN ESTUDIO 	
PROYECTO: REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DEL GOBIERNO AUTÓNOMO DESCENTRALIZADO DE LA PARROQUIA PICAHUJA	
CONTIENE: - FACHADA DERECHA - FACHADA IZQUIERDA - FACHADA POSTERIOR - CORTE A	
UBICACIÓN: AV. PITÁGORAS PARROQUIA PICAHUJA	PLANO: ARQUITECTÓNICO
APROBADO POR:  	ELABORADO POR:  
ING. MG. GABRIELA PEÑAFIEL	DAMARIS TENESACA
ESCALA: INDICADAS	FECHA: OCTUBRE 2021
LÁMINA: <b>E-02</b>	



## ANEXOS B. TABLAS PARA EL ANÁLISIS Y RESULTADOS

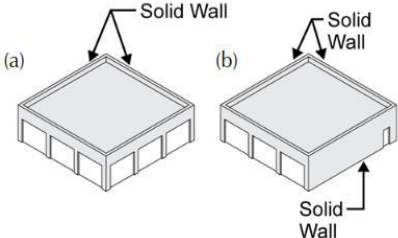
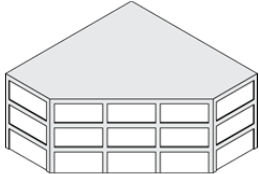
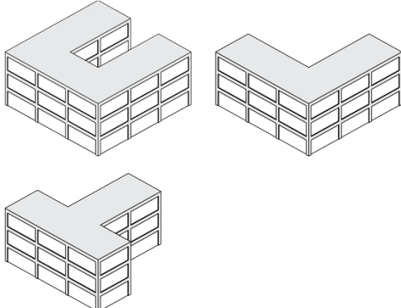
### Guía de referencia de irregularidades verticales

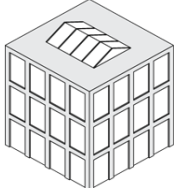
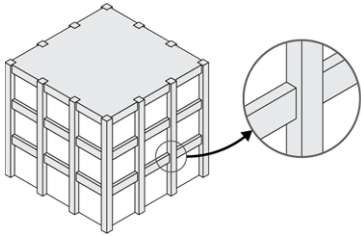
Tabla B-4 Guía de referencia de irregularidades verticales			
	Irregularidad vertical	Severidad	Nivel 1 Instrucciones
Sitio inclinado		Varía	Aplicar si hay más de una pendiente de un piso de un lado del edificio al otro. Evaluar como Severo para edificios W1 como se muestra en la Figura (a); evalúe como Moderado para todos los demás tipos de edificios como se muestra en la Figura (b).
Muro lisiado sin refuerzo		Moderada	Aplicar si se observan paredes lisas sin refuerzo en el espacio de acceso del edificio. Esto se aplica a los edificios W1. Si el sótano está ocupado, considere esta condición como un piso suave.
Piso débil y / o blanda		Severa	Aplicar: Figura (a): Para una casa W1 con espacio ocupado sobre un garaje con longitudes de pared limitadas o cortas a ambos lados de la abertura del garaje. Figura (b): Para un edificio W1A con un frente abierto en la planta baja (como un estacionamiento). Figura (c): Cuando uno de los pisos tiene menos paredes o menos columnas que los demás (generalmente el piso inferior). Figura (d): cuando uno de los pisos es más alto que los demás (generalmente el piso de abajo).
Revés fuera del plano		Severa	Aplicar si las paredes del edificio no se apilan verticalmente en planta. Esta irregularidad es más severa cuando los elementos verticales del sistema lateral en los niveles superiores están fuera de borda de los de los niveles inferiores como se muestra en la Figura (a). La condición de la Figura (b) también desencadena esta irregularidad. Si se sabe que los muros no apilables no son estructurales, esta irregularidad no se aplica. Aplicar el retroceso si es mayor o igual a 2 pies
Revés en el plano		Moderada	Aplicar si hay un desplazamiento en el plano del sistema lateral. Por lo general, esto se puede observar en edificios con armazón arriostrado (Figura (a)) y muros de corte (Figura (b)).

<p>Columna / pilar corto</p>		<p>Severa</p>	<p>Aplicar si:          Figura (a): Algunas columnas / pilares son mucho más cortos que las columnas/ pilares típicos en la misma línea.          Figura (b): Las columnas / pilares son estrechos en comparación con la profundidad de las vigas.          Figura (c): Hay paredes de relleno que acortan la altura libre de la columna.          Tenga en cuenta que esta deficiencia se observa normalmente en los tipos de edificios de hormigón y acero más antiguos.</p>
<p>Niveles divididos</p>		<p>Moderada</p>	<p>Aplicar si los pisos del edificio no se alinean o si hay un escalón en el nivel del techo.</p>

Fuente: FEMA 154

### Guía de referencia de irregularidades en planta

<p><b>Tabla B-5 Guía de referencia de irregularidades en planta</b></p>		
	<p><b>Irregularidad en planta</b></p>	<p><b>Nivel 1 Instrucciones</b></p>
<p>Torsión</p>		<p>Aplicar si hay buena resistencia lateral en una dirección, pero no en la otra, o si hay rigidez excéntrica en planta (como se muestra en las Figuras (a) y (b); paredes sólidas en dos o tres lados con paredes con muchas aberturas en los lados restantes).</p>
<p>Sistemas no paralelos</p>		<p>Aplicar si los lados del edificio no forman ángulos de 90 grados.</p>
<p>Esquina reentrante</p>		<p>Aplicar si hay una esquina reentrante, es decir, el edificio tiene forma de L, U, T o +, con proyecciones de más de 20 pies. Siempre que sea posible, verifique si hay separaciones sísmicas donde las alas se unen. Si es así, evalúe los golpes.</p>
<p>Aberturas de</p>		<p>Aplicar si hay una abertura que tiene un ancho de más del 50% del ancho del diafragma en</p>

diafragma		cualquier nivel.
Las vigas no se alinean con las columnas		Aplicar si las vigas exteriores no se alinean con las columnas en el plano. Normalmente, esto se aplica a edificios de hormigón, donde las columnas perimetrales están fuera de las vigas perimetrales.

Fuente: FEMA 154

### Parámetros para modelado y criterios de aceptación numérica en los procedimientos no lineales: vigas de hormigón armado

Conditions	Modeling Parameters <sup>a</sup>			Acceptance Criteria <sup>a</sup>				
	Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)				
	a	b		Performance Level				
			IO	LS	CP			
Condition i. Beams controlled by flexure <sup>b</sup>								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement <sup>c</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ <sup>d</sup>						
$\rho_{bal}$								
$\leq 0.0$	C	$\leq 3$ (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
$\leq 0.0$	C	$\geq 6$ (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
$\geq 0.5$	C	$\leq 3$ (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
$\geq 0.5$	C	$\geq 6$ (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
$\leq 0.0$	NC	$\leq 3$ (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
$\leq 0.0$	NC	$\geq 6$ (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
$\geq 0.5$	NC	$\leq 3$ (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
$\geq 0.5$	NC	$\geq 6$ (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear <sup>b</sup>								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span <sup>b</sup>								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint <sup>b</sup>								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

NOTE:  $f'_c$  in lb/in.<sup>2</sup> (MPa) units.  
<sup>a</sup>Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.  
<sup>b</sup>Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.  
<sup>c</sup>"C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at  $\leq d/3$ , and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops ( $V_s$ ) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.  
<sup>d</sup> $V$  is the design shear force from NSP or NDP.

Fuente: ASCE 41 -13. Evaluación Sísmica y Reforzamiento de Edificios Existentes



Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales: columnas de hormigón armado

**Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns**

Conditions		Modeling Parameters <sup>a</sup>			Acceptance Criteria <sup>d</sup>			
		Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)			
		a	b		Performance Level			
				IO	LS	CP		
<b>Condition i.<sup>b</sup></b>								
$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_s s}$							
≤0.1	≥0.006	0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060	
≥0.6	≥0.006	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010	
≤0.1	=0.002	0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034	
≥0.6	=0.002	0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005	
<b>Condition ii.<sup>b</sup></b>								
$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_s s}$	$\frac{V}{b_s d \sqrt{f'_c}}$						
≤0.1	≥0.006	≤3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤0.1	≥0.006	≥6 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006	≤3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥0.6	≥0.006	≥6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤0.1	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥0.6	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
<b>Condition iii.<sup>b</sup></b>								
$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_s s}$							
≤0.1	≥0.006		0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
<b>Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height<sup>b</sup></b>								
$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_s s}$							
≤0.1	≥0.006		0.0	0.060	0.4	0.0	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.0	0.008	0.4	0.0	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

NOTE:  $f'_c$  is in lb/in.<sup>2</sup> (MPa) units.  
<sup>a</sup>Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.  
<sup>b</sup>Refer to Section 10.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.  
<sup>c</sup>Where  $P > 0.7A_s f'_c$ , the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at  $\leq d/3$  and the strength provided by the hoops ( $V_s$ ) is at least 3/4 of the design shear. Axial load  $P$  should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.  
<sup>d</sup> $V$  is the design shear force from NSP or NDP.

Fuente: ASCE 41 -13. Evaluación Sísmica y Reforzamiento de Edificios Existentes

### Espectro para análisis sísmico dinámico

T(s)	Sa (%g)	C (%g)
0.00	0.4800	0.0667
0.05	0.7598	0.1055
0.10	1.0397	0.1444
0.15	1.1904	0.1653
0.20	1.1904	0.1653
0.25	1.1904	0.1653
0.30	1.1904	0.1653
0.35	1.1904	0.1653
0.40	1.1904	0.1653
0.45	1.1904	0.1653
0.50	1.1904	0.1653
0.55	1.1904	0.1653
0.60	1.1904	0.1653
0.65	1.1904	0.1653
0.70	1.1872	0.1649
0.75	1.1081	0.1539
0.80	1.0388	0.1443
0.85	0.9777	0.1358
0.90	0.9234	0.1282
0.95	0.8748	0.1215
1.00	0.8311	0.1154
1.05	0.7915	0.1099
1.10	0.7555	0.1049
1.15	0.7227	0.1004
1.20	0.6925	0.0962
1.25	0.6648	0.0923
1.30	0.6393	0.0888
1.35	0.6156	0.0855
1.40	0.5936	0.0824
1.45	0.5731	0.0796
1.50	0.5540	0.0769
1.55	0.5362	0.0745
1.60	0.5194	0.0721
1.65	0.5037	0.0700

1.70	0.4889	0.0679
1.75	0.4749	0.0660
1.80	0.4617	0.0641
1.85	0.4492	0.0624
1.90	0.4374	0.0607
1.95	0.4262	0.0592
2.00	0.4155	0.0577
2.05	0.4054	0.0563
2.10	0.3957	0.0550
2.15	0.3865	0.0537
2.20	0.3778	0.0525
2.25	0.3694	0.0513
2.30	0.3613	0.0502
2.35	0.3536	0.0491
2.40	0.3463	0.0481
2.45	0.3392	0.0471
2.50	0.3324	0.0462
2.55	0.3259	0.0453
2.60	0.3196	0.0444
2.65	0.3136	0.0436
2.70	0.3078	0.0427
2.75	0.3022	0.0420
2.80	0.2968	0.0412
2.85	0.2916	0.0405
2.90	0.2866	0.0398
2.95	0.2817	0.0391
3.00	0.2770	0.0385
3.05	0.2725	0.0378
3.10	0.2681	0.0372
3.15	0.2638	0.0366
3.20	0.2597	0.0361
3.25	0.2557	0.0355
3.30	0.2518	0.0350
3.35	0.2481	0.0345
3.40	0.2444	0.0339

3.45	0.2409	0.0335
3.50	0.2374	0.0330
3.55	0.2341	0.0325
3.60	0.2308	0.0321
3.65	0.2277	0.0316
3.70	0.2246	0.0312
3.75	0.2216	0.0308
3.80	0.2187	0.0304
3.85	0.2159	0.0300
3.90	0.2131	0.0296
3.95	0.2104	0.0292
4.00	0.2078	0.0289
4.05	0.2052	0.0285
4.10	0.2027	0.0282
4.15	0.2003	0.0278
4.20	0.1979	0.0275
4.25	0.1955	0.0272
4.30	0.1933	0.0268
4.35	0.1910	0.0265
4.40	0.1889	0.0262
4.45	0.1868	0.0259
4.50	0.1847	0.0256
4.55	0.1827	0.0254
4.60	0.1807	0.0251
4.65	0.1787	0.0248
4.70	0.1768	0.0246
4.75	0.1750	0.0243
4.80	0.1731	0.0240
4.85	0.1714	0.0238
4.90	0.1696	0.0236
4.95	0.1679	0.0233
5.00	0.1662	0.0231

### Modelo de Mander para concreto

CONFINADO	
<b>Eco</b>	0.002
<b>Ecco</b>	0.0063
<b>Ec (Kg/cm2)</b>	202944.33
<b>Esec (Kg/cm2)</b>	54509.19
<b>r</b>	1.3672

NO CONFINADO	
<b>Eco</b>	0.002
<b>Ecco</b>	0.0020
<b>Ec (Kg/cm2)</b>	202944.33
<b>Esec (Kg/cm2)</b>	120000.00
<b>r</b>	2.4468

<b>Ec</b>	<b>f'c (Kg/cm2)</b>	<b>x</b>
0	0.00	0
0.0001	20.29	0.05
0.0002	40.49	0.1
0.0003	60.48	0.15
0.0004	80.10	0.2
0.0005	99.17	0.25
0.0006	117.50	0.3
0.0007	134.91	0.35
0.0008	151.25	0.4
0.0009	166.35	0.45
0.001	180.11	0.5
0.0011	192.43	0.55
0.0012	203.27	0.6
0.0013	212.61	0.65
0.0014	220.45	0.7
0.0015	226.85	0.75
0.0016	231.87	0.8
0.0017	235.59	0.85
0.0018	238.12	0.9
0.0019	239.55	0.95
<b>0.002</b>	<b>240.00</b>	<b>1</b>
0.0021	239.58	1.05
0.0022	238.41	1.1
0.0023	236.58	1.15
0.0024	234.19	1.2
0.0025	231.33	1.25
0.0026	228.09	1.3
0.0027	224.53	1.35
0.0028	220.72	1.4
0.0029	216.72	1.45
0.003	212.58	1.5
0.0031	208.34	1.55

0.0032	204.03	1.6
0.0033	199.70	1.65
0.0034	195.36	1.7
0.0035	191.04	1.75
0.0036	186.76	1.8
0.0037	182.52	1.85
0.0038	178.36	1.9
0.0039	174.26	1.95
0.004	170.24	2
0.0041	166.31	2.05
0.0042	162.47	2.1
0.0043	158.73	2.15
0.0044	155.08	2.2
0.0045	151.53	2.25
0.0046	148.07	2.3
0.0047	144.71	2.35
0.0048	141.45	2.4
0.0049	138.28	2.45
0.005	135.20	2.5
0.005	0	

**Modelo de Park para el acero de refuerzo**

<b>ACERO A615Gr 60</b>	
<b>fy (Kg/cm2)</b>	4200
<b>fu (Kg/cm2)</b>	6327
<b>ey</b>	0.002
<b>esh</b>	0.01
<b>esu</b>	0.09
<b>Es (Kg/cm2)</b>	2.10E+06

<b>es</b>	<b>fs (Kg/cm2)</b>	<b>es</b>	<b>fs (Kg/cm2)</b>
0	0	0.01	4200
0.0001	210	0.0101	4205.31418
0.0002	420	0.0102	4210.62171
0.0003	630	0.0103	4215.92259
0.0004	840	0.0104	4221.21683
0.0005	1050	0.0105	4226.50441
0.0006	1260	0.0106	4231.78536
0.0007	1470	0.0107	4237.05965
0.0008	1680	0.0108	4242.3273

0.0009	1890	0.0109	4247.5883
0.001	2100	0.011	4252.84266
0.0011	2310	0.0111	4258.09036
0.0012	2520	0.0112	4263.33143
0.0013	2730	0.0113	4268.56584
0.0014	2940	0.0114	4273.79361
0.0015	3150	0.0115	4279.01473
0.0016	3360	0.0116	4284.2292
0.0017	3570	0.0117	4289.43703
0.0018	3780	0.0118	4294.63821
0.0019	3990	0.0119	4299.83274
0.002	4200	0.012	4305.02063
0.0021	4200	0.0121	4310.20186
0.0022	4200	0.0122	4315.37646
0.0023	4200	0.0123	4320.5444
0.0024	4200	0.0124	4325.7057
0.0025	4200	0.0125	4330.86035
0.0026	4200	0.0126	4336.00836
0.0027	4200	0.0127	4341.14971
0.0028	4200	0.0128	4346.28443
0.0029	4200	0.0129	4351.41249
0.003	4200	0.013	4356.53391
0.0031	4200	0.0131	4361.64868
0.0032	4200	0.0132	4366.7568
0.0033	4200	0.0133	4371.85828
0.0034	4200	0.0134	4376.95311

## ANEXO C: EVALUACIÓN DEL TIPO DE SUELO

### 11.- ANEXOS

#### 11.1. ANÁLISIS DE TIPO DE SUELO

**PROYECTO:** CONSTRUCCIÓN DE CANCHA CUBIERTA EN LA CABECERA PARROQUIAL DE PICAIHUA, CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA.

**LOCALIZACIÓN:** PICAIHUA

**FECHA:** DICIEMBRE, 2015

---

#### ANALISIS DE CAPACIDAD DE CARGA POR ASENTAMIENTO EN FUNCION DE " N " (SPT)

---

PERFORACION N°: 1

Profund. (m)	N(spt)	Ncorr	Q(teng)	Q(teng)	Q(mey)	Q(mey)	PROMEDIO
			(tn/m2) 1.20	(tn/m2) 1.50	(tn/m2) 1.20	(tn/m2) 1.50	
1.0	21.0	18.0	20.76	19.11	27.53	24.62	21.86
2.0	43.0	29.0	35.99	33.13	45.62	41.99	37.56
3.0	45.0	30.0	37.37	34.40	47.19	43.44	38.92
4.0	46.0	30.0	38.07	35.04	47.97	44.16	39.60
5.0	50.0	32.5	40.83	37.59	51.12	47.06	42.33

Fuente: GAD PICAIHUA

#### 11.2. ANEXOS DE ASENTAMIENTOS

**PROYECTO:** CONSTRUCCIÓN DE CANCHA CUBIERTA EN LA CABECERA PARROQUIAL DE PICAIHUA, CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA.

**LOCALIZACIÓN:** PICAIHUA

**FECHA:** DICIEMBRE, 2015

---

#### ANALISIS DE ASENTAMIENTOS

---

B asum. = 1.50 m

**POZO 1**

PROFUND :	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
Cd :	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
Cw :	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
q(t/m2) :	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0
N (SPT) :	21.0	43.0	45.0	46.0	50.0
Asent :	1.06	0.52	0.49	0.48	0.44

Fuente: GAD PICAIHUA

### 11.3. ANEXOS DE PERFORACIÓN

**PROYECTO:** CONSTRUCCIÓN DE CANCHA CUBIERTA EN LA CABECERA PARROQUIAL DE PICAIHUA, CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA.

**LOCALIZACIÓN:** PICAIHUA

**FECHA:** DICIEMBRE, 2015

PROF (m)	MUESTREO			W%	GRANULOMETRÍA			LÍMITES		SUCS	NEC	DESCRIPCIÓN	
	Tipo N°	y	N SPT		N60	% pasa			LL				I.P
						4	40	200	38				24
1.0	P 1	1.0	21	16	23	100	80	54			SM	D	Arena limosa
2.0	P 1	2.0	43	32							SM	D	Arena limosa
3.0	P 1	3.0	45	34							SC	D	Arena arcillosa
4.0	P 1	4.0	46	35							SM	D	Arena limosa
5.0	P 1	5.0	50	38	30	100	78	52	19	4	SC	D	Arena arcillosa

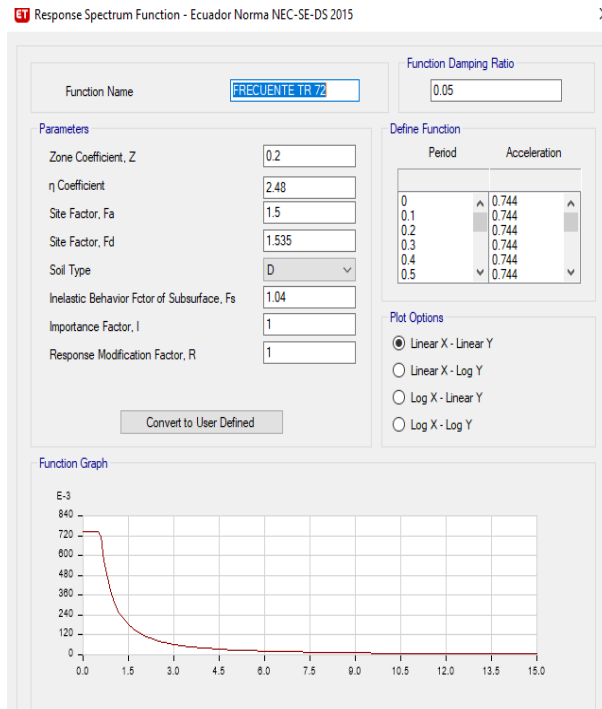
**Fuente:** GAD PICAIHUA

# ANEXO D: NIVELES DE AMENAZA SÍSMICA EN EL PROGRAMA ETABS 2018

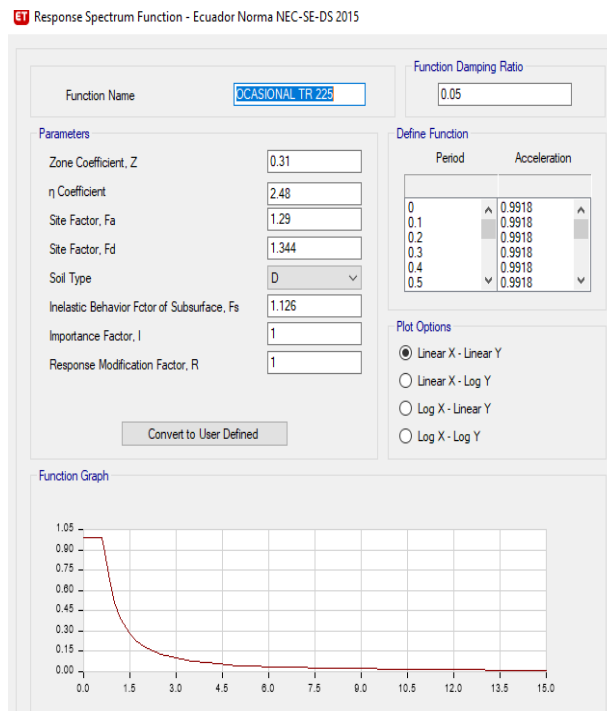
## Niveles de amenaza sísmica

### Definición de espectros de respuesta

#### (a) Sismo Frecuente $T_r = 72$ años

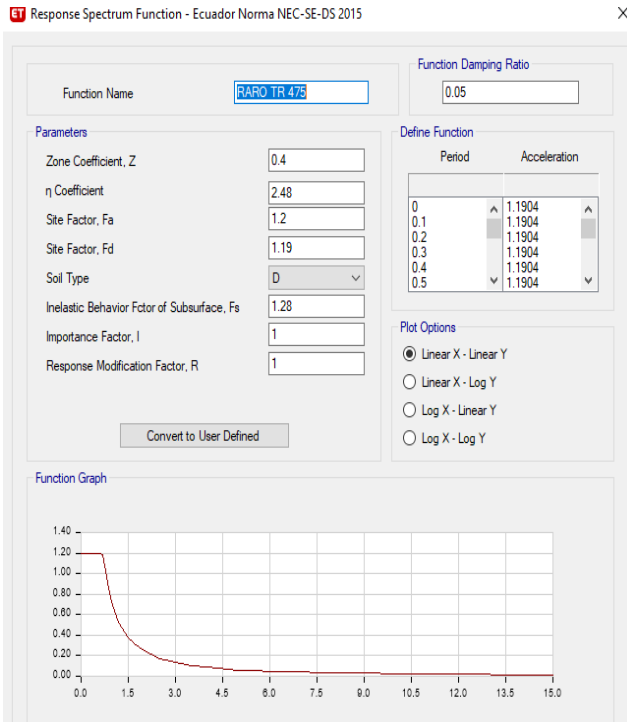


#### (b) Sismo Ocasional $T_r = 225$ años

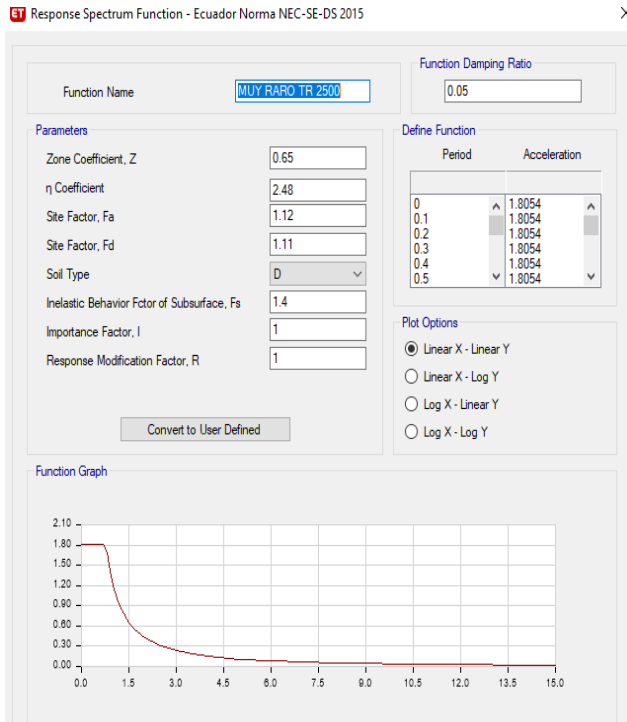




### (c) Sismo Raro $T_r = 475$ años





### (d) Sismo Muy raro $T_r = 2500$ años



## ANEXO E: FOTOGRAFÍAS

 <b>UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO</b> <b>FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL</b> <b>CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL</b> 	
Fotografía 1	Fotografía 2
	
<p><b>Descripción:</b> Visualización rápida de la edificación.</p>	<p><b>Descripción:</b> Subsuelo de la edificación N-1.82</p>
Fotografía 3	Fotografía 4
	
<p><b>Descripción:</b> Ensayo esclerométrico en la losa N+8.28</p>	<p><b>Descripción:</b> Ensayo esclerométrico en la viga (30x40) cm.</p>

Fotografía 5	Fotografía 6
	
<p><b>Descripción:</b> Preparación del elemento estructural para el ensayo esclerométrico.</p>	<p><b>Descripción:</b> Revisión del acero de refuerzo de las columnas.</p>

**ANEXO F**  
**OFICIO PARA REALIZAR EL PROYECTO**  
**EN EL GAD PICAIHUA**





**GOBIERNO AUTÓNOMO DESCENTRALIZADO  
PARROQUIAL RURAL DE PICAIHUA**

**Ambato - Tungurahua - Ecuador**

OFICIO: Of- CIR. N.- 079- 2021 GPP  
ASUNTO: INFORMANDO  
FECHA: Picaihua ,16 de abril del 2021

Tele:0989532342  
cel:0998304345

**Ingeniero.**

**Santiago Medina**

**DECANO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA DE LA  
UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**

**Presente.-**

**De mi consideración:**

Reciba un efusivo y fraterno saludo de quienes conformamos el Gobierno Parroquial de Picaihua, a la vez augurándolo el mejor de los éxitos en sus delicadas funciones.

Como es de su conocimiento nuestra parroquia tiene una serie de zonas freáticas en donde muchas de ellas han sido declaradas como zona de protección natural, y así mismo hay muchas viviendas que están construidas en este tipo de suelo , por lo que estamos muy interesados en que la estudiante de su facultad realice la tesis con el tema: *“Análisis Sísmico y posible reforzamiento estructural del edificio del Gobierno Autónomo Descentralizado de La Parroquia Picaihua, ubicado en el Cantón Ambato Provincia de Tungurahua”*, Pues al ejecutarse esta tesis, estamos seguros que podremos tomar acciones correctivas ya que parece que hay un poco de hundimiento de nuestro edificio

Por lo que le pedimos de la manera más comedida y respetuosa, **AUTORICE** a la estudiante *Damaris Esther Tenesaca Palate con CI: 1805111000* ,realizar este tema de tesis, con la finalidad de poder tomar acciones correctivas si lo fue necesario.

Esperando su apoyo y Aprobación, aprovechamos la oportunidad para expresarle nuestros sentimientos de consideración y estima

Atentamente,

Lcdo. Romel López Fiallos (Subp.sp.FAE)  
**PRESIDENTE GAD PICAIHUA**

