

# **ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL**

**OPTIMIZACIÓN DE EDIFICIOS CON DISIPADORES DE ENERGÍA  
PASIVOS UTILIZANDO ALGORITMOS GENÉTICOS  
DESARROLLADOS EN PYTHON 3 ADAPTADOS A ETABS.**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL MENCIÓN EN ESTRUCTURAS**

**CHRISTIAN XAVIER BACUY TARCO**

christian.bacuy@epn.edu.ec

**ESTEVEN MAURICIO ROMERO VÁSQUEZ**

esteven.romero@epn.edu.ec

**DIRECTOR: DIEGO ANDRÉS SOSA CAIZA Ph.D.**

diego.sosac@epn.edu.ec

**Quito, Marzo 2022**

## DECLARACIÓN

Nosotros, CHRISTIAN XAVIER BACUY TARCO y ESTEVEN MAURICIO ROMERO VÁSQUEZ, declaramos que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

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

---

CHRISTIAN X. BACUY TARCO

ESTEVEN M. ROMERO VÁSQUEZ

## **CERTIFICACIÓN**

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Christian Xavier Bacuy Tarco y Esteven Mauricio Romero Vásquez, bajo mi supervisión.

---

**DIEGO ANDRÉS SOSA CAIZA Ph.D.**  
**DIRECTOR DEL PROYECTO**

## **AGRADECIMIENTO**

A mis padres quienes me han apoyado durante el desarrollo de este proyecto y de toda mi carrera, a mis hermanos y mis amigos más cercanos. A mis todos mis profesores quienes con su conocimiento han sabido guiarnos para convertirnos en profesionales.

*Christian Bacuy*

## AGRADECIMIENTO

A mis padres y mis hermanos. He sido inmensamente afortunado por tenerlos; han sido mi pilar fundamental, sin ustedes no sería la persona que soy ahora. Especialmente a mi madre, quien me demuestra cada día un fragmento más de su infinito amor.

A mis amigos, Óscar y Ros, ustedes se convirtieron en personas especiales para mí desde el inicio de la vida universitaria, en especial Diego, quien me enseñó la belleza del mundo de las ciencias y me acompañó en los escalones finales de esta etapa.

A mis compañeros y amigos, Edwin, Miguel, Raúl, Carol, Richard, Rommel y Hernán, hemos compartido tantos momentos valiosos e inolvidables durante nuestra formación en esta bonita carrera. De igual forma, agradezco a Mao, Davo y Gaby cada uno de ustedes fue imprescindible en etapas distintas de mi vida. Gracias a Alex por brindarme su amistad y la oportunidad de comenzar mi vida profesional. Entre todas las personas increíbles agradezco infinitamente a Marjorie, quien nunca dejó de creer en mí, tu apoyo fue crucial en tantas ocasiones, fue el soporte que me ayudó a vencer el caos. Además, aprovecho el espacio con un momento de silencio para mi gran amigo Bryan... fuiste el hermano que la vida me supo prestar.

Finalmente me gustaría agradecer a todos quienes han sido parte importante durante tantos momentos y etapas, cuyos nombres se han visto escondidos por la brevedad del tiempo y la distancia.

*Steven Romero V.*

## DEDICATORIA

A mis padres, a quienes con su esfuerzo y sacrificio han sabido sustentarme durante el desarrollo de este proyecto y de toda mi carrera.

*Christian Bacuy*

A mis padres, a mis hermanos y a todos aquellos quienes han creído en mí aún en los momentos cuando yo no he podido hacerlo.

*Steven Romero V.*

## CONTENIDO

DECLARACIÓN .....	i
CERTIFICACIÓN .....	ii
AGRADECIMIENTO .....	iii
AGRADECIMIENTO .....	iv
DEDICATORIA.....	v
CONTENIDO.....	vi
ÍNDICE DE TABLAS .....	xii
ÍNDICE DE FIGURAS .....	xv
RESUMEN .....	xxi
ABSTRACT .....	xxii
CAPÍTULO 1 .....	1
1 INTRODUCCIÓN .....	1
1.1 OBJETIVOS .....	4
1.1.1 OBJETIVO GENERAL .....	4
1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	4
1.2 ALCANCE .....	5
1.3 HIPÓTESIS .....	5
1.4 JUSTIFICACIÓN .....	6

1.4.1 JUSTIFICACIÓN TEÓRICA .....	6
1.4.2 JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA.....	6
1.4.3 JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA .....	7
1.5 ESQUEMA GENERAL DEL ESTUDIO .....	7
CAPÍTULO 2 .....	9
2 MARCO TEÓRICO.....	9
2.1 RIESGO SÍSMICO .....	9
2.1.1 AMENAZA SÍSMICA .....	9
2.1.2 VULNERABILIDAD SÍSMICA.....	12
2.2 SISTEMAS DE CONTROL DE RESPUESTA SÍSMICA .....	13
2.2.1 SISTEMAS DE AISLAMIENTO SÍSMICO .....	13
2.2.2 SISTEMAS DE CONTROL ACTIVO .....	14
2.2.3 SISTEMAS DE DISIPACIÓN PASIVA DE ENERGÍA.....	15
2.3 RIOSTRAS DE PANDEO RESTRINGIDO .....	15
2.3.1 ANTECEDENTES Y APLICACIÓN DE BRBs EN EDIFICACIONES .....	16
2.3.2 COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO DE UN BRB .....	18
2.3.3 COMPONENTES DE UN BRB.....	19
2.4 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN BRB.....	25
2.4.1 MODOS DE FALLA NO DÚCTILES DEL NÚCLEO .....	25



2.4.2 RIGIDEZ EQUIVALENTE DE UN BRB .....	28
2.4.3 MODELO HISTERÉTICO DEL NÚCLEO DE UN BRB .....	30
2.4.4 CURVA DE CAPACIDAD DEL NÚCLEO DEL BRB.....	32
2.4.5 FACTORES DE AJUSTE .....	33
2.4.6 DEFORMACIÓN EQUIVALENTE DEL BRB .....	34
2.4.7 DEFORMACIÓN AXIAL EN UN BRB.....	35
2.4.8 CARGAS GRAVITACIONALES .....	37
2.5 DISEÑO SISMO RESISTENTE NEC 15 .....	37
2.5.1 FILOSOFÍA DE DISEÑO BASADA EN EL DESEMPEÑO .....	37
2.5.2 CORTANTE BASAL.....	38
2.5.3 PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN .....	40
2.5.4 ESPECTRO DE DISEÑO PROBABILÍSTICO .....	41
2.5.5 DERIVAS LÍMITE .....	45
2.6 ANÁLISIS NO LINEAL DE ESTRUCTURAS.....	46
2.6.1 ECUACIONES DE MOVIMIENTO.....	46
2.6.2 EVALUACIÓN NUMÉRICA DE LA RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA.....	47
2.7 ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA .....	49
2.7.1 SELECCIÓN DE ACELEROGRAMAS .....	49
2.7.2 MATERIALES EN SU RANGO INELÁSTICO .....	50

2.7.3 DIAGRAMAS MOMENTO-CURVATURA Y FUERZA- DEFORMACIÓN .....	53
2.7.4 NIVELES DE DESEMPEÑO .....	53
2.8 HERRAMIENTAS API DE ETABS .....	56
CAPÍTULO 3 .....	58
3 INTRODUCCIÓN .....	58
3.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA DE ANÁLISIS.....	58
3.1.1 PROPIEDADES MATERIALES ESTRUCTURALES.....	60
3.1.2 FUERZAS ACTUANTES.....	62
3.1.3 DISEÑO DE ELEMENTOS DEL SISTEMA RESISTENTE A FUERZAS SÍSMICAS (SFRS) .....	66
3.2 PREDISEÑO DE DISIPADORES BRB .....	69
3.2.1 PROPIEDADES DEL MATERIAL .....	70
3.2.2 FACTORES DE AJUSTE .....	70
3.2.3 DEFORMACIÓN DEL NÚCLEO .....	71
3.2.4 ÁREA REQUERIDA DEL NÚCLEO .....	72
3.2.5 RIGIDEZ DE LAS CONEXIONES .....	73
3.2.6 CAPACIDAD ÚLTIMA DEL BRB.....	74
3.2.7 DEFORMACIÓN EQUIVALENTE DEL BRB .....	75
3.2.8 NIVELES DE DESEMPEÑO DEL BRB .....	75

3.3 SEÑALES.....	77
3.3.1 SELECCIÓN DE ACELEROGRAMAS.....	77
3.3.2 TRATAMIENTO DE ACELEROGRAMAS.....	78
3.4 MODELAMIENTO COMPUTACIONAL.....	88
3.4.1 MODELACIÓN DE DISIPADORES.....	88
3.4.2 ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL.....	93
CAPÍTULO 4.....	99
4 ALGORITMOS GENÉTICOS.....	99
4.1 PARTES DEL AG.....	103
4.1.1 SELECCIÓN DE VARIABLES Y FUNCIÓN OBJETIVO.....	103
4.1.2 CODIFICACIÓN Y DECODIFICACIÓN DE VARIABLES.....	105
4.1.3 POBLACIÓN.....	106
4.1.4 SELECCIÓN.....	106
4.1.5 REPRODUCCIÓN.....	108
4.1.6 MUTACIÓN.....	109
4.1.7 CONVERGENCIA.....	109
4.2 HARDWARE Y SOFTWARE USADOS PARA EL CÓMPUTO DE LOS AG.....	111
4.3 CONDICIONES INICIALES.....	112
CAPÍTULO 5.....	114

5	RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	114
5.1	ALGORITMOS GENÉTICOS .....	115
5.1.1	FUNCIÓN OBJETIVO .....	117
5.1.2	TIEMPOS DE EJECUCIÓN .....	120
5.2	ESTRUCTURA CON DISIPADORES OPTIMIZADOS.....	120
5.2.1	ÁREAS OPTIMIZADAS.....	121
5.2.2	DERIVAS .....	122
5.2.3	DESPLAZAMIENTOS DE LOS NODOS .....	124
5.2.4	ENERGÍA DISIPADA .....	125
5.2.5	CICLOS DE HISTÉRESIS.....	128
5.2.6	RÓTULAS PLÁSTICAS.....	129
	CAPÍTULO 6 .....	134
6	TRABAJOS FUTUROS .....	134
	CAPÍTULO 7 .....	139
7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	139
7.1	CONCLUSIONES.....	139
7.2	RECOMENDACIONES .....	143
	BIBLIOGRAFÍA .....	144
	ANEXO 1 .....	156

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 2-1</b> <i>Niveles de amenaza sísmica.</i> .....	10
<b>Tabla 2-2</b> <i>Valores del factor z en función de la zona sísmica.</i> .....	10
<b>Tabla 2-3</b> <i>Índices de relaciones para diagramas (M-φ). Índices de criterios de aceptación de desempeño.</i> .....	33
<b>Tabla 2-4</b> <i>Principales factores de sitio.</i> .....	42
<b>Tabla 2-5</b> <i>Deriva máxima permitida según el tipo de estructura.</i> .....	45
<b>Tabla 2-6</b> <i>Estados de daño según límites de derivas.</i> .....	46
<b>Tabla 2-7</b> <i>Categorización de la importancia de las estructuras según su uso.</i> .....	55
<b>Tabla 2-8</b> <i>Desempeño de la estructura según la intensidad del sismo.</i> .....	56
<b>Tabla 3-1.</b> <i>Propiedades mecánicas del hormigón.</i> .....	60
<b>Tabla 3-2.</b> <i>Propiedades mecánicas de las varillas de acero.</i> .....	61
<b>Tabla 3-3</b> <i>Cargas Vivas NEC 15, Cargas no Sísmicas.</i> .....	62
<b>Tabla 3-4</b> <i>Sobrecargas para edificio de oficinas.</i> .....	62
<b>Tabla 3-5</b> <i>Resumen de factores utilizados para el cálculo del Espectro de Diseño.</i> .....	64
<b>Tabla 3-6</b> <i>Resumen de factores utilizados para el cálculo del Espectro de Diseño Reducido.</i> .....	65
<b>Tabla 3-7</b> <i>Combinaciones Básicas de carga.</i> .....	67
<b>Tabla 3-8</b> <i>Secciones de Columnas y Vigas.</i> .....	68

<b>Tabla 3-9</b> <i>Propiedades mecánicas del acero del núcleo A36.</i> .....	70
<b>Tabla 3-10</b> <i>Resumen de factores de ajuste.</i> .....	72
<b>Tabla 3-11</b> <i>Procedimiento para encontrar el área requerida del núcleo del BRB.</i> .....	73
<b>Tabla 3-12</b> <i>Secciones asumidas de las placas de conexión y placas de zonas de transición para el BRB 5.</i> .....	74
<b>Tabla 3-13</b> <i>Relaciones <math>m</math>, <math>n</math>, que existe entre la rigidez del núcleo y la rigidez de las conexiones.</i> .....	74
<b>Tabla 3-14</b> <i>Cálculo de la rigidez y fuerzas últimas del BRB.</i> .....	75
<b>Tabla 3-15</b> <i>Cálculo de las deformaciones elásticas y últimas del BRB.</i> .....	75
<b>Tabla 3-16</b> <i>Cálculo de las deformaciones que definen el nivel de desempeño del BRB y verificación de deformaciones límite.</i> .....	76
<b>Tabla 3-17</b> <i>Características de los sistemas de fallas de la ciudad de Quito.</i> .....	77
<b>Tabla 3-18</b> <i>Características registros sísmicos usados para el análisis no lineal.</i> .....	78
<b>Tabla 3-19</b> <i>Factores de Escalamiento <math>S_1</math></i> .....	86
<b>Tabla 3-20</b> <i>Factores de Escalamiento <math>S_s</math>.</i> .....	88
<b>Tabla 3-21</b> <i>Factores <math>K_{eq}</math>, <math>K_{eff}</math> y <math>K_{pf}</math> usados en la modelación de elementos Link.</i> .....	91
<b>Tabla 4-1</b> <i>Ilustración del algoritmo de selección.</i> .....	108
<b>Tabla 4-2</b> <i>Hardware del ordenador usado para la ejecución de los AG.</i> .....	111
<b>Tabla 4-3</b> <i>Condiciones iniciales y condiciones de convergencia del AG.</i> .....	112

<b>Tabla 5-1</b> <i>Número de rótulas y nivel de desempeño de las mismas producidas por cada evento sísmico.</i> .....	114
<b>Tabla 5-2</b> <i>Condiciones iniciales y criterios de convergencia de las primeras pruebas</i> .....	116
<b>Tabla 5-3</b> <i>Condiciones iniciales y condiciones de convergencia.</i> .....	119
<b>Tabla 5-4</b> <i>Tabla de áreas del núcleo del prediseño y optimizado respectivamente.</i> .....	121
<b>Tabla 5-5</b> <i>Mejora porcentual con respecto a la estructura sin disipadores.</i> .....	123
<b>Tabla 5-6</b> <i>Componentes de energía disipada.</i> .....	127
<b>Tabla 6-1</b> <i>Número de rótulas con nivel de desempeño &gt;CP en cada piso para el sismo 953-1.</i> .....	135
<b>Tabla 6-2</b> <i>Número de rótulas con nivel de desempeño &gt;CP en cada piso para el sismo 953-2.</i> .....	135
<b>Tabla 6-3</b> <i>Áreas de los núcleos usados en cada iteración manual.</i> .....	136

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 2.1.</b> Mapa de zonificación sísmica del Ecuador. ....	11
<b>Figura 2.2.</b> Clasificación de suelos de Quito. ....	11
<b>Figura 2.3.</b> Tectónica de placas y fallas ciegas de Quito. ....	12
<b>Figura 2.4.</b> Sistema de aislamiento sísmico. ....	14
<b>Figura 2.5.</b> Composición de un BRB. ....	15
<b>Figura 2.6.</b> Número de estructuras con sistemas de protección sísmica en países activos. ....	16
<b>Figura 2.7.</b> Ejemplos de aplicación de BRBs en estructuras. ....	17
<b>Figura 2.8.</b> Comparación de curvas de histéresis entre una diagonal convencional y de un BRB. Comportamiento de una riostra (a) sin restricción al pandeo (b) con restricción al pandeo. ....	18
<b>Figura 2.9.</b> Componentes principales de un BRB. (a) Núcleo de acero (b) Camisa de revestimiento (c) Material Antiadherente (d) Segmentos que no fluyen. ....	20
<b>Figura 2.10.</b> Secciones transversales más estudiadas de núcleos de BRBs. ....	21
<b>Figura 2.11.</b> Espaciamiento entre el núcleo y el relleno confinante. ....	23
<b>Figura 2.12.</b> Tipos de conexiones de un BRB. ....	25
<b>Figura 2.13.</b> Modos de falla por pandeo flexional del núcleo de acero. ....	26
<b>Figura 2.14.</b> Micro modelo para análisis por elementos finitos de un BRB. ....	28



<b>Figura 2.15.</b> Modelo equivalente de un BRB.....	29
<b>Figura 2.16.</b> Tendencia del coeficiente J.....	30
<b>Figura 2.17.</b> Representación gráfica del modelo Bouc-Wen. ....	31
<b>Figura 2.18.</b> Diagrama fuerza-deformación del núcleo de un BRB. ....	32
<b>Figura 2.19</b> Deformaciones de los elementos del BRB para (a) una fuerza igual a $P_y$ , (b) para una fuerza igual a $P_u$ .....	34
<b>Figura 2.20</b> Deformación de un pórtico por cortante basal en el eje x. ....	36
<b>Figura 2.21.</b> Representación de la deformación de un pórtico con BRBs en V invertida (a) en el rango elástico y (b) luego de la fluencia .....	37
<b>Figura 2.22</b> Espectro de Diseño Elástico NEC-15.....	41
<b>Figura 2.23</b> Espectros de señales sísmicas de una componente horizontal y espectro promedio.....	43
<b>Figura 2.24.</b> (a) Diagrama esfuerzo vs deformación unitaria del acero, (b) Diagrama esfuerzo vs deformación unitaria del a acero a escala. ....	50
<b>Figura 2.25</b> Diagrama Esfuerzo-Deformación unitaria para cilindros de hormigón sometidos a compresión uniaxial. ....	51
<b>Figura 2.26.</b> Diagrama Esfuerzo-Deformación unitaria de: (a) Ensayos de cilindros sometidos a cargas cíclicas de compresión axial repetida de alta intensidad, (b) Ensayos de prismas de hormigón confinado y no confinado. ....	52
<b>Figura 2.27</b> Criterios de aceptación de niveles de desempeño en los diagramas de Fuerza-Desplazamiento. ....	55
<b>Figura 2.28.</b> Funciones de las herramientas API.....	57

<b>Figura 3.1.</b> (a) Estructura propuesta de 5 plantas (b) Distribución de vanos en planta.....	59
<b>Figura 3.2.</b> Espectros de Diseño NEC15.....	65
<b>Figura 3.3.</b> Secciones de la estructura definidas bajo esquema de colores con vista en elevación.....	68
<b>Figura 3.4.</b> Secciones de la estructura definidas bajo esquema de colores con vista 3D. ....	69
<b>Figura 3.5.</b> Representación gráfica de las placas de conexión y transición y porcentaje de sus respectivas longitudes.....	73
<b>Figura 3.6.</b> Curva de capacidad del BRB tipo (línea naranja) 5. Curva de capacidad de su núcleo (línea gris).....	76
<b>Figura 3.7.</b> Efecto de ruido en el filtrado de acelerogramas de (a) alta frecuencia y (b) baja frecuencia. ....	80
<b>Figura 3.8.</b> Filtros de acelerogramas.....	81
<b>Figura 3.9.</b> Corrección y filtrado del pseudo desplazamiento, velocidad y aceleración de la señal 953-1. ....	81
<b>Figura 3.10.</b> Pseudo desplazamiento, velocidad y aceleración de la señal 953-1 Corregida y filtrada.....	83
<b>Figura 3.11.</b> Espectros de Respuesta de la componente 1 de los acelerogramas de la Tabla 3-18.....	84
<b>Figura 3.12.</b> Espectros de Respuesta de la componente 2 de los acelerogramas de la Tabla 3-18.....	84
<b>Figura 3.13.</b> Espectro de Respuesta SRSS. ....	85

<b>Figura 3.14.</b> Espectros de Respuesta SRSS escalado a S1.....	86
<b>Figura 3.15.</b> Relaciones espectrales entre Espectro de Diseño Objetivo y los Espectros SRSS.....	87
<b>Figura 3.16.</b> Modelamiento de disipadores BRB mediante elementos Link tipo Boc-Wen.....	89
<b>Figura 3.17.</b> Diagrama Fuerza-Deformación de un BRB.....	90
<b>Figura 3.18.</b> Definición de niveles de desempeño del BRB.....	92
<b>Figura 3.19.</b> Disposición geométrica de los BRBs en la estructura.....	92
<b>Figura 3.20.</b> Función "Ramp". .....	94
<b>Figura 3.21.</b> Caso de carga por gravedad.....	94
<b>Figura 3.22.</b> Ingreso del registro sísmico, señal 953-2.....	95
<b>Figura 3.23.</b> Caso de carga .....	96
<b>Figura 3.24.</b> Caso modal.....	96
<b>Figura 3.25.</b> Asignación de rótulas plásticas en vigas.....	98
<b>Figura 3.26.</b> Asignación de rótulas plásticas en columnas.....	98
<b>Figura 4.1</b> Representación gráfica de los elementos de un AG. ....	99
<b>Figura 4.2.</b> Diagrama de flujo de un algoritmo genético.....	101
<b>Figura 4.3.</b> Ciclo de retroalimentación de información del script de Python y ETABS.....	102
<b>Figura 4.4</b> Ilustración del proceso de reproducción.....	109
<b>Figura 5.1.</b> Estructura sin BRB para sismo 953-2. ....	115

<b>Figura 5.2.</b> Evaluación de la función objetivo para la media (línea gris) y para el mejor cromosoma de cada generación (línea negra) de las pruebas iniciales. ....	116
<b>Figura 5.3. Prueba 1:</b> Niter = 10, Npob = 10, Xmut = 20%, Nstop-elite = 6, tolbest = tolmean = 0.01. Condición de convergencia alcanzada Nstop-elite en 6 generaciones. Tiempo de ejecución $t = 4977s = 1.38 [h]$ . ....	117
<b>Figura 5.4 Prueba 2:</b> Niter = 10, Npob = 12, Xmut = 20%, Nstop-elite = 4, tolbest = tolmean = 0.01. Condición de convergencia alcanzada Nstop-elite en 8 generaciones. Tiempo de ejecución $t = 7109s = 1.97 [h]$ . ....	117
<b>Figura 5.5 Prueba 3:</b> Niter = 18, Npob = 16, Xmut = 20%, Nstop-elite = 8, tolbest = tolmean = 0.02. Condición de convergencia alcanzada Nstop-elite en 18 generaciones. Tiempo de ejecución $t = 21029 s = 5.84 [h]$ . ....	118
<b>Figura 5.6 Prueba 4:</b> Niter = 50, Npob = 16, Xmut = 20%, Nstop-elite = 10, tolbest = tolmean = 0.01. Condición de convergencia alcanzada Nstop-elite en 24 generaciones. Tiempo de ejecución $t = 35641 s = 9.90 [h]$ .....	118
<b>Figura 5.7 Prueba 5:</b> Niter = 50, Npob = 32, Xmut = 20%,Nstop-elite = 32, tolbest = tolmean = 0.01. Condición de convergencia alcanzada Niter = 50 en 50 generaciones. Tiempo de ejecución $t = 91152 s = 25.32 [h]$ . ....	118
<b>Figura 5.8 Prueba 6:</b> Niter = 50, Npob = 32, Xmut = 20%,Nstop-elite = 32, tolbest = tolmean = 0.01. Condición de convergencia alcanzada Niter = 50 en 50 generaciones. Tiempo de ejecución $t = 99576 s = 27.66 [h]$ . ....	118
<b>Figura 5.9.</b> Derivas en sentido “X” y limites según (VISION 2000, 1995). ....	122

<b>Figura 5.10.</b> Derivas en sentido “Y” y limites según (VISION 2000, 1995). .....	123
<b>Figura 5.11.</b> Respuesta de desplazamiento de la estructura con y sin disipadores.....	124
<b>Figura 5.12.</b> Diagrama de disipación de energía de la estructura (a) sin BRBs (b) con BRBs de.....	126
<b>Figura 5.13.</b> Ciclo de histéresis para el disipador de prediseño y el disipador optimizado en la misma ubicación de la estructura. ....	128
<b>Figura 5.14.</b> Niveles de desempeño de los componentes de la estructura sin BRBs sometida a la aceleración del sismo 953-2.....	129
<b>Figura 5.15.</b> Niveles de desempeño de los componentes de la estructura con BRBs de prediseño sometida a la aceleración del sismo 953-2.....	130
<b>Figura 5.16.</b> Niveles de desempeño de los componentes de la estructura con BRBs optimizados sometida a la aceleración del sismo 953-2. ....	130
<b>Figura 5.17.</b> Gráfica Aceleración vs tiempo de la señal 953-2. ....	131
<b>Figura 5.18.</b> Diagrama de momentos para el instante pico de la señal 953- 2 [s] en los pórticos externos para la (a) Estructura sin BRBs y (b) Estructura con BRBs optimizados.....	132
<b>Figura 5.19.</b> Diagrama de momentos para el instante pico de la señal 953- 2 [s] en los pórticos internos para la (a) Estructura sin BRBs y (b) Estructura con BRBs optimizados.....	132
<b>Figura 6.1.</b> Desempeño de la estructura con BRB para sismo 953-1 con áreas de la iteración #4.....	137
<b>Figura 6.2.</b> Desempeño de la estructura con BRB para sismo 953-2 con áreas de la iteración #4.....	137

## RESUMEN

El presente estudio propone la optimización de disipadores de energía tipo BRB (Buckling Restrained Braces), implementados en un edificio de 5 pisos de hormigón armado, utilizando algoritmos genéticos (AG) desarrollados en el lenguaje Python 3 y adaptados a ETABS a través de sus herramientas API (application programming interface). Además, se analiza la viabilidad de implementar a los AG como método automatizado uni-objetivo.

El comportamiento de los BRBs puede ser definido por medio de sus curvas de capacidad. Por tanto, el método propuesto consiste en introducir curvas de capacidad aleatorias al software ETABS por medio del programa desarrollado en Python. Entonces, cuando el software ETABS ejecuta el análisis no lineal dinámico Tiempo-Historia, el programa desarrollado en Python recupera los resultados de interés y en base a estos el AG clasifica las mejores curvas teniendo como criterio de optimización a las derivas de la estructura.

Con este fin se diseñó una estructura para resistir el 75% de las fuerzas del Espectro de Diseño Inelástico y se prediseñó los BRBs para el 25% restante. Se implementaron los BRBs de prediseño a la estructura y se procedió a la optimización de los mismos. Como resultado de la optimización se encontró que existe una reducción del 46.91% de las derivas entre la estructura sin BRBs y con BRBs optimizados, además de una disminución de desplazamientos nodales de 48.60% y un aumento del 45.19% en la energía disipada por amortiguamiento histerético. De igual manera se observa una disminución del 60% de rótulas en nivel de desempeño >CP y del 90% de rótulas en nivel entre LS-CP.

A pesar de que el método propuesto amplía el espacio de búsqueda dando la posibilidad de encontrar un óptimo, se encontró que el análisis estructural involucra múltiples variables, por tanto, se propone un análisis multi-objetivo para trabajos futuros.

## ABSTRACT

This study proposes the optimization of BRB (Buckling Restrained Braces) type energy dampers, implemented in a 5-story building of reinforced concrete, using genetic algorithms (GA) developed in the Python 3 language and adapted to ETABS through its API (application programming interface). In addition, the feasibility of implementing the GA as an automated single-target method is discussed.

The behavior of BRBs can be defined by means of their capacity curves. Therefore, the proposed method consists of introducing random capacity curves to the ETABS software through the program developed in Python. Then, when the ETABS software executes the nonlinear dynamic Time-History analysis, the program developed in Python retrieves the results of interest and based on these, the GA classifies the best curves having the drifts of the structure as the optimization criterion.

To this end, a structure was designed to resist 75% of the forces of the Inelastic Design Spectrum and the BRBs were pre-designed for the remaining 25%. The pre-design BRBs were implemented in the structure and their optimization was carried out. As a result of the optimization, it was found that there is a reduction of 46.91% of the drifts between the structure without BRBs and with optimized BRBs, in addition to a 48.60% decrease in nodal displacements and a 45.19% increase in the energy dissipated by hysteretic damping. Similarly, a decrease of 60% of hinges is observed in the performance level > CP and 90% of hinges in the level between LS-CP.

Although the proposed method widens the search space giving the possibility of finding an optimum, it was found that the structural analysis involves multiple variables, therefore, a multi-target analysis is proposed for future work.

# CAPÍTULO 1

## 1 INTRODUCCIÓN

Una estructura está calificada para su uso cuando, aún bajo los efectos de desastres naturales como terremotos, la estructura es capaz de asegurar su estabilidad y serviciabilidad. La ingeniería sismorresistente aborda esta situación a través de los códigos de construcción, en donde se han propuesto factores de seguridad y métodos probabilísticos para definir cargas que simulen los efectos del ambiente. Esto con el objetivo de proveer más confianza y seguridad, brindando a las estructuras mayor masividad y solidez. No obstante, esto no garantiza la mejora, e incluso puede provocar mayor vulnerabilidad. En contraste, una alternativa para el manejo de estas cargas es el ajuste de las características estructurales dinámicas a través de vibraciones, de donde surge el control estructural (Mehrkian, Bahar, & Chaibakhsh, 2019).

El control estructural se refiere a aquellos sistemas y dispositivos adaptados a la estructura para modificar sus características dinámicas, controlar y disipar la energía recibida de un sismo, mitigando así sus efectos durante un evento severo. Se clasifican en tres grupos: sistemas de aislamiento sísmico, sistemas de control activo y sistemas de disipación pasiva (NEC-15-DS, 2014). La principal diferencia entre los sistemas de disipación radica en el requerimiento de energía externa para su funcionamiento. Por consiguiente, pueden existir diferencias considerables en términos de costo, siendo los dispositivos pasivos generalmente los más económicos (Christopoulos & Filiatrault, 2006).

A nivel mundial, se ha estudiado los sistemas de control pasivo y aplicado para controlar los efectos de las vibraciones dinámicas en las estructuras. La efectividad de los disipadores pasivos ha sido reportada ampliamente en la literatura para diferentes sistemas estructurales, obteniendo reducciones de las derivas en un 60% en comparación con la misma estructura sin estos elementos (Goli, Yerramasetty, Nagarathinam, & Nandam, 2017). De igual forma, se ha observado la disminución eficaz de la respuesta de desplazamiento, respuesta de



aceleración, relación de deriva de entrepiso y tensiones máximas de las columnas bajo diferentes excitaciones sísmicas (Zheng, Huang, Zhang, & Lu, 2018). Por otra parte, su combinación con procesos sujetos a optimización ha indicado ventajas adicionales como la reducción del peso de las estructuras, aumentando considerablemente la disipación de la energía sísmica (Abedini & Hoseini, 2020).

A causa de la confluencia de las placas tectónicas de América del sur, Nazca y del Caribe, América Latina registra aproximadamente un 80% de la actividad sísmica y volcánica mundial (UNISDR, 2013). En nuestra región, la poca consideración de los sistemas de control para el diseño y análisis, junto con un insuficiente cuidado en los sistemas constructivos, ha provocado diversas afectaciones. Ejemplo de esto es lo sucedido en Chile en 2010, en donde un sismo de magnitud de momentos  $M_W = 8.8$  generó pérdidas de aproximadamente 7 mil millones de dólares debido a daños de componentes y sistemas no estructurales (Dueñas & Kwasinski, 2012). Igualmente, en Tehuantepec, México, en el año 2017 un evento sísmico de magnitud de momentos  $M_W = 8.2$  dejó 96 muertos y severos daños para 110000 casas (Tena, et al., 2020), afectando también, a 12931 establecimientos educativos, cuyo costo de reparación estuvo avaluado en 13650 millones de pesos mexicanos (García, Valdovinos, Valdés, González, & Marcial, 2020). Otro ejemplo fue lo ocurrido en Pedernales - Ecuador, en el año 2016, en donde debido a sistemas estructurales mal diseñados, pésimo control de los materiales y procesos constructivos deficientes, el terremoto de magnitud de momentos  $M_W = 7.8$  tuvo tal afectación que dejó 660 víctimas mortales y 6200 heridos (Villacreses, Miele, Delgado, & Alcívar, 2020).

Estudios pasados no sólo muestran que los disipadores pasivos de energía tienen un excelente comportamiento ante las acciones sísmicas, ocasionando así una disminución significativa del daño estructural; sino también, ponen en manifiesto la importancia de la resistencia y potencial de disipación de energía en los edificios, como características cruciales para el diseño y análisis sismorresistente. En nuestro país, las normativas de construcción vigentes abordan la situación refiriéndose a la capacidad inelástica de deformación de los distintos materiales que conforman el sistema estructural. Dicha metodología

provee una solución discutible; es decir, si bien se permite aprovechar el comportamiento no lineal para liberar energía, esto implicaría infringir daños en la estructura (Aguilar, Del Castillo, Mizonbe, & Mendoza, 2016). En consecuencia, aparece cierta incertidumbre sobre si el sistema estructural trabaja como lo esperado, sobre si los elementos estructurales podrían tener afectación tal que se podría provocar el colapso, o si el costo de reparación sería demasiado elevado (Shook, Roschkea, Lin, & Lohc, 2008). En el contexto de la sismo resistencia la introducción de dicho punto de vista nos muestra como la implementación de disipadores sísmicas presenta diversas virtudes. Sin embargo, su aplicación posee un elevado costo económico por lo que realizar un adecuado análisis y diseño de los elementos disipadores es imprescindible para su viabilidad en una edificación (Ontiveros, P., Miguel, & Riera, 2019). Para establecer el uso de disipadores sísmicos se debe resolver un problema de optimización, en donde se intenta determinar la mejor configuración de las propiedades para su aplicación, buscando conseguir la mejor respuesta estructural. No obstante, los parámetros que se involucran en la respuesta son tantos y de diversidad tal, que la experiencia del diseñador se basa en una iteración manual hasta obtener un diseño óptimo, lo cual descarta la viabilidad para un proyecto (Farhat, Nakamura, & Takahashi, 2008). Por tal motivo, es oportuno tener un método alternativo de optimización que ajuste los coeficientes que definan la estructura y dispositivos para así obtener el mejor funcionamiento (Ontiveros, P., Miguel, & Riera, 2019).

El método de los (AG) sirve para resolver problemas de optimización, el cual está basado en el proceso de selección natural, cuyo rol es fundamental en el control de la evolución biológica. Los AG modifican repetidamente una población de posibles soluciones hasta converger hacia una solución global, es decir, la solución óptima del problema (Farhat, Nakamura, & Takahashi, 2008). Su aplicación es tan versátil que permite realizar la optimización de parámetros con diferentes criterios de diseño y definiciones sísmicas de entrada (Singh, Singh, & Moreschi, 2002) (Park, Oh, Park, & Choi, 2015).

Es así, que este estudio busca establecer la optimización de los disipadores de energía de un edificio, a través de la implementación de algoritmos genéticos

desarrollados en Python3 para su adaptación a ETABS a través de sus herramientas API. Esta investigación contribuirá con una metodología alternativa de análisis estructural, cuyo objetivo es el diseño óptimo de disipadores BRB a través de la minimización de derivas.

## **1.1 OBJETIVOS**

### **1.1.1 OBJETIVO GENERAL**

Desarrollar un programa con algoritmos genéticos en el lenguaje de programación Python 3, que interactúe con el software especializado ETABS mediante sus herramientas API, para optimizar las áreas de los núcleos de los disipadores de energía BRB de un edificio de 5 pisos a través del control de derivas.

### **1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Sintetizar información sobre el diseño de edificaciones con disipadores sísmicos histeréticos tipo BRB y la aplicación de algoritmos genéticos en métodos de optimización por medio de la recopilación y análisis de las normativas, documentos de investigación, procedimientos y manuales de los softwares “Python 3” y “ETABS”.
- Analizar una edificación con disipadores sísmicos tipo BRB empleando el análisis dinámico no lineal Tiempo-Historia para estudiar sus derivas, desplazamientos en los nodos, ciclos de histéresis y energía disipada.
- Escribir un programa en Python 3 utilizando algoritmos genéticos y las herramientas API del software ETABS para realizar la optimización del área de los núcleos de los disipadores sísmicos BRB, que se implementa a través de su relación con las rigideces efectivas, las cuales son un parámetro modificable del modelo computacional.

- Comparar los resultados de los modelos sin BRBs, con BRBs de prediseño y BRBs optimizados por medio de algoritmos genéticos, a través de la comprobación de las derivas, desplazamiento en nodos, energía disipada, ciclos de histéresis y formación de rótulas plásticas.

## **1.2 ALCANCE**

El presente estudio teórico experimental busca investigar, desarrollar e implementar algoritmos genéticos en la optimización estructural de pórticos resistentes a momentos reforzados con disipadores tipo BRB. Los algoritmos genéticos que se implementará son uni-objetivo, ya que se busca minimizar únicamente las derivas. Se busca conseguir estableciendo como función objetivo las derivas límite de la normativa VISION 2000.

Para tener un punto de partida comparativo, se diseñará una primera estructura sin disipadores con la cual se realizará el análisis no lineal Tiempo Historia considerando las recomendaciones de la normativa (ASCE-7, 2016), es decir, con 7 señales de sismos, y de estas se escoge la más crítica para el proceso de optimización por ser la más representativa para los propósitos de este estudio y acortar el tiempo de análisis. A continuación, se prediseña e implementan disipadores de en la estructura. Este trabajo se limita a la optimización el área de los BRBs mediante AG, el diseño de los demás componentes del disipador queda fuera del alcance de esta investigación. Se usará un análisis Tiempo-Historia simplificado que acorte los tiempos de ejecución sin perder fiabilidad en los resultados.

## **1.3 HIPÓTESIS**

La optimización de un edificio con disipadores de energía tipo BRBs utilizando algoritmos genéticos adaptados a ETABS, permitirá encontrar el área óptima de los núcleos de los disipadores que mejoren el nivel de desempeño de los elementos estructurales de la edificación, mediante comparativas de las derivas resultantes del enfoque uni-objetivo implementado a partir de las derivas establecidas por la normativa (VISION 2000, 1995).

## **1.4 JUSTIFICACIÓN**

### **1.4.1 JUSTIFICACIÓN TEÓRICA**

Los algoritmos genéticos ya han sido aplicados en una amplia variedad de problemas de optimización como: la reducción del desplazamiento y aceleraciones máximas en estructuras (Reynolds, Rezgui, Kwan, & Piriou, 2018), la disminución del peso de una estructura maximizando la cantidad de energía disipada (Abedini et al., 2020), encontrando la influencia de la rigidez que representan la mampostería de un edificio existente para alcanzar los periodos de ensayos de vibración ambiental (Mora, Aguirre, & Bone, 2020), entre otros.

Como herramienta, los AG son robustos<sup>1</sup> y muestran una optimización estocástica altamente flexible que conduce a una solución global, dentro de un conjunto de soluciones posibles (Park et al., 2015). Se plantea mediante este estudio optimizar el área de los núcleos de disipadores pasivos BRB (Buckling Restrained Braces) de una estructura propuesta por medio de AG elaborados en Python 3 y adaptados a ETABS, teniendo como criterio principal al control de derivas.

### **1.4.2 JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA**

La metodología escogida como guía principal para esta investigación ha sido evaluada anteriormente por (Mora, Aguirre, & Bone, 2020), donde se desarrolla un programa con algoritmos genéticos en Python 3 como herramienta iterativa adaptada a ETABS. Dicha investigación proporciona su código de forma abierta, con el objetivo de realizar modificaciones y adaptarlo a la evaluación de nuevos problemas de búsqueda y optimización.

---

<sup>1</sup> Se dice que un algoritmo/método es robusto si muestra buen desempeño para datos de una extensa variedad de distribuciones de probabilidad. Es decir, que sigue dando buenos resultados aun cuando los datos de entrada son de naturaleza variada.

### **1.4.3 JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA**

Debido a que no existen normativas que rijan el diseño de los BRB en estructuras de hormigón armado reforzadas con BRBs, existen muchos estudios que buscan implementar nuevos métodos de diseño de los mismos. Existen métodos de diseño propuestos por varios investigadores que tienen una alta complejidad para su aplicación y requieren de un amplio conocimiento sobre análisis no lineal de estructuras. Di Cesare & Puzos (2017) presenta el método basado en coeficientes que relacionan la rigidez del sistema resistente a momentos con la rigidez del sistema de amortiguamiento. Alternativamente (Khampanit, Leelatawiwat, Kochanin, & Warnitchai, 2014) presenta otro procedimiento basado en la energía sísmica que ingresa a partir de la cual se diseñan los BRB. Por estas razones, en este trabajo se investiga un método iterativo automatizado de prueba y error el cual se valida mediante análisis no lineales en los cuales se demuestra el correcto funcionamiento de los BRBs. El objetivo de los AG es otorgar un procedimiento alternativo a métodos más complejos. En el caso particular del presente estudio se busca evaluar la optimización del área de los disipadores tipo BRB a través del control de las derivas.

### **1.5 ESQUEMA GENERAL DEL ESTUDIO**

El presente trabajo se desarrolla en tres partes principales;

- Primero, se propone el diseño de una estructura genérica de cinco pisos que servirá como el sujeto de todas las pruebas computacionales de análisis dinámico y estático usando ETABS.
- Segundo, se desarrolla un modelo simple de un amortiguador BRB que será implementado dentro del modelo computacional de la estructura mencionada anteriormente. Se empleará una serie de amortiguadores con el objetivo de minimizar el efecto de las aceleraciones causadas por sismos sobre la estructura.
- Tercero, se implementa un algoritmo genético con el objetivo de optimizar el área de los núcleos de los amortiguadores tipo BRB en función de

derivadas objetivo, de manera que se obtenga una serie de valores que minimicen la función objetivo definida.

Como preámbulo, se realiza una recopilación bibliográfica del marco teórico necesario para llevar a cabo este estudio. En el capítulo 2, se recoge la evidencia sismológica que justifica la necesidad del uso de disipadores en estructuras, así como también como una explicación breve de la teoría del análisis no lineal y la respuesta de estructuras inelásticas, para luego introducirnos en los sistemas de control de respuesta sísmica, específicamente en la teoría y particularidades sobre los disipadores BRB. En el capítulo 3 se hace referencia a la construcción del modelo computacional de una estructura de cinco pisos y su implementación en ETABS para luego introducir los amortiguadores BRB como parte del diseño estructural. En el capítulo 4 se presentan generalidades de los algoritmos genéticos y se explica su implementación para el caso de estudio, en el lenguaje de programación Python 3. En el capítulo 5 se detalla el análisis de resultados de la implementación del algoritmo genérico y sus respectivas observaciones. Adicionalmente se creó un capítulo 6 en donde se presenta un método de iteración manual alternativo. Finalmente, en el capítulo 7 se expone las conclusiones obtenidas a lo largo del desarrollo de este trabajo.

## **CAPÍTULO 2**

### **2 MARCO TEÓRICO**

Durante un evento sísmico severo (Tabla 2-1), generalmente las edificaciones se deforman más allá del de su comportamiento lineal. Esto ocurre debido a que experimentan oscilaciones fuertes. El comportamiento de las estructuras que sufren deformaciones inelásticas durante un evento sísmico es de mucha importancia en las fases de diseño y construcción, pues ayuda a prever futuros problemas. Idealmente se desea adaptar este estudio a la realidad local, de forma tal que, la edificación está ubicada en la ciudad de Quito, por tanto, está sometida a las condiciones sísmicas propias de este sitio. Por lo tanto, es necesario conocer, en primer lugar, la realidad sismológica de la ciudad.

#### **2.1 RIESGO SÍSMICO**

El enfoque principal de las normas, protocolos y códigos de construcción está enfocado en la seguridad de la población humana, dejando en segundo lugar las pérdidas económicas, ya sea por daño parcial o total de las propiedades, o debido a la incapacidad operacional de las estructuras (González & Mases, 2003). El riesgo sísmico se puede entender como un criterio empírico que surge al considerar efectos relacionados a la amenaza sísmica, vulnerabilidad sísmica y factores económicos. Ya que el presente estudio cubre solamente aspectos técnicos referentes al riesgo sísmico, a continuación, se detalla únicamente sobre los dos primeros criterios.

##### **2.1.1 AMENAZA SÍSMICA**

La amenaza o peligrosidad sísmica mide la probabilidad de ocurrencia de un evento sísmico durante cierto periodo de tiempo, donde la magnitud o intensidad del evento están claramente definidos. Para identificar la amenaza sísmica se debe conocer la sismicidad de la zona, de modo que se pueda determinar las medidas de prevención más adecuadas. Por otra parte, hacer caso



omiso del riesgo sísmico puede generar expectativas engañosas sobre el efecto real de un terremoto (González & Mases, 2003).

### 2.1.1.1 Nivel de amenaza sísmica

En la Tabla 2-1 se detallan los cuatro niveles de amenaza sísmica definidos por la norma (NEC-15-DS, 2014). Estos niveles nos ayudan durante el análisis y diseño de edificaciones.

**Tabla 2-1**

*Niveles de amenaza sísmica.*

Nivel de Sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno $T_r$ (años)	Tasa de excedencia ( $1/T_r$ )
1	Frecuente (menor)	50%	75	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-15-DS, 2014).

### 2.1.1.2 Zonificación sísmica del Ecuador

La aceleración máxima experimentada por la estructura depende fuertemente de su ubicación geográfica. Para cuantificar esto, la norma (NEC-15-DS, 2014) Define el factor de zona sísmica  $z$  como fracción de la gravedad.

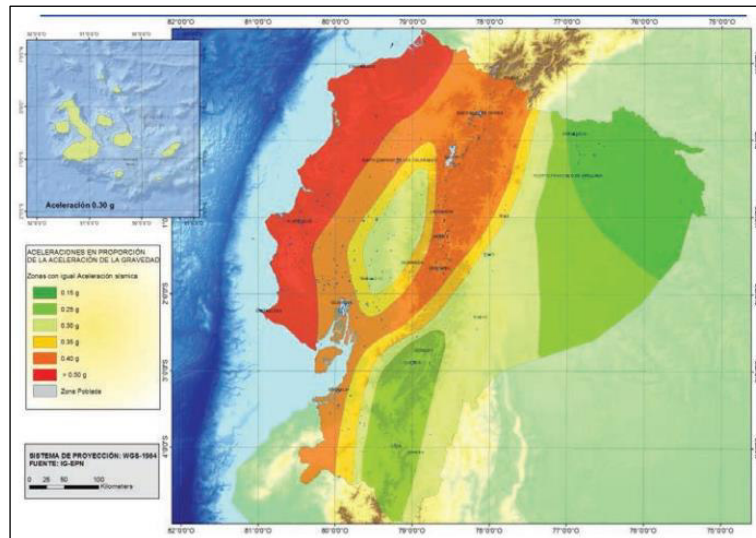
**Tabla 2-2**

*Valores del factor  $z$  en función de la zona sísmica.*

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-15-DS, 2014).

En concordancia con estudios geológicos (NEC-15-DS, 2014), la mayor parte del Ecuador se encuentra catalogado como amenaza sísmica alta. Siendo la región nororiental y litoral catalogadas con amenaza sísmica intermedia y muy alta respectivamente.

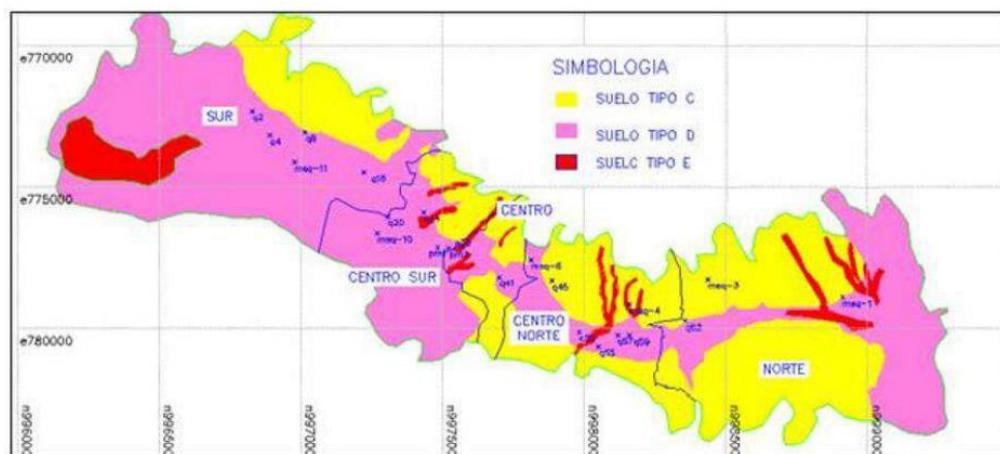


**Figura 2.1.** Mapa de zonificación sísmica del Ecuador.  
Fuente: (NEC-15-DS, 2014).

En particular, la ciudad de Quito es una zona de sismicidad alta, es decir, posee un mayor riesgo de sufrir un terremoto de gran magnitud. Sumado a esto, las construcciones informales en la ciudad abarcan cerca del 70%, de las cuales además se sospecha el incumplimiento de la normativa de construcción y un adecuado proceso constructivo (Instituto Geofísico - EPN, 2011).

### 2.1.1.3 Clasificación del suelo de Quito

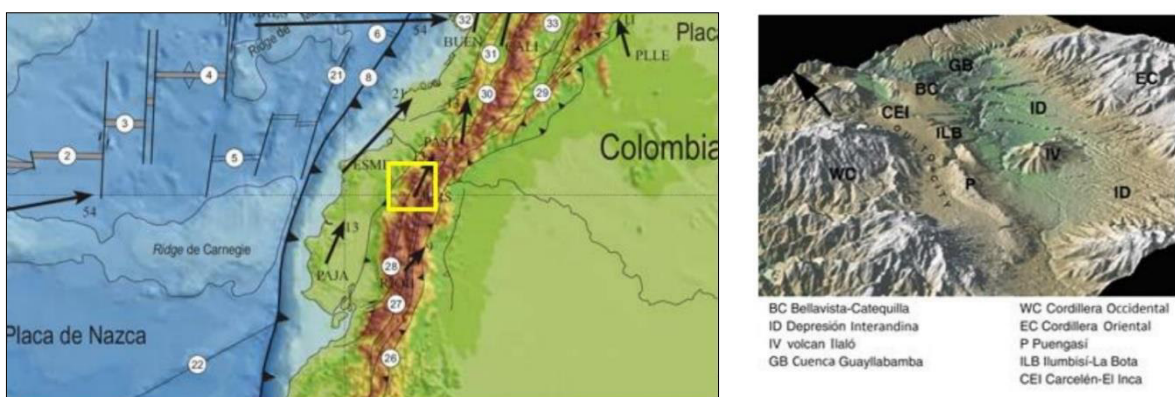
En la *Figura 2.1* se observa la clasificación del suelo de Quito, la cual se divide en las zonas del Sur de Quito, Centro Sur, Centro Norte y Norte.



**Figura 2.2.** Clasificación de suelos de Quito.  
Fuente: (Aguar, 2017).

#### 2.1.1.4 Fallas ciegas de Quito

La sismicidad y volcanismo en el Ecuador es producto del proceso de subducción y choque continuo de las placas de Nazca y Sudamericana. Estas placas se muestran en la *Figura 2.3 (izquierda)*. Este proceso ha originado fallas geológicas en el borde de la placa sudamericana. Por esta razón, esta región presenta movimientos que generan eventos sísmicos (Aguiar, 2017) (IG EPN, 2011).



**Figura 2.3.** Tectónica de placas y fallas ciegas de Quito.  
Fuente: (Aguiar, 2017).

Las fallas geológicas de la ciudad de Quito es un plano de fracturas que se han creado alrededor de la zona de estudio debido las fracturas antes mencionadas. La falla geológica de la ciudad está conformada por tres segmentos tectónicos grandes cuya longitud de superficie alcanza los 60 Km. Debido a esta falla se han formado una cadena de colinas que avanza por el perfil oriental de la ciudad *Figura 2.3 (derecha)*. Varios estudios señalan que, en la ciudad de Quito, en un futuro podría ocurrir un evento sísmico de magnitud de momento superior a los 8 grados. Por lo que es necesario prepara a la ciudadanía para una posible emergencia de tal magnitud y que se adopten todas las normas de construcción necesarias (Instituto Geofísico - EPN, 2011).

#### 2.1.2 VULNERABILIDAD SÍSMICA

Es aquella que cuantifica el nivel de daño esperado de una edificación en caso de ser sometida a un evento sísmico con una intensidad definida. La

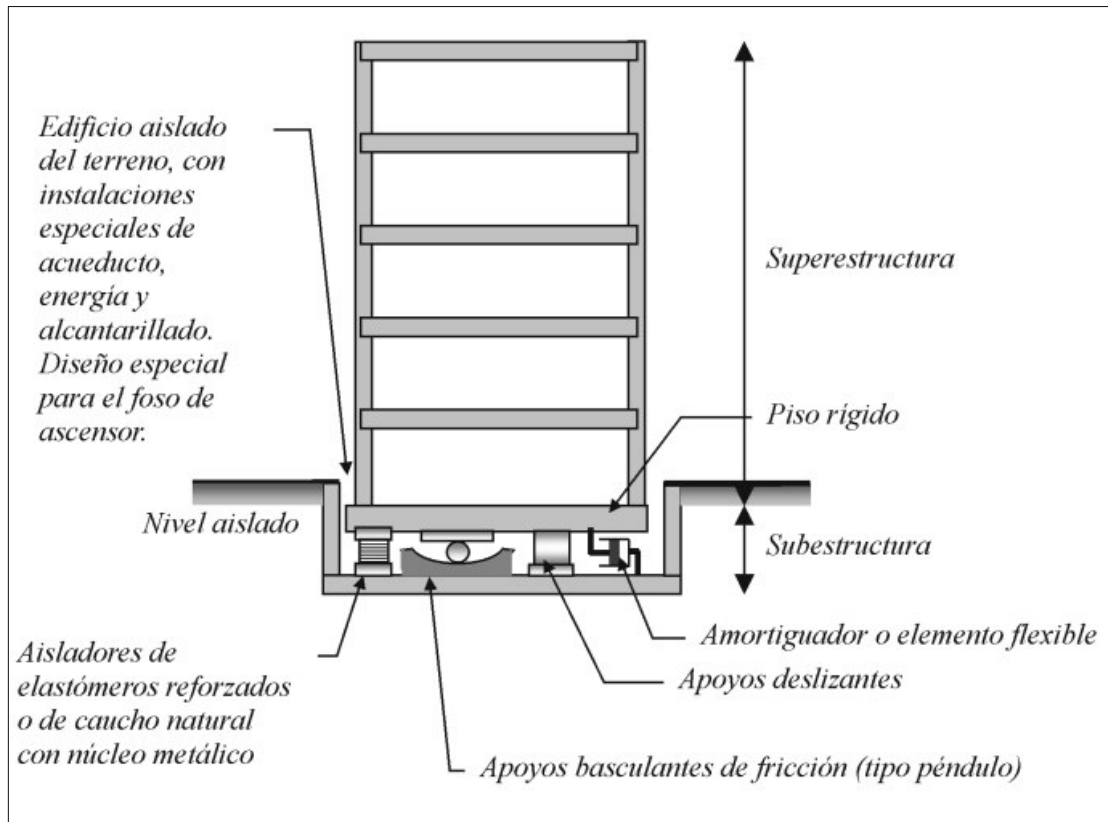
vulnerabilidad es un parámetro que depende de la acción humana y se puede reducir mejorando la calidad de los materiales de construcción, los procesos constructivos, el diseño estructural, la simetría de las estructuras, entre otros (González & Mases, 2003). La vulnerabilidad es una característica propia de cada estructura y es independiente de la amenaza. Esto quiere decir que una estructura puede ser altamente vulnerable, pero tener bajo riesgo, puesto que su ubicación geográfica no es de alta amenaza sísmica (González & Mases, 2003).

## **2.2 SISTEMAS DE CONTROL DE RESPUESTA SÍSMICA**

La (NEC-15-DS, 2014) en su capítulo 1.2.2, los define como métodos y adaptados a la edificación para modificar sus propiedades dinámicas, para controlar y disipar la porción de la energía de entrada de un evento sísmico. Esto permite disminuir la respuesta sísmica de toda la edificación reduciendo daños ante sismos severos. Según la (NEC-15-DS, 2014) son clasificadas en los siguientes grupos.

### **2.2.1 SISTEMAS DE AISLAMIENTO SÍSMICO**

La aislación sísmica consiste en colocar un dispositivo flexible entre la cimentación y la superestructura, con el fin de reducir la energía sísmica antes de que sea transferida a la estructura (Oviedo & Duque, 2006). Estos dispositivos deben poseer una elevada rigidez a cargas verticales, pero también deben ser muy flexibles ante cargas horizontales. Como resultado, las sollicitaciones transmitidas a la estructura producen desplazamientos del orden de 25 centímetros entre la cimentación y la superestructura además, de una reducción considerable en las derivas de la superestructura (Eguren, Ricse, & Huamaní, 2012).



**Figura 2.4.** Sistema de aislamiento sísmico.

Fuente: (Oviedo & Duque, 2006).

## 2.2.2 SISTEMAS DE CONTROL ACTIVO

Estos tipos de sistemas emplean dispositivos que funcionan y se activan por medio de algoritmos que se ajustan en tiempo real según las solicitaciones impuestas por el sismo sobre la estructura. (Chang, Shia, & Lai, 2018). Los sistemas de amortiguamiento activo pueden ser utilizados para disminuir las solicitaciones sobre la estructura bajo vibraciones internas o externas, por efecto de maquinaria, sismos o viento. Entre las principales ventajas tenemos su adaptabilidad al movimiento del suelo y selectividad de dispositivos de control. Por el contrario, entre sus mayores desventajas está su requerimiento de energía externa, lo cual lo vuelve susceptible ante fallos durante un evento sísmico (Chang, Shia, & Lai, 2018).

### 2.2.3 SISTEMAS DE DISIPACIÓN PASIVA DE ENERGÍA

Estos sistemas se clasifican en sistemas de: histéresis, de fluidos, viscoelásticos y de fricción. Generalmente los dispositivos de disipación pasiva se instalan sobre riostras diagonales embebidas en los pórticos o como un sistema complementario al sistema de aislamiento, como se muestra en la *Figura 2.4*.

Estos dispositivos utilizan una gran variedad de materiales para aumentar el amortiguamiento y la rigidez. Los dispositivos principalmente usados, debido a su economía, funcionalidad y relativa facilidad de caracterización mecánica, son los disipadores de acero hysteréticos, los cuales disipan energía mediante deformaciones plásticas.

### 2.3 RIOSTRAS DE PANDEO RESTRINGIDO

Las riostras de pandeo restringido o BRB (buckling restrained braces) son un sistema de control pasivo. Trabajan únicamente a compresión y tensión, disipando energía por medio del principio de fluencia de metales (Pan, Tong, Guo, & Wang, 2020).

Como se puede observar en la *Figura 2.5*, se trata de una barra de acero con el núcleo encamisado por un tubo relleno de hormigón. La utilización de la fluencia de metales como método de absorción de energía sísmica, ha sido ampliamente estudiada y documentada (Kelly, Skinner, & Heine, 1992) (Cancelado, 2013). En particular, los BRBs ofrecen capacidad de disipación de energía estable (características hysteréticas estables).



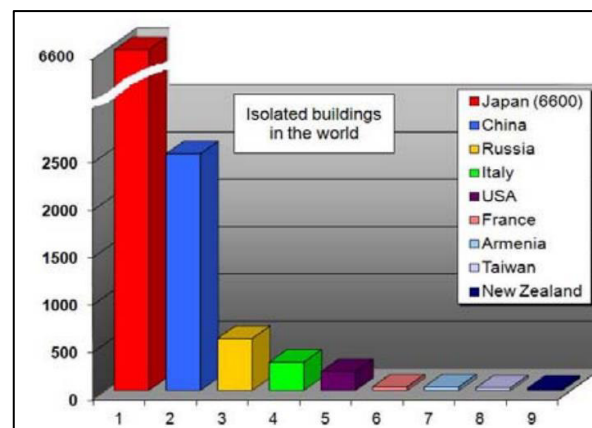
**Figura 2.5.** Composición de un BRB.

Fuente: (Cancelado, 2013).

En la actualidad países líderes en el campo de la ingeniería sismorresistente tales como Japón, Estados Unidos, Nueva Zelanda, entre otros; han incorporado protocolos, normativas y recomendaciones de análisis y diseño para estos disipadores de energía. Sin embargo, las bibliografías con información relevante se encuentran protegidas bajo patente, por lo que la información libre es escasa y limitada (Cancelado, 2013).

### 2.3.1 ANTECEDENTES Y APLICACIÓN DE BRBS EN EDIFICACIONES

Cada vez es más frecuente encontrar estructuras con sistemas de protección sísmica. Alrededor del mundo, se estima, existen aproximadamente 20.000 estructuras que poseen sistemas de aislamiento sísmico, disipadores de energía, entre otros. En su mayoría se encuentran en Japón y las demás en aproximadamente otros 30 países (Martelli, Forni, & Clemente, 2012). Por ejemplo, solo en China hay, aproximadamente, 2.500 estructuras con aislamiento sísmico y 3.000 estructuras con disipadores pasivos e híbridos (Zhou & Tan, 2018). Mientras que en Japón son 6.600 estructuras que utilizan el aislamiento sísmico como sistema de protección primario.



**Figura 2.6.** Número de estructuras con sistemas de protección sísmica en países activos.

**Fuente:** (Martelli, Forni, & Clemente, 2012)

Las estructuras japonesas provistas de sistemas de control de daño sísmico incluyen varios edificios de gran altura e incluso casas privadas protegidas de manera similar. Estos dos grupos hacen uso de varios tipos de amortiguadores, por ejemplo, la aplicación de riostras de pandeo restringido



(BRB), que ya tenía más de 250 aplicaciones hacia el año 2003. Además, aproximadamente 40 edificaciones emplearon el control sísmico utilizando el sistema de amortiguamiento de masa sintonizada en 2007 (Martelli, Forni, & Clemente, 2012).

Estados Unidos (EE. UU.) se encuentra en tercer lugar, después de Japón y China, para el número total de aplicaciones de sistemas y dispositivos de control sísmico. Sin embargo, su uso es limitado de aproximadamente 3 o 4 por año, a pesar del excelente comportamiento de algunos importantes edificios. Esto es consecuencia de las penalizaciones del código de diseño de EE. UU. para estructuras con aislamiento sísmico (Martelli, Forni, & Clemente, 2012).

En la estructura de la *Figura 2.7* se puede observar el reforzamiento en todos los pisos de las dos estructuras con BRBs, con el fin de proporcionar un comportamiento no lineal cíclico estable, disminuyendo así la demanda en los elementos estructurales.



**Figura 2.7.** Ejemplos de aplicación de BRBs en estructuras.

**Fuente:** (CoreBrace, 2021).



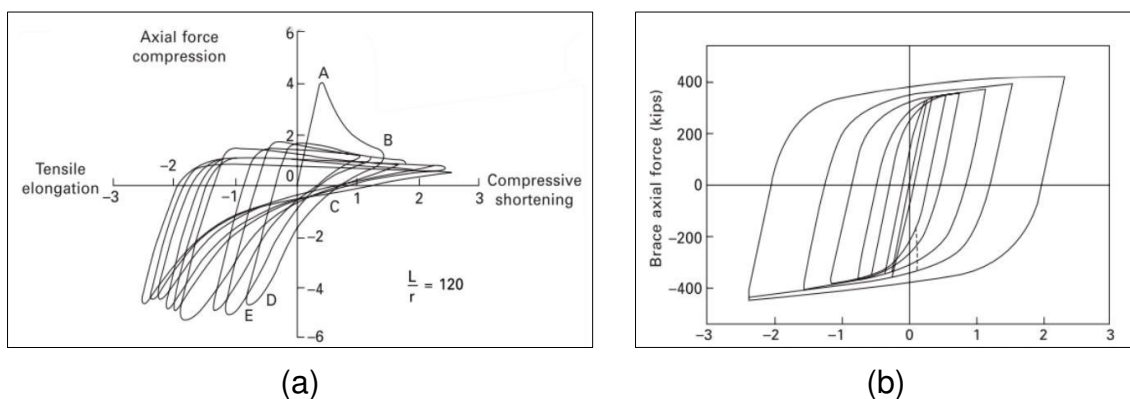
### 2.3.2 COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO DE UN BRB

Los dispositivos BRB han sido diseñados de manera que durante eventos sísmicos leves el sistema permanezca en el rango elástico, aportando rigidez lateral y controlando sus periodos y flexibilidad. Sin embargo, durante eventos sísmicos de alta magnitud, estos incursionan en el rango plástico, disipando energía de acuerdo con su ciclo de histéresis, protegiendo a los elementos circundantes como vigas y columnas (Zhou, Li, Li, & Dong, 2013).



**Figura 2.8.** (a) Estructura con riostra de acero convencional (b) estructura con riostras BRB.

Fuente: (ALACERO, 2018).



**Figura 2.9.** Comparación de curvas de histéresis entre una diagonal convencional y de un BRB. Comportamiento de una riostra (a) sin restricción al pandeo (b) con restricción al pandeo.

Fuente: (Columbia, East, & Vesuvius, 2006).

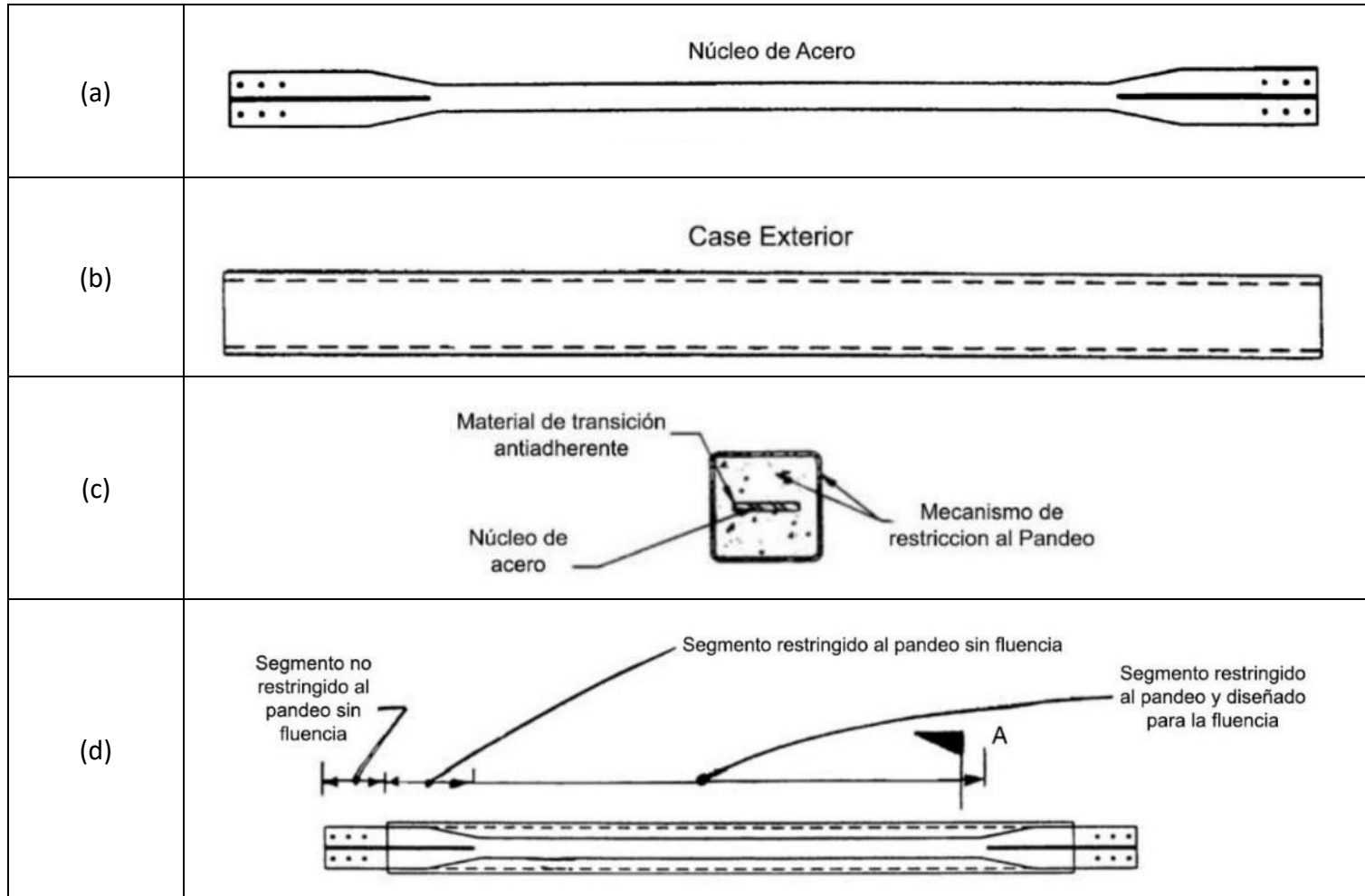
En la *Figura 2.9 (a)* se describe el comportamiento histerético de una riostra sin restricción al pandeo, en donde se puede observar las siguientes etapas:

- Etapa OA, Se observa un comportamiento lineal de la riostra ante cargas de tensión.
- Etapa AB, Se observa un comportamiento inestable debido a cargas de compresión.
- Etapa CD, se observa una recuperación ante cargas de tensión.
- Etapa DE, se observa fluencia debido a fuerzas de compresión.

Por otro lado, en la *Figura 2.9 (b)* se observa que los BRBs ofrecen mayor estabilidad y simetría en sus ciclos histeréticos, lo que quiere decir que son capaces de disipar mayor cantidad de energía sin pérdida de rigidez.

### **2.3.3 COMPONENTES DE UN BRB**

Los componentes de los BRBs pueden dividirse en 7 componentes básicos. En la *Figura 2.10* se presenta y describe rápidamente a cada uno de ellos.



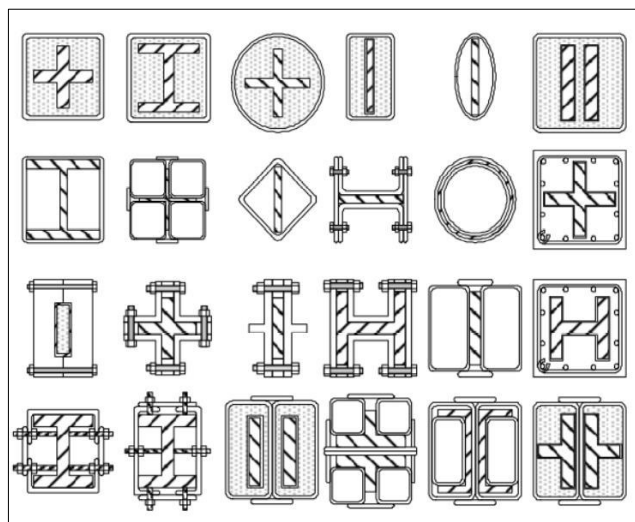
**Figura 2.10.** Componentes principales de un BRB. (a) Núcleo de acero (b) Camisa de revestimiento (c) Material Antiadherente (d) Segmentos que no fluyen.

**Fuente:** (Taranath B. , 2004).

### 2.3.3.1 Segmento del núcleo diseñado para fluencia

El núcleo de acero del BRB es la sección diseñada para trabajar en el rango inelástico, disipando, de esta manera, la energía mediante el principio de fluencia de metales (*Figura 2.10*) (Taranath B. , 2004). Este segmento debe cumplir con los requerimientos de la norma (AISC 341, 2016) en cuanto a especificaciones del material para secciones conformadas por platinas mayores a 50 [mm].

Los BRBs en su mayoría presentan variaciones en lo que respecta a su sección transversal. En la *Figura 2.11* se puede apreciar las secciones más estudiadas por los investigadores.



**Figura 2.11.** Secciones transversales más estudiadas de núcleos de BRBs.

**Fuente:** (Shi & Mo, 2008).

El núcleo busca soportar cargas axiales de compresión y tensión con una elevada capacidad de fluencia. El arriostramiento del material confinante y el case provoca que la esbeltez de este segmento sea considerablemente baja (Shi & Mo, 2008).

### 2.3.3.2 Segmento restringido al pandeo sin fluencia

Este segmento se considera como una extensión del núcleo (*Figura 2.10* (d)). Dicho segmento posee mayor área transversal y geometría suavizada para así evitar concentración de esfuerzos además de garantizar su permanencia en el

rango elástico durante todo el evento sísmico (Bozorgnia & Bertero, 2006). Generalmente se usa rigidizadores soldados perpendicularmente al área transversal del núcleo, formando una sección cruciforme, para aumentar su sección y evitar problemas por pandeo local.

#### **2.3.3.3 Segmento no restringido al pandeo sin fluencia**

Está encargado de conectar el BRB con la placa de conexión, que puede ser empernada, con pasadores o soldada (*Figura 2.10 (d)*). La principal ventaja de apernar la conexión es la mejor distribución de esfuerzos, mientras que con las uniones soldadas se logra un menor tiempo de instalación.

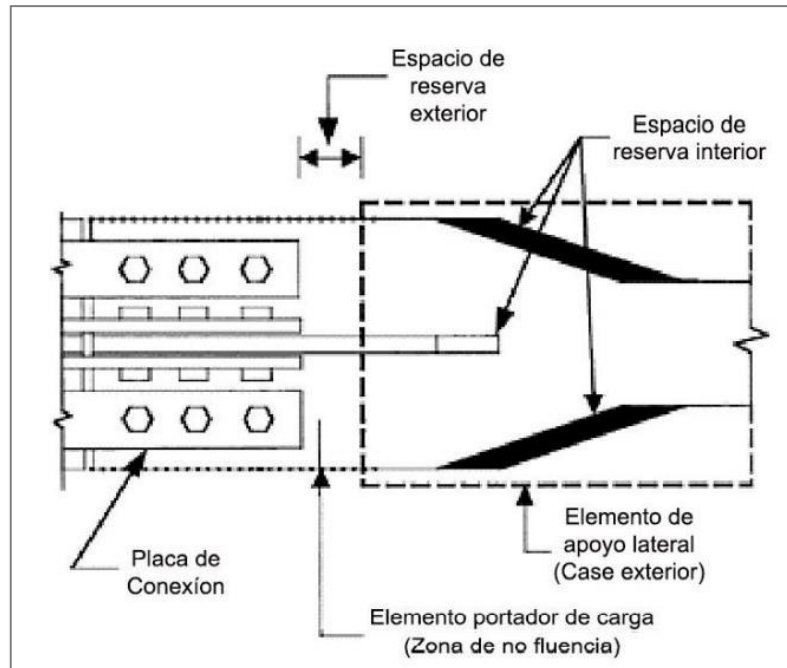
#### **2.3.3.4 Camisa de revestimiento o case**

La capacidad de un disipador depende de su mecanismo de restricción al pandeo. El case trabaja sin tensión y proporciona confinamiento al mortero, impidiendo así, el pandeo del núcleo del BRB (*Figura 2.10 (b)*). Diferentes tipos de camisas de revestimiento han sido ensayadas, sometiéndolas a cargas cíclicas y a análisis numéricos para estudiar su influencia en la eficiencia de todo el sistema. Se halló que, dependiendo de la relación *ancho – espesor* del case, el pandeo local del núcleo puede ocurrir. Específicamente para el caso de los perfiles HSS, durante la ejecución de pruebas, se encontró una alta relación de esbeltez de aproximadamente de 65 presenta signos de pandeo local. Mientras que para una relación de 25 no se presentaron signos de fallo local. (Takeuchi, Hajjar, Matsui, Nishimoto, & Aiken, 2010).

#### **2.3.3.5 Relleno confinante**

El material confinante es parte del sistema de restricción al pandeo del segmento que fluye (*Figura 2.10 (c)*). Se ubica en medio del case y del núcleo de acero, permitiendo un espaciamiento que admite la expansión del núcleo de acero durante el proceso de compresión. Dicho espaciamiento debe ser lo suficientemente grande entre el relleno confinante y el núcleo para evitar la transferencia de carga axial por contacto entre el núcleo y el relleno (*Figura 2.12*).

En la transición del segmento que fluye del núcleo al segmento sin fluencia, se debe considerar una transición suavizada, de lo contrario, la capacidad de compresión del elemento aumentaría más allá de la resistencia de diseño esperada (Bozorgnia & Bertero, 2006).



**Figura 2.12.** Espaciamiento entre el núcleo y el relleno confinante.

Fuente: (Bozorgnia & Bertero, 2006).

Los primeros estudios sobre BRB utilizaron hormigón normal, agregado y hormigón pobre. La investigación ensayó estos materiales a través de pruebas uniaxiales, las cuales reportaron que el hormigón normal presenta el resultado óptimo en relación con los demás materiales (A. Gheidi, 2009). Otros materiales como el mortero, concreto armado y fibra de vidrio también han sido considerados. La fibra de vidrio es una de las variantes modernas más estudiadas, ya que al ser ligera aporta menor peso al BRB, indicando una disminución comprendida en un rango del 24% al 41% del peso original (M.Mazzolani & Wada, 2012).

### 2.3.3.6 Superficie antiadherente

Es el material que evita la adherencia entre el núcleo de acero y el relleno confinante, pues uno de los aspectos clave del sistema de restricción al pandeo

es asegurar el adecuado deslizamiento entre dichos elementos. Para ello se necesita un material aislante o antiadherente, de manera que se evite la transferencia de esfuerzos cortantes. Para lograr esto se emplean diversos materiales aislantes como resina epoxi, resina de silicio o cintas de vinilo (Wakabayashi, Nakamura, Katagihara, Yogoyama, & Morisono, 1973). La pintura de silicona, espuma de estireno, capas de polietileno y láminas de caucho, entre otros, también han sido probados como agente antiadherente (Xie, 2005).

#### **2.3.3.7 Conexiones**

En la *Figura 2.13* se presenta los tres tipos de conexiones más usadas para unir los BRB con las placas de conexión.

Por lo general, el diseño de los BRB es similar al de los marcos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF) con placas gusset, las cuales se diseñan para impedir el efecto de pandeo que se genera en la zona de conexión. Además, las conexiones no pueden presentar fallas, pues evitarían el desarrollo del dispositivo como tal, por lo que se utiliza un factor de mayoración de 1.1 para los esfuerzos de compresión (AISC 341, 2016).



(a) conexión emperrada estandar.



(b) conexión soldada.



(c) una conexión articulada con pasador

**Figura 2.13.** Tipos de conexiones de un BRB.

Fuente: (CoreBrace, 2021).

## 2.4 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN BRB

Los BRB son disipadores de energía que aprovechan la fluencia del acero. Han sido aplicados como una conveniente solución estructural que permite aprovechar la ductilidad de la fluencia del acero tanto en tracción como en compresión (ALACERO, 2018). Esta es la razón principal por la cual normativas como (AISC 341, 2016), cuyas especificaciones sísmicas, incluyen dichos dispositivos como sistema estructural.

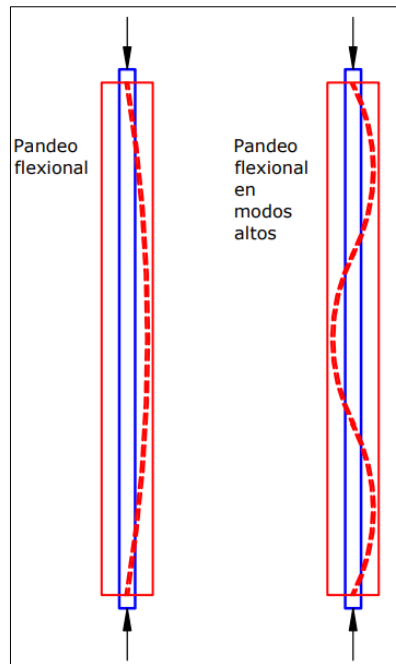
Las riostras BRB son un caso particular de las riostras concéntricas. La diferencia entre estos sistemas radica en la ductilidad y la mayor capacidad de disipar energía, pues los BRB poseen un mecanismo de restricción al pandeo (ALACERO, 2018).

### 2.4.1 MODOS DE FALLA NO DÚCTILES DEL NÚCLEO

Las riostras de pandeo restringido se diseñan para la fluencia en compresión y en tensión. Los efectos de pandeo local en las diagonales,



conexiones, vigas y columnas son la principal problemática del sistema. Los efectos de fricción, sumados al pandeo local deforman el núcleo (*Figura 2.14*). El pandeo puede presentar diversos inconvenientes en las riostras y debe ser sujeto de un cuidadoso análisis (ALACERO, 2018).



**Figura 2.14.** Modos de falla por pandeo flexional del núcleo de acero.  
Fuente: (ALACERO, 2018).

Los principales modos de falla de una de una riostra, como consecuencia de una mala estimación en la etapa diseño son:

- Pandeo global del núcleo: según la teoría de Euler, este es el tipo de pandeo más probable porque requiere de una menor carga crítica, pues el valor del número de semiondas  $n$  es de 1. Las cargas críticas correspondientes a  $n > 1$  implica deformación de pandeo y requieren mayor energía para producirse. Este tipo de pandeo provoca la flexión de todo el dispositivo (ALACERO, 2018).
- Pandeo del núcleo en modos altos: ocurre cuando existe una abertura entre el núcleo y el material confinante, de tal manera que cuando el BRB está sometido a compresión, el núcleo se comporta como una

columna embebida en un medio elástico formándose pequeñas ondulaciones.

- Pandeo torsional del núcleo en extremos libre o en la zona de transición: sucede cuando la zona de transición posee un cambio de sección abrupta, provocando la concentración de esfuerzos.
- Pandeo local en extremos o en zona de transición: ocurre cuando el BRB está sometido a fuerzas de tensión y compresión. El núcleo sufre un estiramiento y una sección de este queda fuera del mecanismo de restricción al pandeo.
- Falla en la conexión: se da cuando se produce pandeo fuera del plano de la riostra. La placa de conexión o placa gusset también puede sufrir pandeo, en el caso de que ésta no ha sido diseñada correctamente para permanecer en su rango elástico (R. Wigle & Fahnestock, 2010)

El tipo de pandeo más común es el producido en el primer modo de un elemento comprimido, ya que el aumento progresivo de carga provoca el pandeo global de la riostra. La teoría de pandeo de Euler establece que la carga de pandeo del primer modo para una riostra es igual a:

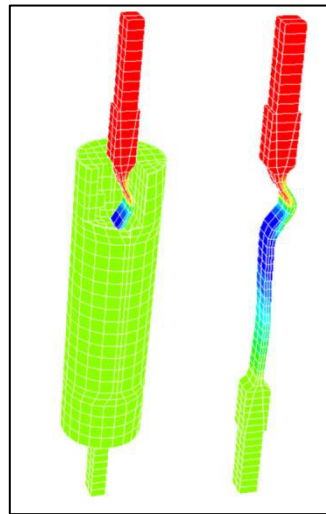
$$P_e = \frac{\pi^2 n^2 EI}{(KL)^2} \quad (2-1)$$

donde  $P_e$  es la carga crítica de pandeo elástico de Euler,  $E$  es el módulo de elasticidad (camisa de revestimiento y mortero),  $I$  es la inercia rotacional (camisa de revestimiento y mortero),  $L$  es la longitud de la camisa de revestimiento,  $K$  es un factor adimensional que permite obtener una longitud efectiva y  $n$  es el número de semiondas.

Por otra parte, el efecto de endurecimiento por deformación se puede presentar a pesar de que la riostra demuestre una respuesta cíclica inelástica simétrica y estable (ALACERO, 2018).

### 2.4.2 RIGIDEZ EQUIVALENTE DE UN BRB

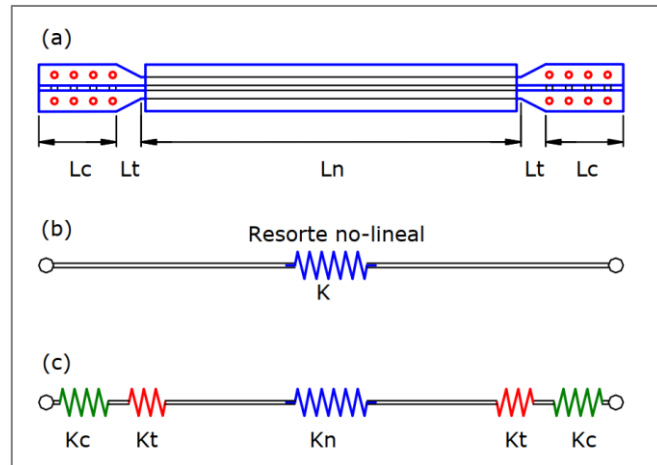
Existen varios métodos para la modelación de los BRB. Entre ellos tenemos los Micro-Modelos, que consisten en la modelación de cada una de las partes de un BRB (conexiones, núcleo, case, relleno), tomando en cuenta la geometría del BRB y el comportamiento de los materiales que lo conforman, a través de leyes fundamentales que determinan las curvas esfuerzo-deformación.



**Figura 2.15.** *Micro modelo para análisis por elementos finitos de un BRB.*  
**Fuente:** (ALACERO, 2018).

Sin embargo, este método tiene como desventaja su alto costo computacional y por tanto es usado casi exclusivamente en ámbitos de investigación (ALACERO, 2018).

Otra alternativa son los Macro-Modelos, en donde todo el BRB puede ser modelado a través de un solo elemento que represente las propiedades mecánicas, el comportamiento estructural y la respuesta cíclica del núcleo de acero, de forma que se obtengan resultados suficientemente exactos (ALACERO, 2018).



**Figura 2.16.** Modelo equivalente de un BRB.

Fuente: (ALACERO, 2018)

La Figura 2.16 representa el modelo equivalente a través de resortes propuesto por (ALACERO, 2018). En este modelo,  $K_{eq}$  representa la rigidez equivalente de todo el BRB,  $K_n$  es la rigidez axial del núcleo,  $K_t$  representa la rigidez de la zona de transición y  $K_c$  representa la rigidez de la conexión. De esta manera, la rigidez total de la riostra puede ser calculada mediante la suma de las rigideces de muelles en serie

$$\frac{1}{K_{eq}} = \frac{1}{K_n} + \frac{2}{K_t} + \frac{2}{K_c} \quad (2-2)$$

Si expresamos la rigidez axial de la placa de la zona de transición como  $K_t = m \cdot K_n$  y la rigidez axial de la placa de conexión como  $K_c = n \cdot K_n$ , la (2-2) queda igual a:

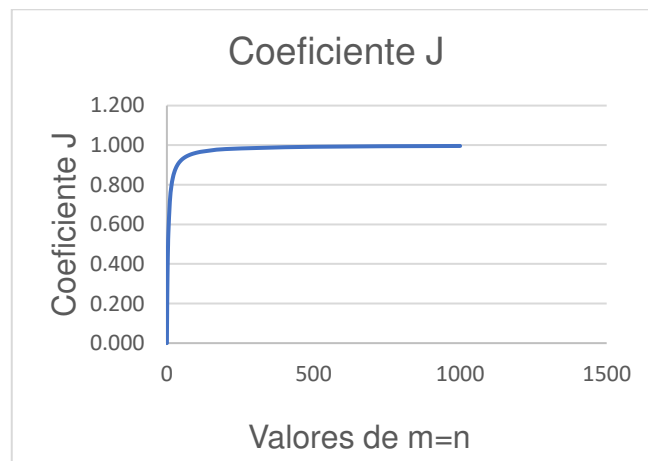
$$K_{eq} = \frac{(m \cdot n)}{(m \cdot n + 2 \cdot m + 2 \cdot n)} \cdot K_n \quad (2-3)$$

La ecuación (2-3) a su vez puede ser expresada mediante un coeficiente  $J$  como  $K_{eq} = J \cdot K_n$ . Donde el factor  $j$  es igual a:

$$J = \frac{(m \cdot n)}{(m \cdot n + 2 \cdot m + 2 \cdot n)}$$

Como se puede observar en la ecuación (2-3) la expresión  $(m \cdot n + 2 \cdot m + 2 \cdot n)$  siempre será mayor que la expresión  $(m \cdot n)$ , por tanto, el coeficiente  $J$  nunca será mayor que 1. Cuando los valores de  $m$  y  $n$  tienden a infinito, el valor del  $J$  tiende a 1 como se puede observar en la Figura 2.17.

Si se asume que la conexión entre la placa de la zona de transición y la placa de conexión se realiza mediante un pasador, no existe restricción en cuanto al valor de la rigidez de la placa. Generalmente la placa de conexión y la placa de transición tienen valores de rigidez muy altos respecto a la rigidez del núcleo debido a que debe evitar el pandeo y las deformaciones plásticas durante todo el evento sísmico. Por tanto, se deduce que la rigidez del BRB está gobernado por la rigidez del núcleo.



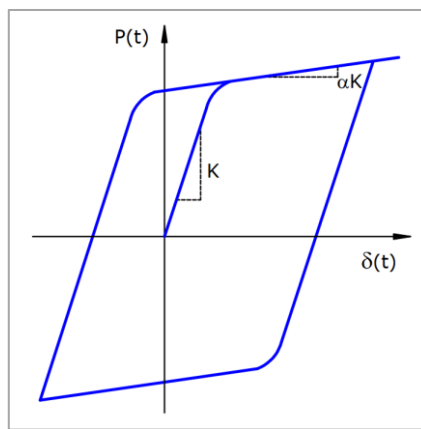
**Figura 2.17.** Tendencia del coeficiente  $J$ .

Elaborado por: Los autores.

### 2.4.3 MODELO HISTERÉTICO DEL NÚCLEO DE UN BRB

Como se mencionó anteriormente, la capacidad de disipación de energía sísmica del disipador BRB depende del comportamiento histerético del acero del núcleo. Por tal motivo es de suma importancia disponer de un modelo matemático que estime adecuadamente este comportamiento, así como los fenómenos asociados que sufre el material del núcleo del BRB durante los ciclos de carga y descarga.

Se han propuesto diversos modelos, con diferentes grados de complejidad, para describir el comportamiento histerético del núcleo del BRB. Uno de los más usados es el de “Bouc”, propuesto en 1967 y modificado por “Wen” en 1976, conocido como “Bouc-Wen”, usado en estudios de vibraciones aleatorias de sistemas inelásticos. Este modelo puede simular con suficiente precisión el efecto Bauschinger y la respuesta cíclica del acero en el rango inelástico bajo acciones de fuerzas axiales (ALACERO, 2018). La Figura 2.18 muestra una representación gráfica del modelo Bouc-Wen.



**Figura 2.18.** Representación gráfica del modelo Bouc-Wen.

**Fuente:** (ALACERO, 2018)

La ecuación que describe la fuerza axial de la riostra en cada instante es

$$P(t) = \alpha K u(t) + (1 - \alpha) u_y z(t) \quad (2-4)$$

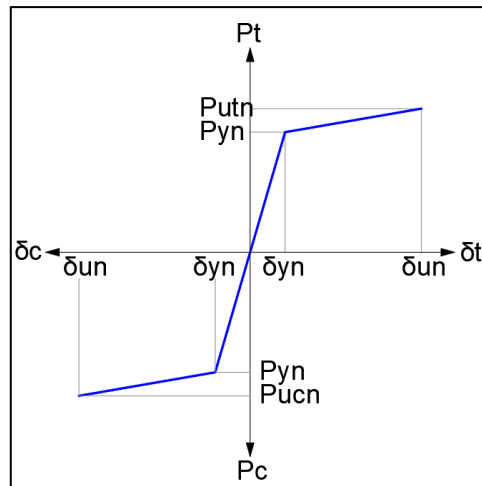
Donde es la relación que existe entre la rigidez elástica y la rigidez inelástica;  $K$  es la rigidez equivalente de la riostra;  $u(t)$  es la deformación axial de la riostra en el instante  $t$ ;  $u_y$  es el desplazamiento de fluencia y  $z(t)$  es una función diferencial adimensional histerética descrita por

$$u_y \dot{z}(t) + \gamma |\dot{u}(t)| |z(t)|^{n-1} + \beta \dot{u}(t) |z(t)|^n - \dot{u}(t) = 0 \quad (2-5)$$

La ecuación (2.4) depende del desplazamiento axial de la riostra en el instante  $t$ , desplazamiento de fluencia y de tres constantes adimensionales  $\beta$ ,  $\gamma$  y  $n$  que controlan la forma del ciclo de histéresis (Aiken, Black, & Makris, 2004). Para fines asociados al estudio de los BRB, es posible realizar varias

simplificaciones al modelo Bouc-Wen, que resultan en el diagrama fuerza–desplazamiento axial de la Figura 2.19, el cual se considera como un modelo suficientemente preciso (ALACERO, 2018).

#### 2.4.4 CURVA DE CAPACIDAD DEL NÚCLEO DEL BRB



**Figura 2.19.** Diagrama fuerza-deformación del núcleo de un BRB.

**Fuente:** (ALACERO, 2018)

El comportamiento elástico y plástico del núcleo del BRB puede ser descrito a través del diagrama fuerza - deformación ( $F - \delta$ ) como se muestra en la Figura 2.19. Esta curva de capacidad del núcleo del BRB proporciona la información necesaria para el diseño por resistencia del BRB.

$$P_{yn} = F_y \cdot A_n \cdot R_y \quad (2-6)$$

$$P_{ucn} = \beta \cdot \omega \cdot P_y \quad (2-7)$$

$$P_{utn} = \omega \cdot P_y \quad (2-8)$$

Donde  $P_{yn}$  es la fuerza de fluencia mínima del núcleo,  $P_{ucn}$  es la máxima fuerza en compresión del núcleo,  $P_{utn}$  es la máxima fuerza en tensión del núcleo,  $F_y$  es el esfuerzo de fluencia mínimo del acero del núcleo,  $A_n$  es el área del acero del núcleo del BRB,  $R_y$  es la relación entre el esfuerzo de fluencia esperado y el esfuerzo de fluencia mínimo,  $\beta$  es el factor de ajuste de resistencia a la compresión del acero del núcleo,  $\omega$  es el factor de ajuste de endurecimiento por

deformación del acero del núcleo,  $\delta_{yn}$  es la deformación de límite elástico del núcleo y  $\delta_{un}$  es la deformación última del núcleo.

Para poder definir la deformación última del núcleo ( $\delta_u$ ), la norma (ASCE 41, 2017) nos indica

$$\delta_{un} = \delta_{yn} + a \quad (2-9)$$

donde la constante  $a$  es igual a 13.3 como lo indica la *Tabla 2-3*.

**Tabla 2-3**

*Índices de relaciones para diagramas ( $M - \phi$ ). Índices de criterios de aceptación de desempeño.*

Componente/Acción	Parámetros de modelamiento		Criterios de aceptación			
	Deformación plástica	Razón de Fuerza residual	Deformación plástica			
	a	B	c	IO	LS	CP
<b>Buckling-Restrained Braces</b>	$13.3\delta_y$	$13.3\delta_y$	1.0	$3.0\delta_y$	$10.0\delta_y$	$13.3\delta_y$

Fuente: (ASCE 41, 2017).

#### 2.4.5 FACTORES DE AJUSTE

Las riostras de pandeo restringido presentan dos clases de fenómenos. El primero está descrito por un factor  $\beta$  y se refiere al surgimiento de una sobrerresistencia del núcleo del BRB cuando está sometido a compresión. Esto se debe al efecto Poisson del sistema de restricción al pandeo del núcleo, provocando un aumento de la capacidad de compresión (ALACERO, 2018). Está dado por:

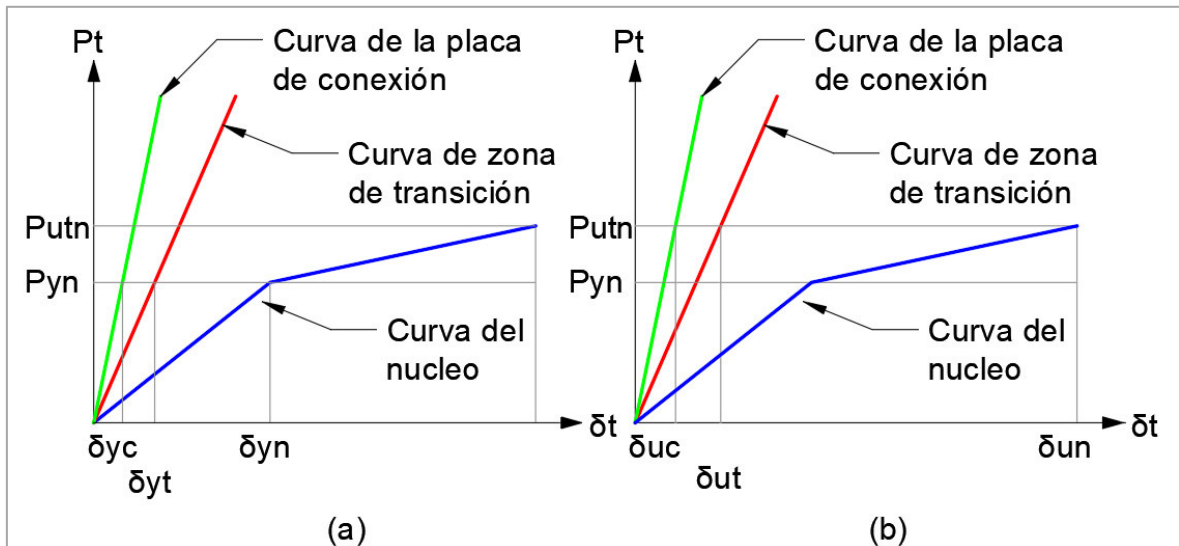
$$\beta = \frac{P_{ucn}}{P_{utn}} \quad (2-10)$$

El segundo fenómeno está asociado a un factor  $\omega$  y proviene del efecto de endurecimiento por la deformación intrínseca del acero tras varios ciclos de carga y descarga. Está determinado por:



$$\omega = \frac{P_{utn}}{P_{yn}} \quad (2-11)$$

#### 2.4.6 DEFORMACIÓN EQUIVALENTE DEL BRB



**Figura 2.20** Deformaciones de los elementos del BRB para (a) una fuerza igual a  $P_y$ , (b) para una fuerza igual a  $P_u$ .

**Elaborado por:** Los autores.

En la Figura 2.20 se puede observar el comportamiento de los elementos del BRB durante la aplicación de cargas axiales, donde:

$\delta_{yc}$ : Es la deformación elástica de la placa de conexión bajo la aplicación de la carga axial  $P_{yn}$ .

$\delta_{yt}$ : Es la deformación elástica de la placa de transición bajo la aplicación de la carga axial  $P_{yn}$ .

$\delta_{uc}$ : Es la deformación elástica de la placa de conexión bajo la aplicación de la carga axial  $P_{utn}$ .

$\delta_{ut}$ : Es la deformación elástica de la placa de transición bajo la aplicación de la carga axial  $P_{utn}$ .

Como se explicó anteriormente, generalmente las rigideces  $K_t$  y  $K_c$  son muy grandes respecto a la rigidez del núcleo  $K_n$ , lo que les permite mantenerse en el rango lineal durante todo el evento sísmico. En la ecuación (2-9) se vió que la deformación última del núcleo  $\delta_{un}$  es igual a 14.3 veces la deformación de fluencia del núcleo  $\delta_{yn}$ . Tomando en cuenta que las rigideces  $K_c$  y  $K_t$  son mucho

más grandes que  $K_n$ , se observa que las deformaciones elásticas de las zonas de transición y de las placas de conexión son despreciables respecto a la deformación del núcleo.

En la Figura 2.20 (a) se puede observar que cuando la fuerza axial  $P_{axial}$  que actúa sobre el BRB es igual a  $P_{yn}$ , las placas de conexión y las zonas de transición sufren deformaciones elásticas, mientras que el núcleo alcanza su deformación de fluencia  $\delta_y$ . En este punto se puede observar en la Figura 2.20 (a) que la deformación de fluencia equivalente del BRB  $\delta_{yeq}$  se puede calcular mediante la siguiente ecuación:

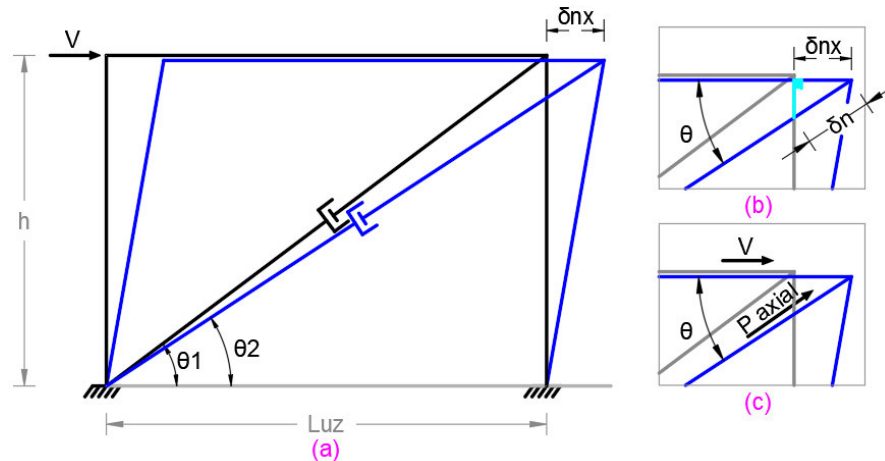
$$\delta_{yeq} = \delta_{yn} + 2 \cdot \delta_{yc} + 2 \cdot \delta_{yt} \quad (2-12)$$

De la misma forma se puede observar en la Figura 2.20 (b) que cuando  $P_{axial} = P_{utn}$ , el núcleo del BRB ha alcanzado su deformación última  $\delta_u$  mientras que las placas de conexión y las zonas de transición siguen aportando deformaciones elásticas  $\delta_{uc}$  y  $\delta_{ut}$  las cuales son muy pequeñas en comparación con  $\delta_y$ . En este punto se puede observar en la Figura 2.20 (b) que la deformación equivalente última del BRB  $\delta_{ueq}$  se puede calcular mediante la siguiente ecuación:

$$\delta_{ueq} = \delta_{un} + 2 \cdot \delta_{uc} + 2 \cdot \delta_{ut} \quad (2-13)$$

#### 2.4.7 DEFORMACIÓN AXIAL EN UN BRB

Es de suma importancia controlar la deformación axial de un BRB, puesto que se debe evitar que las componentes en los ejes “x” y “y” de la deformación superen la máxima deriva permitida del pórtico. De ser superada implicaría daño en los elementos estructurales y no estructurales, lo cual se busca evitar con la incorporación de disipadores. Puesto que el BRB sufre deformaciones axiales muy pequeñas en comparación con su longitud total, se asume que su ángulo del BRB deformado  $\theta_2$  es igual al ángulo del BRB sin deformar  $\theta_1$ , como se observa en la Figura 2.21 (a). Entonces  $\theta_1 = \theta_2 = \theta$ .



**Figura 2.21** Deformación de un pórtico por cortante basal en el eje  $x$ .

**Fuente:** (ALACERO, 2018)

**Elaborado por:** Los autores.

En la (Figura 2.21 (c)) se puede observar que la fuerza en la diagonal de pórtico  $P_{axial}$  es mayor que la fuerza del cortante basal  $V$  y está dado por

$$P_{axial} = \frac{V}{\cos(\theta)} \quad (2-14)$$

donde  $\theta$  es el ángulo en el pórtico, entre la riostra y el eje horizontal y está determinado por la ecuación

$$\theta = \arctan^{-1}\left(\frac{h}{l}\right) \quad (2-15)$$

donde  $h$  es la altura de entrepiso y  $l$  es la luz entre vanos.

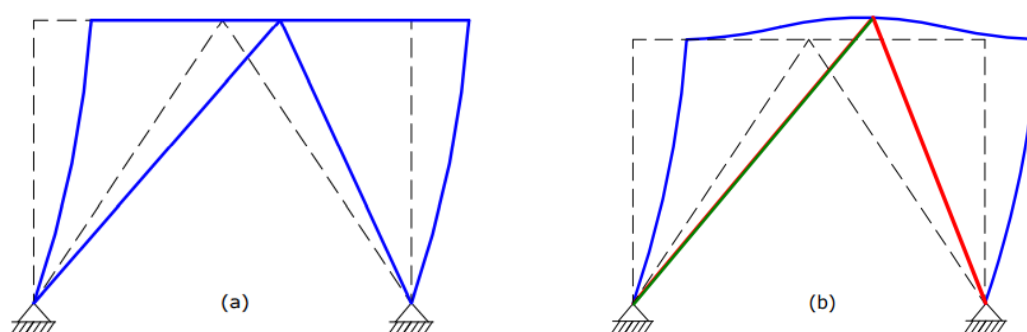
De la misma manera, en la Figura 2.21 (b), se puede observar que la deformación axial del BRB en el eje  $x$ , es menor que la deformación axial total del BRB. La deformación axial del BRB en el eje  $x$  se puede calcular usando

$$\delta_{nx} = \cos(\theta) \cdot \delta_n \quad (2-16)$$

donde  $\delta_{nx}$  es la deformación del núcleo en sentido  $x$  y  $d_n$  es la deformación axial del núcleo.

## 2.4.8 CARGAS GRAVITACIONALES

El sistema de riostras no está diseñado para resistir cargas gravitacionales. Ya que esta consideración introduciría una sobre resistencia por acción de la compresión de las cargas de gravedad sobre la riostra. Por tanto, en la riostra fluiría a una fuerza de tracción mayor a la de diseño, alterando completamente el sistema. Consecuentemente, se provocaría la concentración de ductilidad en niveles inferiores de la edificación y ductilidad limitada en los niveles superiores (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011). Para ilustrar este efecto, consideremos un sistema de riostras configuradas en forma de V invertida.



**Figura 2.22.** Representación de la deformación de un pórtico con BRBs en V invertida (a) en el rango elástico y (b) luego de la fluencia

Fuente: (ALACERO, 2018)

Si la riostra a compresión no fluye al igual que la riostra a tracción, la losa recibiría esfuerzos para los que no ha sido diseñada, provocando daños en componentes estructurales y no estructurales (Figura 2.22(b)). Por lo tanto, es recomendable diseñar las riostras sin considerar cargas gravitacionales, pues los elementos estructurales deben ser suficientemente resistentes para dichas cargas.

## 2.5 DISEÑO SISMO RESISTENTE NEC 15

### 2.5.1 FILOSOFÍA DE DISEÑO BASADA EN EL DESEMPEÑO

En la norma (NEC-15-DS, 2014), en el capítulo 4, sección 4.2.4, se establece el uso de la filosofía basada en el desempeño, se fundamenta en la disipación de energía de la estructura a través de deformaciones inelásticas en los elementos estructurales que se producen durante un evento sísmico severo,

de manera que se evite el colapso de cualquier tipo de estructura y la pérdida de vidas humanas. La norma específicamente dicta:

“Las estructuras de uso normal deberán diseñarse para una resistencia tal que, puedan soportar los desplazamientos laterales inducidos por el sismo de diseño, considerando la respuesta inelástica, la redundancia, la sobre resistencia estructural inherente y la ductilidad de la estructura. La resistencia mínima de diseño para todas las estructuras deberá basarse en las fuerzas sísmicas de diseño establecidas en la norma” (NEC-15-DS, 2014).

Es decir, se diseña la estructura para que:

“Tenga la capacidad para resistir las fuerzas sísmicas especificadas por la norma (NEC-15-DS, 2014). Presente las derivas de piso inferiores a las admisibles, ante dichas cargas. Pueda disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico” (NEC-15-DS, 2014).

## 2.5.2 CORTANTE BASAL

Se define como la suma de las fuerzas sísmicas estáticas laterales equivalentes de cada piso en la base de la estructura, En la norma (NEC-15-DS, 2014), capítulo 6, sección 6.1.1, se establece que se debe realizar un Análisis Estático Lineal y Pseudo-Dinámico obligatoriamente para todo tipo de estructuras con excepción de las totalmente regulares. El Cortante Basal se obtiene a través de cálculos matemáticos, que permiten transformar las Fuerzas Dinámicas en Fuerzas Estáticas Equivalentes. Según la norma (NEC-15-DS, 2014), capítulo 6, sección 6.3.2, el cortante basal puede ser calculado como se muestra a continuación:

$$V = \frac{I \cdot S_a(T_a)}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_E} \cdot W \quad (2-17)$$

donde  $I$  es el coeficiente de importancia que depende del tipo de ocupación de la estructura,  $S_a$  es la aceleración correspondiente al periodo fundamental de la estructura, obtenida a partir del espectro de diseño elástico,  $T_a$  es el periodo fundamental de la estructura,  $R$  es el factor de reducción de resistencia sísmica,  $\phi_p$  es el factor de irregularidad en planta,  $\phi_E$  es el factor de irregularidad en elevación,  $W$  es la carga sísmica reactiva y  $V$  es el cortante basal total de diseño.

Según la (NEC-15-DS, 2014), capítulo 6, sección 6.2.2.,

“el valor del cortante dinámico total en la base, obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser menor al 80% del cortante basal obtenido por el método estático para estructuras regulares. Y menor al 85% del cortante basal obtenido por el método estático para estructuras irregulares”.

### 2.5.2.1 Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales

La normativa (NEC-15-DS, 2014) en su capítulo 6, inciso 6.3.5, indica que, las fuerzas laterales totales deben ser distribuidas en la altura de la estructura utilizando las siguientes ecuaciones:

$$V_x = \sum_{i=1}^n F_i \quad (2-18)$$

$$F_x = \frac{w_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i^k} \quad (2-19)$$

donde  $V_x$  es el cortante total en el piso  $x$  de la estructura,  $F_x$  es la fuerza lateral aplicada en el piso  $x$  de la estructura,  $F_i$  es la fuerza lateral aplicada en el piso  $i$  de la estructura,  $w_x$  es el peso asignado al piso o nivel  $x$  de la estructura, expresado como una fracción de la carga reactiva  $W$ ,  $w_i$  es el peso asignado al piso del nivel  $i$  de la estructura, expresado como una fracción de la carga reactiva  $W$ ,  $h_i$  es la altura de piso  $i$  de la estructura,  $h_x$  es la altura de piso  $x$  de la estructura,  $n$  es el número de pisos de la estructura y  $k$  es el coeficiente

relacionado con el periodo de vibración de la estructura  $T$ . La distribución de fuerzas verticales, aunque dependiente del periodo fundamental de vibración, se asemeja a una distribución triangular, similar al modo fundamental de vibración.

### 2.5.3 PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN

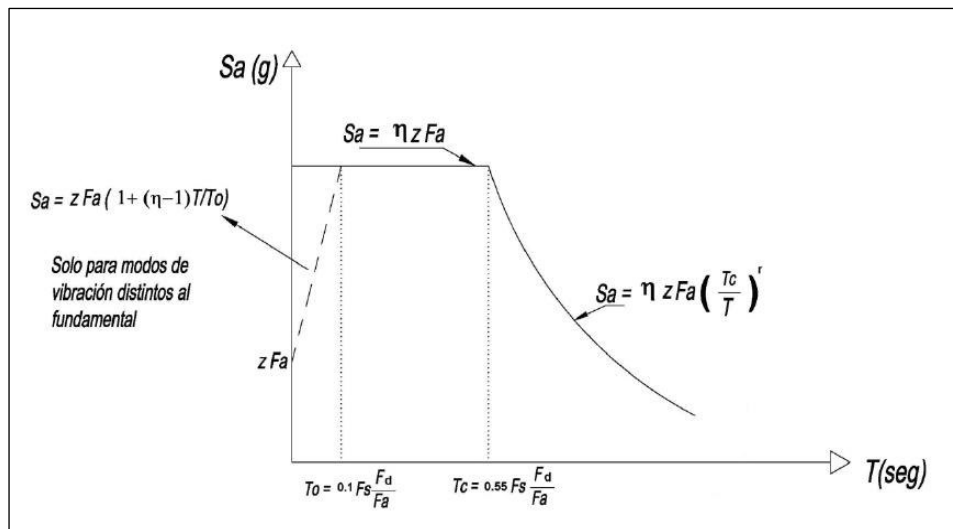
En las etapas iniciales del diseño, no se conoce con exactitud las características finales de la estructura. Es decir, se desconoce la masa, rigidez, periodo fundamental de vibración y cortante basal del edificio final. Por tanto, la (NEC-15-DS, 2014) en el capítulo 6, sección 6.3.3, estima el periodo fundamental mediante la siguiente ecuación:

$$T_a = C_t \cdot h_n^\alpha \quad (2-20)$$

donde  $T_a$  es el periodo fundamental de vibración,  $C_t$  y  $\alpha$  son coeficientes que dependen del tipo de estructura y  $h_n$  es la altura total de la estructura. Estos coeficientes están estimados estadísticamente como una función de la rigidez probable de la estructura. El principal objetivo de la estimación del periodo fundamental es prevenir estructuras demasiado flexibles y/o magnitudes pequeñas de cortante basal (ASCE-7, 2016). En el capítulo 6, sección 6.3.3. de la norma se establece que:

“una vez dimensionada la estructura, los periodos fundamentales deben recalcularse por un segundo método o por medio de un análisis modal. El cortante basal debe ser reevaluado hasta que el periodo fundamental (calculado por el método 1 y modal) tengan una diferencia menor al 30%.” (NEC-15-DS, 2014)

## 2.5.4 ESPECTRO DE DISEÑO PROBABILÍSTICO



**Figura 2.23** Espectro de Diseño Elástico NEC-15.

Fuente: (NEC-15-DS, 2014).

El Espectro de Diseño Probabilístico (EDP) es el espectro correspondiente a un sismo de diseño, el cual tiene una probabilidad de retorno de 475 años y probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, como se indicó en la Tabla 2-1. Para análisis dinámicos lineales la norma (NEC-15-DS, 2014) permite calcular el EDP por zonas. Sin embargo, una zona puede tener diferentes tipos de suelo y por tanto diferentes respuestas mecánicas a un evento sísmico. Por esto la curva se genera en base a factores determinados para cada zona del país y características del suelo y tipo de estructura.

La norma (NEC-15-DS, 2014) establece que, para el análisis dinámico no lineales se requiere calcular espectros de diseño determinísticos (EDD), es decir, específicos para el sitio de emplazamiento de cada estructura.

Según (Aguiar R. , 2012), para obtener un espectro de diseño, en primer lugar, se requiere una lista adecuada de aceleraciones de eventos sísmicos que haya sido registrada en sitios cuyas características geotécnicas sean similares a la zona de estudio. Si no existen registros en el sitio de estudio, se debe tomar registros de eventos ocurridos en otros lugares con las mismas condiciones. Aguiar (2012) sugiere que, para obtener un espectro de diseño, en primer lugar, se requiere una lista adecuada de aceleraciones de eventos sísmicos que haya



sido registrada en sitios con las mismas características. Si no existen registros en el sitio de estudio, se debe tomar registros de eventos ocurridos en otros lugares con las mismas condiciones.

Para considerar que una señal es adecuada se intenta su coincidencia con factores como: la aceleración máxima del registro o PGA, preferentemente no menor al 10% de la aceleración de la gravedad, el mecanismo de falla geológica que dio origen al sismo, la geología en la trayectoria de desplazamiento de las ondas sísmicas, la distancia desde la zona de estudio hasta el hipocentro y profundidad, duración del evento (Aguiar R. , 2012), entre otros requisitos como los indicados en la *Tabla 2-4*.

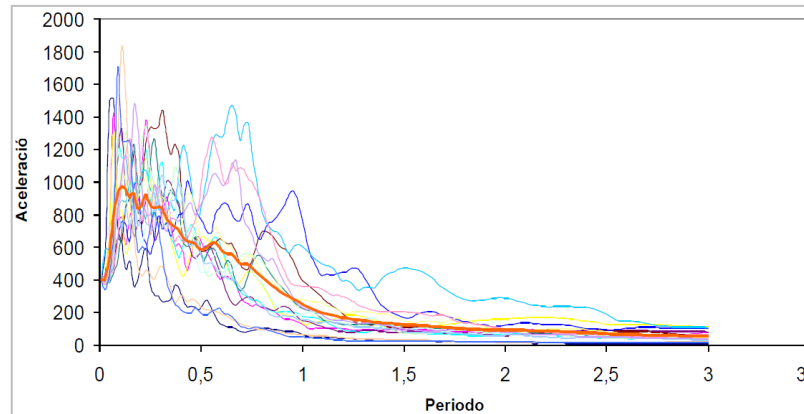
**Tabla 2-4**

*Principales factores de sitio.*

<b>Sismológicos</b>	Intensidad y contenido de frecuencias de los movimientos sísmicos de roca basal Duración de los movimientos en roca basal
<b>Geológicos</b>	Estructuras geológicas locales Tipo de roca subyacente Espesor de los depósitos de suelo Características estratigráficas Tipos de suelos
<b>Geotécnicos</b>	Características de vibración elástica de los depósitos de suelo Comportamiento no lineal del suelo Impedancia relativa entre la roca basal y los depósitos de suelo sobre yacientes
<b>Geométricos</b>	Depósitos de suelo estratificados no horizontales Topografía de la interfaz suelo – roca basal Configuración de la cuenca

**Fuente:** (MIDUVI, 2016)

De cada registro sísmico se obtiene un espectro de respuesta para un amortiguamiento  $\xi = 5\%$  según establece la (NEC-15-DS, 2014). Antes de calcular el espectro de cada señal se debe filtrar, corregir y escalar a las señales. Luego de obtener el espectro de aceleraciones absolutas de cada señal se utilizan procedimientos estadísticos, como el promedio y la desviación estándar, y se obtiene el espectro promedio, representado por la curva gruesa en color rojo de la *Figura 2.24*.



**Figura 2.24** Espectros de señales sísmicas de una componente horizontal y espectro promedio.

Fuente: (Aguar R. , 2012).

#### 2.5.4.1 Espectro del sismo de diseño (NEC 15)

La norma (NEC-15-DS, 2014) permite simular la respuesta dinámica de un evento sísmico del sitio de estudio mediante el espectro de diseño o sismo de diseño. A partir de la influencia de los efectos locales de sitio como los mostrados en la *Tabla 2-4* y de estudios de suelos como: penetración estándar, refracción sísmica y down hole, se elaboran estudios de suelos como corte directo, triaxial cíclico, ente otros, para poder identificar los factores de amplificación dinámica de los suelos. (Calderón, 2020). De igual forma, a partir de estudios de peligrosidad sísmica se han obtenido factores de zona  $\eta$ .

En el capítulo 3, sección 3.3 de la (NEC-15-DS, 2014), el espectro de diseño está descrito por tres funciones diferentes (*Figura 2.23*), las cuales se usan en intervalos definidos por los periodos  $T_o$  y  $T_c$ . La primera parte del espectro está definida desde un valor de periodo  $T = 0$  hasta  $T_o$ , definido como

$$T_o = F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (2-21)$$

Donde los factores  $F_s$ ,  $F_d$  y  $F_a$  se presentan en tablas de la misma norma. En esta primera parte la aceleración está definida por

$$S_a = zF_a \left( 1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_o} \right) \quad (2-22)$$

donde  $z$  es el factor de zona,  $\eta$  es la razón entre la aceleración espectral y el PGA y  $T$  es el periodo fundamental de la estructura. La segunda parte está definida desde  $T_0$  hasta  $T_c$  por la ecuación

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (2-23)$$

En esta segunda parte, la meseta del espectro está definida por

$$S_a = \eta \cdot z \cdot F_a \quad (2-24)$$

Finalmente, la tercera parte está definida para valores de  $T > T_c$ , donde la aceleración está dada por

$$S_a = \eta \cdot z \cdot F_a \left( \frac{T_c}{T} \right)^r \quad (2-25)$$

donde  $r$  es el factor usado en el diseño del espectro elástico.

#### 2.5.4.2 Espectro reducido del sismo de diseño (NEC15)

Se denomina Espectro de Diseño Reducido a la división de las ordenadas del Espectro de diseño por el factor  $R$ . Aunque lo ideal sería diseñar una estructura para que sus elementos estructurales no sobrepasen el rango elástico, en la práctica, esto sería muy costoso. Los elementos estructurales están diseñados bajo la filosofía de diseño por desempeño, lo que significa que sufrirán grandes deformaciones plásticas durante un sismo severo (*Tabla 2-1*) antes de fallar.

Por tanto, la norma (NEC-15-DS, 2014) permite reducir las fuerzas sísmicas a través del factor  $R$  en función de la ductilidad de la y considera que las fuerzas restantes serán disipadas a través de deformaciones plásticas de los elementos estructurales. En la última actualización de la (NEC-15-DS, 2014), el factor de respuesta  $R$  toma valores entre 1 y 8 dependiendo del sistema estructural, tipo de, periodo fundamental de la estructura, tipo de suelo de

emplazamiento, entre otros. El valor puede ser igual a 8 o cercano a él si se considera que la estructura tendrá un adecuado comportamiento inelástico.

## 2.5.5 DERIVAS LÍMITE

### 2.5.5.1 Normativa ecuatoriana de la construcción

La norma (NEC-15-DS, 2014), sección 4.2.2, establece que: “las derivas elásticas de piso no deben sobrepasar los valores establecidos en la *Tabla 2-5*” La importancia del cumplimiento de este requisito radica en evitar el daño de elementos no estructurales durante un evento sísmico.

#### Tabla 2-5

*Deriva máxima permitida según el tipo de estructura.*

<b>Estructuras de:</b>	$\Delta_M$ máxima
Hormigón Armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

**Fuente:** (NEC-15-DS, 2014).

En el capítulo 6, sección 6.3.9. de la (NEC-15-DS, 2014), se indica que los valores máximos de la deriva inelástica  $\Delta_M$  se han establecido en base a al cálculo de los elementos estructurales con inercias agrietadas. Además, indica que: “para la revisión de derivas de piso se utiliza la respuesta máxima inelástica en desplazamientos de la estructura causado por el sismo de diseño”, entonces:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E \quad (2-26)$$

donde  $\Delta_M$  es la deriva máxima inelástica,  $R$  es el factor de reducción de resistencia y  $\Delta_E$  es la deriva elástica de la estructura debido a la aplicación de cargas laterales del espectro reducido.

### 2.5.5.2 NORMATIVA VISIÓN 2000

De acuerdo con la normativa VISIÓN 2000, los límites de derivas están asociados a un nivel de desempeño de una edificación. Estos límites se definen en cuatro niveles según la *Tabla 2-6*.

**Tabla 2-6**

*Estados de daño según límites de derivas.*

Desplazamiento relativo máximo	Características de desempeño	Períodos de retorno	Probabilidad de ocurrencia
± 0.2%	Totalmente Operacional	43 años	50% en 30 años
± 0.5%	Operacional	72 años	50% en 50 años
± 1.5%	Seguridad de vida	475 años	10% en 50 años
± 2.5%	Expectativa de colapso	970 años	10% en 100 años

**Fuente:** (VISION 2000, 1995).

En estado “totalmente operativo” la estructura sufre daño insignificante. En nivel “operacional”, el daño es leve y la mayoría de las funciones estructurales pueden reanudarse inmediatamente. El tercer nivel de desempeño es “Seguridad de Vida”, donde el daño es moderado, pero la estructura permanece estable, pues posee un remanente de resistencia. Por último, en “expectativa al colapso” la estructura se encuentra en un estado próximo al colapso, pues significa que sus elementos no pueden resistir más daño.

## 2.6 ANÁLISIS NO LINEAL DE ESTRUCTURAS

### 2.6.1 ECUACIONES DE MOVIMIENTO

En el análisis estructural es usual aplicar una serie de simplificaciones, como la relación lineal entre la fuerza y la deformación. Sin embargo, en estructuras reales bajo acción de movimiento sísmico, es necesario extender el análisis hacia el régimen no lineal. En este caso, la relación fuerza-deformación para cada componente estructural sometido a deformaciones cíclicas es no lineal e histerética. Sin embargo, las relaciones fuerza-deformación de los diferentes componentes estructurales están dadas por mediciones de laboratorio y en general, son dependientes de camino, es decir, las fuerzas resistivas  $f_s$  son distintas cuando el desplazamiento  $u$  incrementa o disminuye.

Una de las más grandes dificultades del análisis no lineal es que, a diferencia del análisis lineal, no es posible separar el análisis en una parte estática y otra parte dinámica para luego superponerlas. Entonces, se debe incluir los efectos de las cargas gravitacionales y resolver las ecuaciones con todos los términos desde el principio. Además, todas las componentes del movimiento sísmico deben ser consideradas simultáneamente porque la superposición de las respuestas de los componentes individuales no es válida para sistemas inelásticos. Con todas las consideraciones, la ecuación que rige el movimiento es

$$m\ddot{\mathbf{u}} + c\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{f}_s(\mathbf{u}) + \mathbf{k}_G \mathbf{u} = -m\boldsymbol{\varepsilon}_x \ddot{u}_{g_x}(t) - m\boldsymbol{\varepsilon}_y \ddot{u}_{g_y}(t) - m\boldsymbol{\varepsilon}_z \ddot{u}_{g_z}(t) + \mathbf{p}_{gr} \quad (2-27)$$

donde  $\ddot{u}_{g_x}(t)$ ,  $\ddot{u}_{g_y}(t)$  y  $\ddot{u}_{g_z}(t)$  son las componentes de la aceleración sísmica;  $\boldsymbol{\varepsilon}_x$ ,  $\boldsymbol{\varepsilon}_y$  y  $\boldsymbol{\varepsilon}_z$  son los correspondientes vectores de influencia y  $\mathbf{p}_{gr}$  representa las cargas gravitacionales. Esta ecuación matricial representa un conjunto de ecuaciones diferenciales no lineales, tantas como el número de grados de libertad. Ya que no es posible encontrar una solución analítica del sistema, el análisis de la historia de la respuesta requiere de soluciones numéricas para obtener la respuesta de desplazamiento de la estructura.

La solución numérica de la ecuación anterior es computacionalmente muy demandante ya que los sistemas de ecuaciones diferenciales acoplados se deben resolver simultáneamente y a cada instante. Esto proviene del hecho que los sistemas inelásticos no pueden ser desacoplados al transformar los desplazamientos a coordenadas modales (Chopra, 2014). Cada solución numérica debe repetirse a cada paso temporal  $\Delta t$ , que debe ser lo suficientemente pequeño de manera que el procedimiento converja, sea estable y tenga resultados precisos.

## 2.6.2 EVALUACIÓN NUMÉRICA DE LA RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA

Básicamente, la evaluación numérica consta de dos partes: a) parte estática, en que se resuelve la ecuación (2.25) a un determinado tiempo  $t_n$  y b) parte dinámica, en donde se realiza la evolución temporal del sistema desde el

tiempo  $t_n$  hacia el tiempo  $t_{n+1}$ . Para la primera parte, el análisis modal clásico no es directamente aplicable a sistemas en el rango no lineal. No obstante, incluso los desplazamientos de un sistema no lineal pueden ser expresados como una combinación de los modos naturales del sistema no amortiguado dentro del rango lineal:

$$u(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n q_n(t) \quad (2.26)$$

Es posible, que solo se requieran de  $i$  modos para representar de manera suficientemente precisa la respuesta de la estructura. En el análisis de estructuras se demuestra (Chopra, 2014) que la contribución de los modos más altos es despreciable.

Para la evolución temporal del sistema, la elección del intervalo  $\Delta t$  está dada por la precisión del  $i$ -ésimo modo, por lo que se acostumbra a escoger  $\Delta t = T_i/10$ , donde  $T_i$  es el período del  $i$ -ésimo modo en vibración no amortiguada. Sin embargo, esta elección de intervalo temporal, aunque asegura precisión, puede no asegurar convergencia del método.

Aquí se hace distinción de dos esquemas de resolución para la evolución temporal:

- 1) Métodos explícitos: en los que el cálculo de las variables dependientes puede hacerse directamente en términos de cantidades conocidas.
- 2) Métodos implícitos: en los que la variable dependiente está definida en términos de sistemas de ecuaciones acopladas, matrices o técnicas iterativas.

Aunque los métodos implícitos son más complejos de programar y requieren mayor esfuerzo computacional a cada paso temporal, permiten un  $\Delta t$  más grande y son incondicionalmente estables, es decir, no padecen de problemas de convergencia. Por otra parte, los métodos explícitos son condicionalmente estables y su convergencia depende de la elección de  $\Delta t$ . En el

contexto de análisis de estructuras, la parte del análisis estático se puede resolver usando una iteración de Newton-Raphson adaptada a estática no lineal. A continuación, la parte de análisis dinámico se resuelve empleando la ecuación de Newmark, ya sea con el método de Diferencia Central (método explícito) o usando el método de Aceleración Constante Media (método implícito) (Chopra, 2014).

## **2.7 ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA**

En nuestro país, las estructuras se diseñan para evitar el colapso de la estructura. Esto implica que la mayor parte de energía sísmica será disipada a través de deformaciones inelásticas localizadas en vigas y columnas (edificaciones aporticadas). Por esta razón, un análisis dinámico no lineal es una aproximación realista y necesaria para analizar adecuadamente el desempeño de una estructura ante un evento sísmico. (Paz, 1992).

### **2.7.1 SELECCIÓN DE ACELEROGRAMAS**

La norma (NEC-15-DS, 2014), en el capítulo 6, sección 6.2.2, establece que:

- Se debe realizar obligatoriamente el análisis Tiempo-Historia para estructuras con sistemas de disipación de energía.
- Se debe usar un grupo de registros de señales sísmicas con propiedades representativas de los sismos.
- Los registros escogidos deben poseer características de magnitud, distancia a la falla y efectos mecánicos similares del suelo.
- Si se selecciona 3 registros, se debe elaborar el diseño con la respuesta máxima. Por otra parte, si se selecciona 7 registros o más, se debe realizar el diseño en base al valor promedio de los parámetros de respuesta.

En la norma (ASCE-7, 2016), capítulo 16, sección 16.2.2, se establece que:

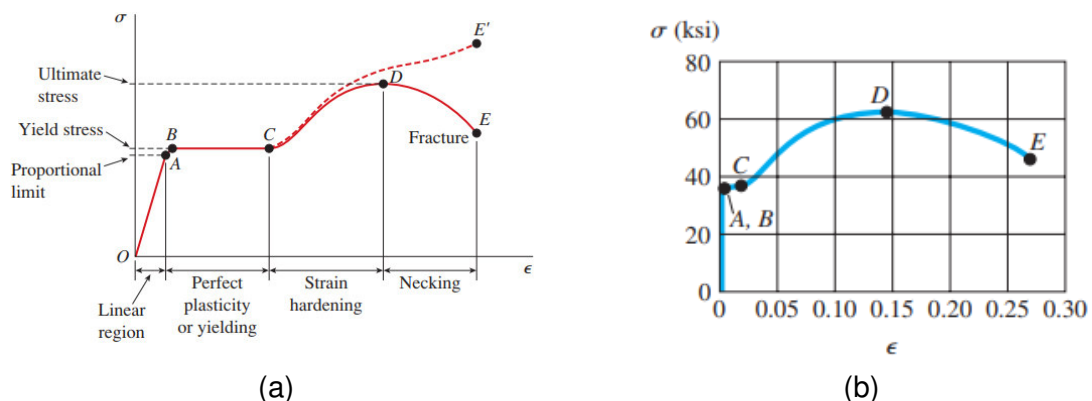


- a) Es necesario un mínimo de 11 registros sísmicos que se usan para el diseño del valor promedio de los parámetros de respuesta de interés. Además, para la selección de acelerogramas se debe considerar el régimen tectónico, la dirección del sismo, la distancia desde la zona de emplazamiento de la estructura hasta el epicentro, la magnitud de momento  $M_w$  del evento sísmico, la profundidad y la forma espectral.

Sin embargo, en los requerimientos del capítulo 18, sección 18.2.2.2, se establece que se permite un mínimo de 7 registros para estructuras con sistemas de disipación sísmica. Además, se indica que es una cantidad adecuada de registros para estimar una fiable respuesta media.

## 2.7.2 MATERIALES EN SU RANGO INELÁSTICO

El comportamiento dinámico y desempeño de una estructura depende directamente de las propiedades de los materiales de los cuales está compuesta. Esto implica que los elementos estructurales tendrán una falla dúctil si sus materiales incursionan en el rango plástico.

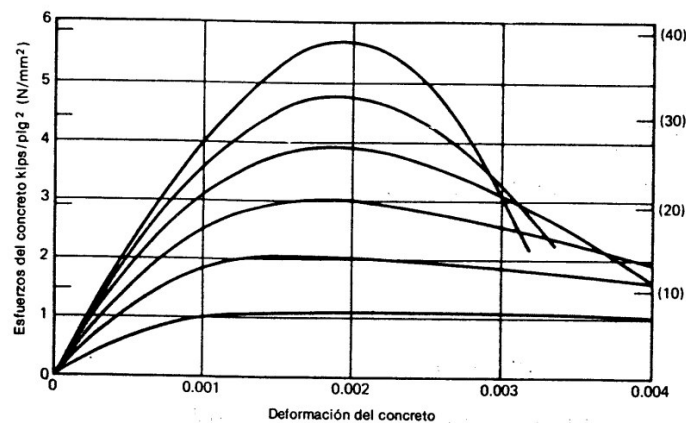


**Figura 2.25.** (a) Diagrama esfuerzo vs deformación unitaria del acero, (b) Diagrama esfuerzo vs deformación unitaria del a acero a escala.

Fuente: (Gere & Goodno, 2018).

El comportamiento a compresión y tensión del acero se puede obtener mediante ensayos de tracción uniaxial y, puede ser descrito mediante diagramas de esfuerzo-deformación unitaria como se muestra en la *Figura 2.25. (a)*. Varios ensayos han demostrado que se puede suponer que los diagramas esfuerzo-

deformación unitaria son idénticos para compresión y tensión (Paulay & Park, 1988). Además, se puede apreciar algunos fenómenos físicos como la pérdida de proporcionalidad, fluencia perfecta, endurecimiento por deformación y estricción. La *Figura 2.25 (b)* es un diagrama a escala en donde se observa que las deformaciones elásticas del acero son muy pequeñas en comparación a las deformaciones plásticas. Así como también, se puede observar que cuando el material incursiona en el rango plástico, es capaz de soportar esfuerzos mucho más grandes al esfuerzo de fluencia  $P_y$ . Debido a esto, han desarrollado modelos matemáticos como los modelos bilineales o trilineales y otros modelos más complejos como el de Ramberg Osgood y el de Holzer (Gere & Goodno, 2018).

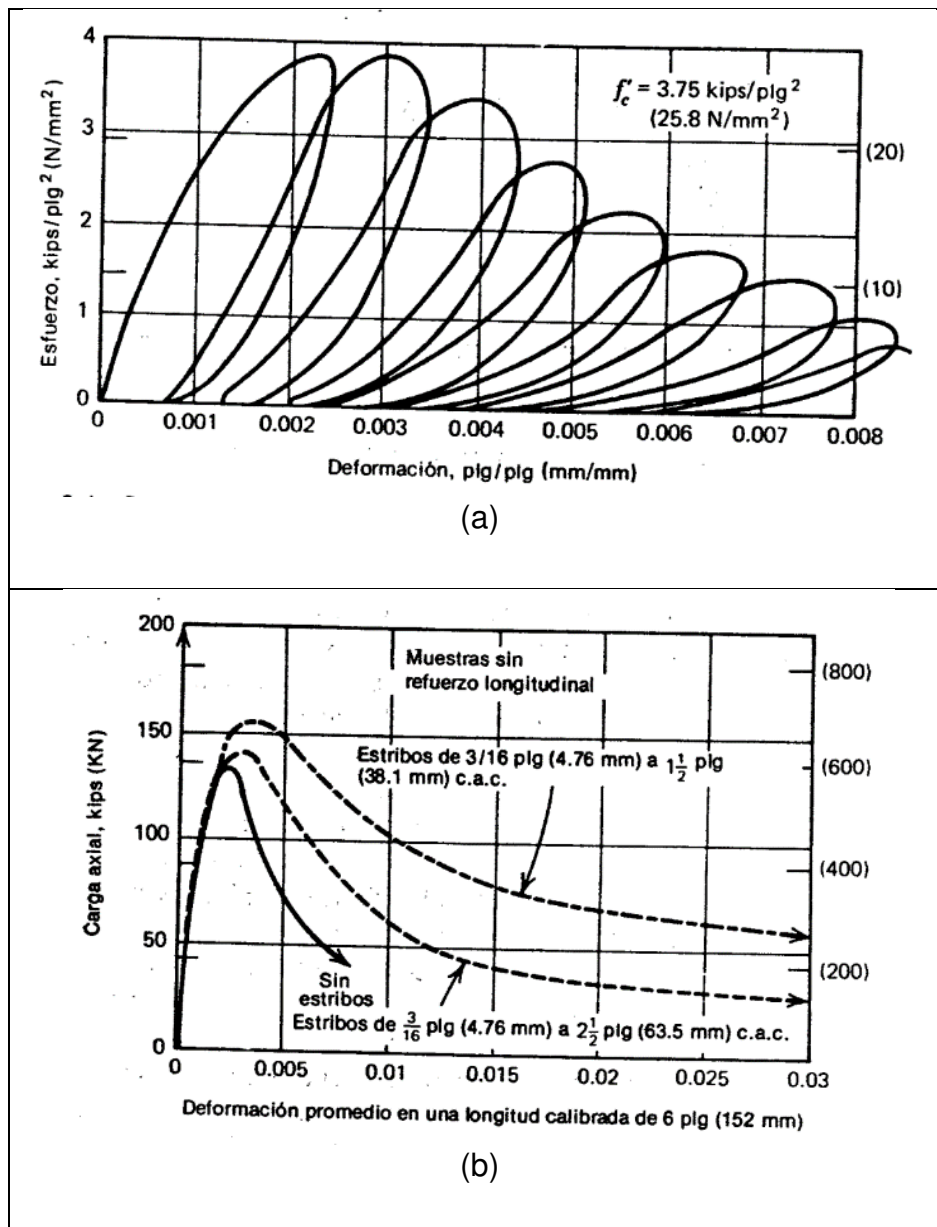


**Figura 2.26** Diagrama Esfuerzo-Deformación unitaria para cilindros de hormigón sometidos a compresión uniaxial.

**Fuente:** (Paulay & Park, 1988).

Para el análisis no lineal también es importante contar con modelos matemáticos que faciliten los cálculos del comportamiento del hormigón. Se sabe que el hormigón tiene una resistencia a tracción del 20%. Por tal motivo, generalmente se desprecia dicha resistencia en los cálculos. En el hormigón de tipo normal, con una resistencia a la compresión menor a 3[Ksi], se comporta de una forma aproximadamente bilineal, mientras que, para hormigones de alta resistencia, sus diagramas tienen un pico a partir del cual su resistencia baja rápidamente. Por lo tanto, para hormigones normales, es posible simplificar el diagrama Esfuerzo-Deformación como un modelo bilineal (Gere & Goodno, 2018).

Otro fenómeno importante tiene que ver con el comportamiento del hormigón al estar confinado y sometido a cargas cíclicas. En la Figura 2.27 (a), se presenta el diagrama esfuerzo-deformación unitaria de ensayos de cilindros sometidos a cargas cíclicas. Se observa que, durante los procesos de carga y descarga, el hormigón va acumulando deformaciones plásticas. Se reduce el esfuerzo de fluencia y también la elasticidad del material se va degradando.



**Figura 2.27.** Diagrama Esfuerzo-Deformación unitaria de: (a) Ensayos de cilindros sometidos a cargas cíclicas de compresión axial repetida de alta intensidad, (b) Ensayos de prismas de hormigón confinado y no confinado.

**Fuente:** (Paulay & Park, 1988).

En la (Figura 2.27 (b)) se presenta el diagrama esfuerzo-deformación unitaria de ensayos de hormigón confinado y no confinado. En esta figura se puede observar que, a diferencia del hormigón no confinado, el hormigón confinado es capaz de tener grandes deformaciones antes de fallar (Paulay & Park, 1988).

### 2.7.3 DIAGRAMAS MOMENTO-CURVATURA Y FUERZA-DEFORMACIÓN

Para el análisis no lineal de una estructura, es sumamente importante conocer los diagramas de momento-curvatura ( $M - \phi$ ) de los elementos sometidos a flexión y flexo-compresión y, los diagramas de fuerza-deformación ( $F - \delta$ ) para el caso de elementos sometidos a cargas uniaxiales. Su importancia radica en que estos diagramas permiten conocer la ductilidad de una sección de un elemento estructural y su capacidad de incursionar en el rango inelástico antes de fallar. Además, a partir de estos diagramas se puede medir el nivel de desempeño de una sección de un elemento estructural, de acuerdo con la deformación de la misma. Estos diagramas pueden ser hallados a partir de fórmulas analíticas, como las presentadas en Paulay & Park (1988).

Una forma sencilla de encontrar estos diagramas es con el uso de índices que nos ofrece (ASCE 41, 2017). Dichos índices se pueden escoger en función del tipo de elemento estructural, de su tipo de falla y de los materiales de los cuales está compuesto el elemento estructural. Gozan de un amplio respaldo teórico y experimental. El software de modelación computacional nos ofrece el cálculo automático de los diagramas ( $M - \phi$ ) de vigas y columnas, basándose en las tablas de dicha norma.

### 2.7.4 NIVELES DE DESEMPEÑO

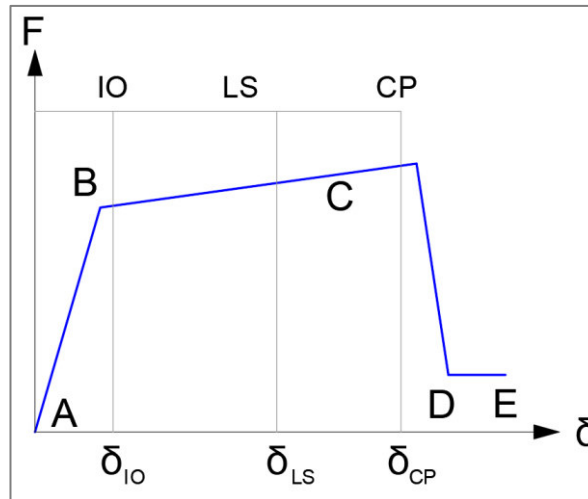
Uno de los beneficios de realizar el análisis no lineal Tiempo-Historia es la medición del nivel de desempeño de los elementos estructurales, de manera independiente, cuando la estructura está sometida al conjunto de sismos descritos por la selección de acelerogramas. Bajo la filosofía de diseño por desempeño, es importante definir los niveles que deben alcanzar los elementos estructurales en

una estructura sometida a un sismo raro (Tabla 2-1). En el capítulo 2.3 de la norma (ASCE 41, 2017) se definen los siguientes niveles de desempeño:

- a) Plenamente Operativo (OP): No existe daño alguno en elementos estructurales y no estructurales, tampoco existe daño en las instalaciones sanitarias, eléctricas, entre otros. La estructura conserva la rigidez y resistencia originales. Fisuras menores en mamposterías.
- b) Ocupación Inmediata (IO): Nivel de daño estructural bajo o leve. La estructura no presenta fluencia de elementos estructurales y por tanto estos trabajan en el rango lineal, la estructura aún conserva la rigidez y resistencia originales. Puede existir daño en elementos no estructurales como mamposterías y elementos arquitectónicos.
- c) Seguridad de Vida (LS): Nivel de daño estructural considerable. Varios elementos estructurales severamente afectados. Deja un margen de resistencia la cual permite hacer una evaluación para un posible reforzamiento estructural o la demolición de la estructura.
- d) Prevención de Colapso (CP): El nivel de daño en los elementos estructurales es severo. La estructura no es capaz de soportar cargas laterales y se encuentra en el umbral del colapso. Daño considerable en elementos no estructurales.

El software de modelación computacional calcula de forma automática los niveles de desempeño de vigas y columnas, en base a las tablas de la norma (ASCE 41, 2017).

Para encontrar los rangos de cada nivel de desempeño es necesario calcular las deformaciones que limitan estos rangos. la tabla 9-8 de la norma (ASCE 41, 2017) presenta factores IO, LS y CP mostrados en la *Figura 2.28*, los cuales se deben multiplicar por la deformación de fluencia  $\delta_y$  para encontrar las deformaciones de desempeño  $\delta_{IO}$ ,  $\delta_{LS}$ ,  $\delta_{CP}$ , para luego ser reemplazadas en los diagramas  $F - \delta$  para encontrar los rangos de desempeño.



**Figura 2.28** Criterios de aceptación de niveles de desempeño en los diagramas de Fuerza-Desplazamiento.

Fuente: (ASCE 41, 2017).

El nivel de desempeño que debe cumplir una estructura depende de la importancia de la misma. En el capítulo 4, sección 4.1 de la norma (NEC-15-DS, 2014) se clasifica a las estructuras de acuerdo con la *Tabla 2-7*.

**Tabla 2-7**

*Categorización de la importancia de las estructuras según su uso.*

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coef. I
<b>Edificaciones esenciales</b>	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras substancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras substancias peligrosas.	1.5
<b>Estructuras de ocupación especial</b>	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
<b>otras estructuras</b>	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.0

Fuente: (NEC-15-DS, 2014).

La estructura de análisis para esta investigación entra en la categoría de “otras estructuras” por ser un edificio para oficinas. El nivel de desempeño que se busca alcanzar es “seguridad de vida”.

**Tabla 2-8**

*Desempeño de la estructura según la intensidad del sismo.*

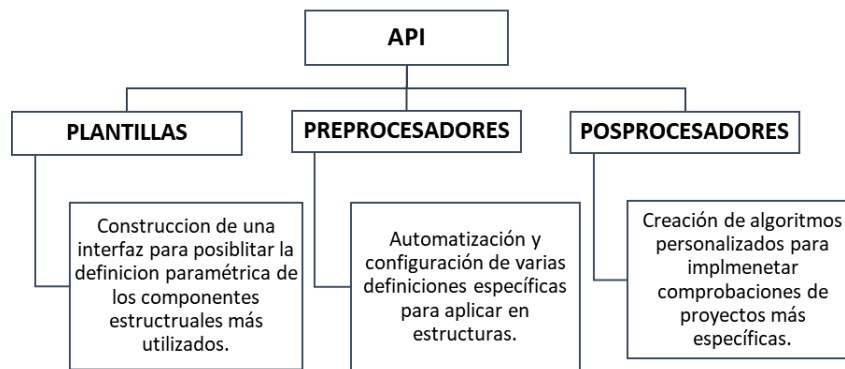
		DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA			
		Plenamente Operativo (OP)	Ocupación Inmediata (IO)	Seguridad de Vida (LS)	Colapso Inminente (CP)
INTENSIDAD DEL SISMO DE DISEÑO	Frecuente	Otras Estructuras			
	Ocasional	Estructuras Especiales	Otras Estructuras		
	Severo	Estructuras Esenciales	Estructuras Especiales	Otras Estructuras	
	Muy severo		Estructuras Esenciales	Estructuras Especiales	Otras Estructuras

Fuente: (ASCE 41, 2017)

## 2.8 HERRAMIENTAS API DE ETABS

ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building System) es un programa desarrollado por la empresa CSI, Computer & Structures, Inc. Puede manejar modelos extensos y complejos de estructuras, impulsados por un motor de análisis sofisticado e instrumentos de diseño que facilitan la comprensión del análisis y resultados (CSI, 2021).

ETABS cuenta con una interfaz de programación para aplicaciones, API (Application Programming Interface), que permite a los ingenieros y programadores conectar ETABS con otras aplicaciones. De igual forma, se pueden crear plugins para establecer una conexión bidireccional entre aplicaciones externas y ETABS, permitiendo la transferencia de información entre modelos (CSI, 2021). Para aplicaciones más concretas, la API nos ofrece la posibilidad de crear herramientas propias de automatización e integración, eliminando así, tareas repetitivas y errores por parte del usuario. Entre sus beneficios se puede mencionar (CSI, 2021):



**Figura 2.29.** Funciones de las herramientas API.

**Elaborado por:** Los autores.

**Fuente:** (CSI, 2021)

Todas las funciones API se encuentran detalladas en la biblioteca de ETABS. Esta contiene información sobre numerosas funciones, descripción de la sintaxis y parámetros, alteraciones realizadas a la función, y ejemplos que muestran su utilidad y aplicación práctica (CSI, 2021).



## CAPÍTULO 3

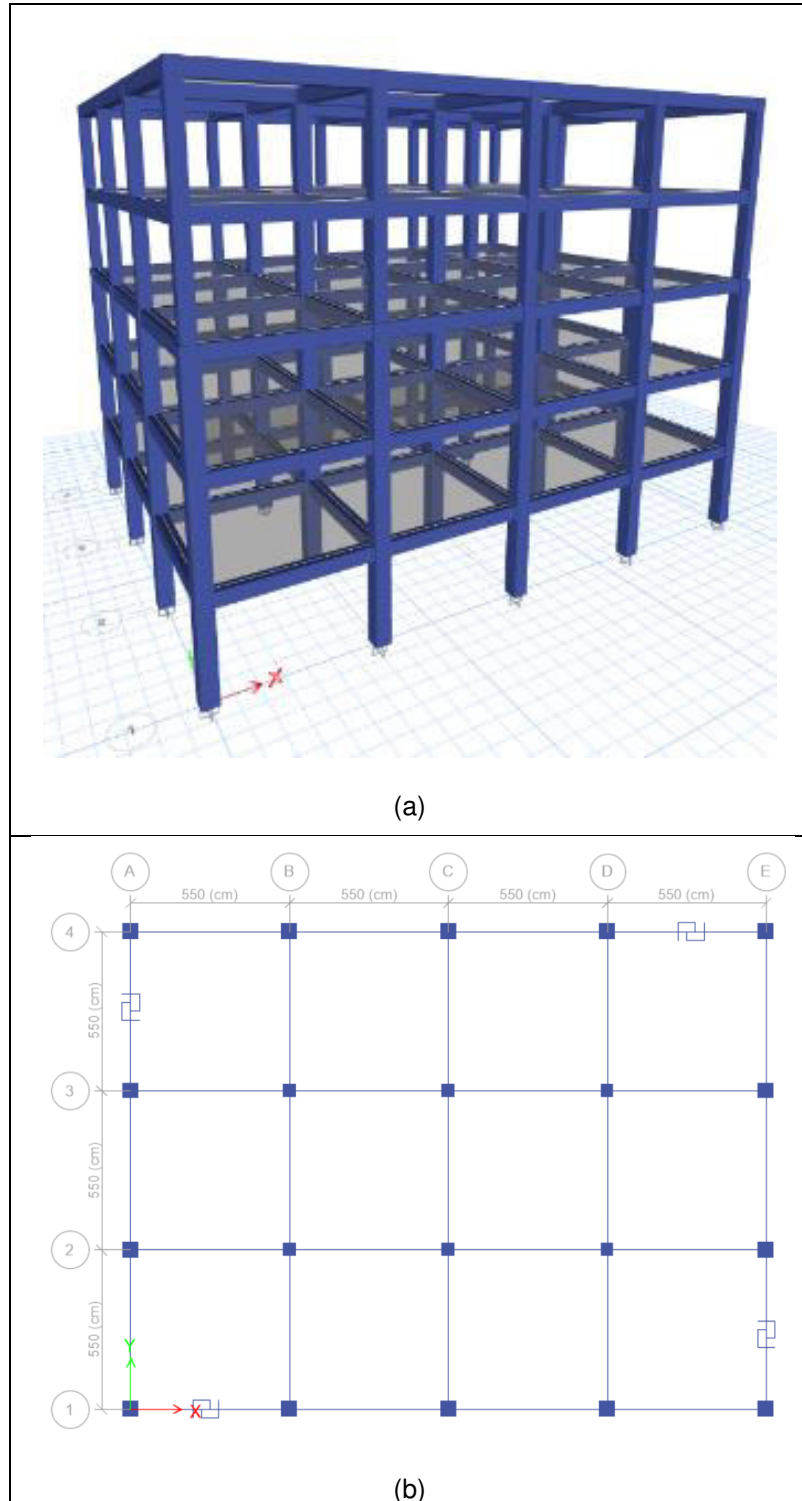
### 3 INTRODUCCIÓN

En este estudio se busca implementar computacionalmente disipadores BRB en una estructura sometida a cargas sísmicas laterales suficientemente grandes como para desarrollar deformaciones inelásticas importantes. Para ello, se realizaron dos tipos de optimización utilizando criterios diferentes, debido a ciertas limitantes explicadas posteriormente.

En este capítulo, se introducen los conceptos y nociones necesarias para el cálculo de las características de los BRBs, generación del modelo computacional de la estructura con disipadores y el análisis dinámico no lineal.

#### 3.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA DE ANÁLISIS.

El edificio propuesto está conformado por 5 pisos en hormigón armado cuyo sistema estructural es de pórticos especiales resistentes a momentos reforzado con riostras de pandeo restringido (BRB) como sistema de control sísmico. La estructura de estudio será analizada con las características para la ciudad de Quito. La geometría de la edificación se ilustra en la Figura 3.1, cuyas características son 3.5 [m] de altura de entrepiso, destinados al uso de oficinas, y terraza accesible con uso para reuniones, con 5 vanos de 5.5 [m] similares en dirección  $x$  y 4 vanos de 5.5 [m] similares en la dirección  $y$ .



**Figura 3.1.** (a) Estructura propuesta de 5 plantas (b) Distribución de vanos en planta.

**Fuente:** ETABS®.

El edificio posee una geometría simple con la intención de eliminar el mayor número de variables posible pues, el enfoque de este trabajo está dirigido a la optimización de los disipadores tipo BRB. Con la estructura seleccionada se busca replicar las características reales de demanda sísmica, para así poder parametrizar apropiadamente el modelo computacional.

### 3.1.1 PROPIEDADES MATERIALES ESTRUCTURALES

Para la estructura se empleará el hormigón armado y acero de refuerzo cuyas características mecánicas se presentan a continuación.

#### 3.1.1.1 Hormigón

La Norma (NEC-15-HM, 2014), capítulo 3, sección 3.3.1, establece que la capacidad mínima a compresión  $f'_c$  para el hormigón es de 214.14 kgf/cm<sup>2</sup>. Para la estructura de ejemplo se ha escogido conservadoramente un valor de 280 kgf/cm<sup>2</sup>. Para establecer el módulo de elasticidad del hormigón, la sección 3.3.3, presenta la siguiente fórmula:

$$E_c = 1.15 \cdot \sqrt[3]{E_a} \cdot \sqrt{f'_c} \quad (3-1)$$

donde  $E_c$  es el módulo de elasticidad para el hormigón [GPa],  $E_a$  es el módulo de elasticidad para el agregado [GPa] y  $f'_c$  es la resistencia a la compresión del hormigón [MPa].

**Tabla 3-1.**

*Propiedades mecánicas del hormigón.*

Propiedad	símbolo	unidad	valor
Resistencia a la compresión	$f'_c$	kgf/cm <sup>2</sup>	280
Módulo de elasticidad	$E_c$	kgf/cm <sup>2</sup>	210838
Peso específico	$\gamma_c$	t/cm <sup>2</sup>	2.4
Coefficiente de Poisson	$\mu$	–	0.2

**Fuente:** (Shah, 1997).

### 3.1.1.2 Acero de refuerzo

Las barras de acero de refuerzo corrugado se modelaron con el acero ASTM 706 Gr60, disponible en nuestro mercado. Sus propiedades mecánicas son:

**Tabla 3-2.**

*Propiedades mecánicas de las varillas de acero.*

Propiedad	Símbolo	Unidad	Valor
Esfuerzo de fluencia	$f_y$	kgf/cm <sup>2</sup>	4200
Fluencia esperada	$f_e$	kgf/cm <sup>2</sup>	6300
Módulo de elasticidad	$E_c$	kgf/cm <sup>2</sup>	2070000
Peso específico	$\gamma_c$	t/cm <sup>2</sup>	7.85
Coefficiente de Poisson	$\mu$	–	0.3

Fuente: (Kazeminezhad, 2003).

### 3.1.1.3 Rigidez efectiva para el sistema de pórticos.

Se define como efectiva la rigidez que tienen los elementos estructurales cerca del inicio de la respuesta inelástica. En la sección 6.1.6 de la norma (NEC-15-DS, 2014) se establece que para el cálculo de la rigidez de vigas, columnas y muros estructurales se debe usar los valores de las inercias reducidas o agrietadas  $I_g$ . La reducción de la rigidez toma en cuenta el agrietamiento en los elementos estructurales desde el mismo instante de su construcción. Debido a que el hormigón posee una baja capacidad de soportar esfuerzos de tracción, es necesario considerar el agrietamiento que sufren los elementos estructurales ante cargas de servicio y peso propio que producen tracción en el hormigón.

En la sección 6.1.6 de la norma (NEC-15-DS, 2014) se establece que, para las vigas, la inercia efectiva debe ser igual a  $0.5 I_g$  y para columnas debe ser igual a  $0.8 I_g$ . Por otra parte, en el capítulo 6, sección 6.3.3.1 del (ACI 318, 2019) se especifica que la rigidez de los elementos estructurales debe ser reducida de acuerdo con la tabla 6.6.3.1 de la misma sección. En esta tabla se indica que, para las vigas, la inercia efectiva debe ser igual a  $0.35 I_g$  y para columnas debe ser igual a  $0.70 I_g$ .

### 3.1.2 FUERZAS ACTUANTES

#### 3.1.2.1 Cargas gravitacionales

- **Carga viva**

Las cargas vivas son todas aquellas presentes durante el uso del edificio, incluyendo: ocupantes, mueblería, equipos no fijos, entre otros. Para este caso, la ocupación de la estructura está destinada para uso de oficinas. La Norma (NEC-15-CG, 2014), capítulo 4, sección 4.2, describe los siguientes valores para cargas vivas:

**Tabla 3-3**

*Cargas Vivas NEC 15, Cargas no Sísmicas.*

Ocupación o Uso	Carga Uniforme	Unidad
Edificios de Oficinas	0.245	t/m <sup>2</sup>
Cubiertas destinadas a áreas de paseo	0.306	t/m <sup>2</sup>

**Fuente:** (NEC-15-CG, 2014)

- **Carga muerta**

Las cargas muertas son cargas permanentes o fijas. Éstas dependen de varios factores como la densidad de mamposterías y su espesor, el tipo de acabados, el espesor de masillados, el tipo de instalaciones hidrosanitarias, eléctricas, entre otros. Para la estructura de estudio, se han tomado los siguientes valores:

**Tabla 3-4**

*Sobrecargas para edificio de oficinas.*

Sobrecarga	Carga Uniforme	Unidad
Losas de entrepiso.	0.400	t/m <sup>2</sup>
Losas de techo	0.200	t/m <sup>2</sup>

**Fuente:** (NEC-15-CG, 2014)

#### 3.1.2.2 Carga sísmica

Durante un evento sísmico, las estructuras sufren desplazamientos oscilatorios laterales. Esto provoca que la masa de la estructura se aceleren y produzcan fuerzas inerciales que pueden acumularse de piso en piso hasta llegar

a la base de la estructura. La sumatoria de todas estas fuerzas se conoce como cortante sísmico de base o cortante basal.

En la norma (ASCE-7, 2016), capítulo 12, sección 12.7.2, se especifica que cuando un edificio vibra durante un evento sísmico, únicamente la parte del peso ligado físicamente a la estructura debe ser considerado como carga reactiva. Además, de acuerdo con la ecuación (2-17), el valor del cortante basal corresponde a la carga efectiva multiplicada por una constante obtenida de las características estructurales y el sitio de emplazamiento. Ya que la estructura de análisis para este trabajo supone cargas para un edificio de oficinas, se toma como carga reactiva únicamente a la carga muerta y sobrecarga.

### **3.1.2.3 Espectro de diseño NEC 15**

Para calcular el Espectro del Sismo de Diseño es necesario escoger varios de los factores, descritos en el capítulo anterior, a partir de la norma (NEC-15-DS, 2014) en función de las características físicas y el lugar de emplazamiento de la estructura. La estructura está situada en la ciudad de Quito, con suelos tipo C y D. Se escoge un suelo tipo D ya que posee condiciones más críticas. En la *Tabla 3-5* se presenta el resumen de los coeficientes necesarios dado este tipo de suelo.

**Tabla 3-5.**

Resumen de factores utilizados para el cálculo del Espectro de Diseño.

FACTOR	SÍMBOLO	VALOR
Perfil del Suelo	Suelo Tipo	$D$
Categoría Sísmica	Zona Sísmica	$V$
Valor de factor Z	$z$	0.4
Coefficiente Amplificación del suelo en la zona de periodo corto	$F_a$	1.2
Coefficiente Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca	$F_d$	1.19
Coefficiente de Comportamiento no lineal de los suelos	$F_s$	1.28
Factor usado en el espectro de diseño elástico que depende del tipo de suelo	$r$	1
Relación de amplificación espectral	$\eta$	2.48

Fuente: (NEC-15-DS, 2014).

### 3.1.2.4 Espectro de diseño reducido NEC 15

La norma (NEC-15-DS, 2014) permite reducir al Espectro de Diseño, dividiendo las ordenadas espectrales  $S_a$  por el factor de reducción de fuerzas sísmicas  $R$ . La norma también establece que se debe multiplicar a las ordenadas espectrales  $S_a$  por el factor de importancia  $I$  y se debe dividir por el producto de los coeficientes  $\Phi_E$  y  $\Phi_P$ .

$$\frac{S_a \cdot I}{R \cdot \Phi_E \cdot \Phi_P} \quad (3-2)$$

La estructura de estudio se calculó con un sistema de pórticos resistentes a momentos, el cual consta de un sistema de disipación de energía (riostras de pandeo restringido). La (NEC-15-DS, 2014) no incluye información específica sobre disipadores de energía, por lo que se ha utilizado la norma estadounidense (ASCE-7, 2016), donde a este sistema se le asigna un valor del factor  $R = 8$ . Sin embargo, cuando se realiza un análisis no lineal, este factor de reducción de fuerzas sísmicas toma el valor de 1.

En la *Tabla 3-6* se resumen los valores de los coeficientes utilizados para el cálculo del espectro de diseño reducido.

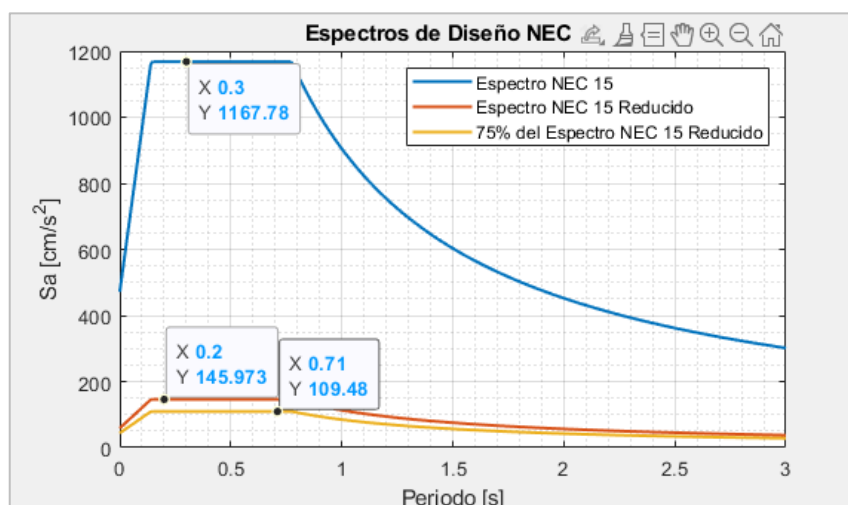
**Tabla 3-6.**

Resumen de factores utilizados para el cálculo del Espectro de Diseño Reducido.

FACTOR	SÍMBOLO	VALOR
Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas	$R$	8
Factor de Importancia	$I$	1
Coefficiente de Irregularidad en planta	$\Phi_P$	1
Coefficiente de Irregularidad en elevación	$\Phi_E$	1

Elaborado por: Los autores.

En la *Figura 3.2* se puede observar el Espectro de Diseño NEC15 Reducido, calculado con los valores de la *Tabla 3-6*. La norma (ASCE-7, 2016), permite que en las estructuras que poseen Sistemas de Amortiguamiento, se diseñe su SRFs (Sistema resistente a fuerzas sísmicas) para resistir únicamente para el 75% de las fuerzas sísmicas del Espectro de Diseño Reducido. En la *Figura 3.2* se puede apreciar la gráfica del 75% Espectro de Diseño NEC15 Reducido.



**Figura 3.2.** Espectros de Diseño NEC15.

Fuente: MATLAB®.

Por otra parte, para determinar el período natural de la estructura con disipadores sísmicos pasivos tipo BRB, se usa la ecuación 2.18. Según la tabla 12.8-2 de (ASCE-7, 2016) los coeficientes para una estructura cuyo sistema sismorresistente utiliza BRBs toma valores para los coeficientes:  $C_t = 0.0731$  y  $x = 0.75$ . Entonces se obtiene un valor de  $T_n = 0.6255$  [s]. Sin embargo, se considera un incremento del 30% según el código de diseño (NEC-15-DS, 2014),



por tanto, el rango del periodo natural de vibración se encuentra entre 0.625 a 0.813 [s].

### 3.1.3 DISEÑO DE ELEMENTOS DEL SISTEMA RESISTENTE A FUERZAS SÍSMICAS (SFRS)

#### 3.1.3.1 Método de diseño

Para una primera aproximación, consideramos el método LRFD (load and resistance factor design), que se realiza mediante un análisis en el rango lineal que considera la variabilidad de ambos lados de la desigualdad

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i \quad (3-3)$$

donde  $R_n$  es la resistencia nominal, el factor  $\phi$ , representa las incertidumbres por propiedades de los materiales, ecuaciones de predicción de fuerzas, mano de obra, control de calidad, posibilidad de fallas, entre otros;  $Q_i$  representa la carga, mientras que el factor de carga  $\gamma_i$ , debe ser elegido para un tipo de carga particular y toma en cuenta: la magnitud, disposición y posibles combinaciones de cargas.

#### 3.1.3.2 Combinaciones de cargas

La norma (ASCE-7, 2016), sección 2.3.1 en conjunto con la sección 2.3.6, establecen que, para el diseño por resistencia de estructuras sometidas a efectos de cargas sísmicas combinadas con los efectos de otras cargas, las componentes deben ser diseñadas tal que su resistencia iguale o exceda los efectos de las cargas factorizadas en las siguientes combinaciones. La norma (ASCE-7, 2016), sección 2.3.1 en conjunto con la sección 2.3.6, establecen que, para el diseño por resistencia de estructuras sometidas a efectos de cargas sísmicas combinadas con los efectos de otras cargas, las componentes deben ser diseñadas tal que su resistencia iguale o exceda los efectos de las cargas factorizadas en las siguientes combinaciones.

**Tabla 3-7***Combinaciones Básicas de carga.*

Combinación 1	$1.4 D$
Combinación 2	$1.2 D + 1.6 L + 0.5 \max[Lr; S; R]$
Combinación 3	$1.2 D + 1.6 \max[Lr; S; R] + \max[L; 0.5W]$
Combinación 4	$1.2 D + 1.0 W + 1.0L + 0.5 \max[Lr; S; R]$
Combinación 5	$0.9 D + 1.0 W$
Combinación 6	$1.2 D + 1.0 E_v + 1.0 E_h + 1.0L + 0.2 S$
Combinación 7	$0.9 D - 1.0 E_v + 1.0 E_h$

**Fuente:** (ASCE-7, 2016).

donde  $D$  es el peso propio (carga muerta),  $L$  es la sobrecarga (carga viva),  $L_r$  es la sobrecarga cubierta,  $S$  es la carga de granizo,  $W$  es la carga de viento y  $R$  es la carga por lluvia,  $E$  son los efectos de carga sísmica,  $E_h$  son los efectos de carga sísmica horizontal y  $E_v$  son los efectos de carga sísmica vertical. Sin embargo, el valor de  $E_v$  es igual a cero si la cercanía al epicentro supera los 5 km (ASCE-7, 2016).

### 3.1.3.3 Secciones de elementos estructurales

Según la (ASCE-7, 2016), en su capítulo 12, requisitos de diseño sísmico para estructuras de edificios, indica que los elementos del Sistema Resistente a Fuerzas Sísmicas (SFRS) deben ser capaces de soportar fuerzas laterales y verticales, proporcionando rigidez, resistencia y capacidad de disipación de energía adecuadas para los movimientos del terreno de diseño dentro de los límites prescritos de deformación y demanda. Por otra parte, la normativa (ACI 318, 2019), en su capítulo 18, sección 18.2.2.1, especifica que el sistema resistente a fuerzas laterales que incluirá mecanismos de amortiguamiento suplementario deberá ser diseñado para el 75% del cortante basal.

La selección de los elementos del sistema de pórticos resistentes a momentos se realizó tomando en cuenta los lineamientos de las normativas (NEC-15-DS, 2014), (ASCE-7, 2016) y (ACI 318, 2019). Para ello se realizó un análisis modal espectral lineal, cumpliendo con las condiciones necesarias para

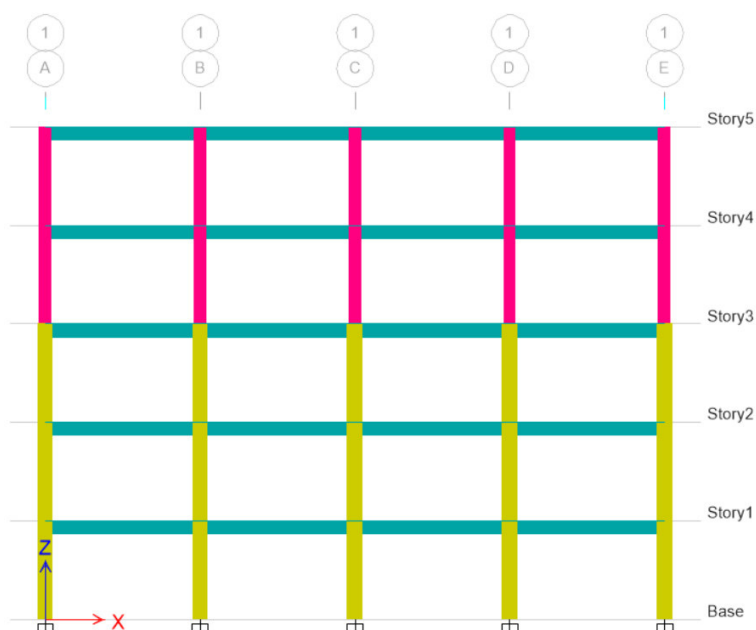
ser considerados pórticos resistentes a momentos. Es así, que sus secciones han sido definidas como:

**Tabla 3-8**

*Secciones de Columnas y Vigas.*

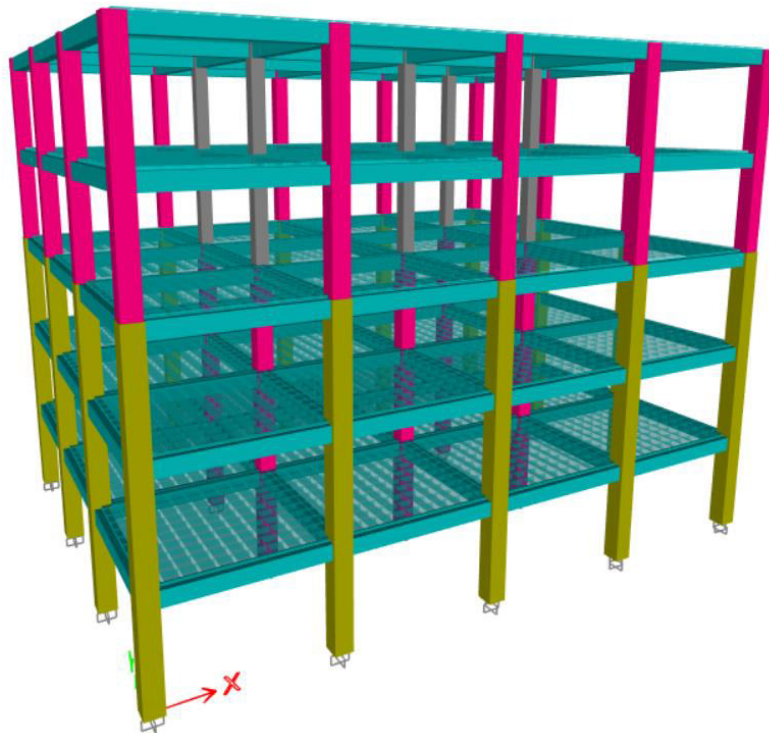
Niveles	Pórticos Externos	Pórticos Internos
<b>COLUMNAS</b>		
<b>Ejes</b>	<b>1,4,A,E</b>	<b>2,3,B,C,D</b>
1,2,3	60 × 60	55 × 55
4,5	55 × 55	45 × 45
<b>VIGAS</b>		
1,2,3,4,5	40 × 50	

Elaborado por: Los autores.



**Figura 3.3.** Secciones de la estructura (pórticos externos eje 1) definidas bajo esquema de colores con vista en elevación.

Elaborado por: Los autores.



**Figura 3.4.** Secciones de la estructura definidas bajo esquema de colores con vista 3D.

Elaborado por: Los autores.

### 3.2 PREDISEÑO DE DISIPADORES BRB

Se realiza el prediseño de los BRBs con el objeto de calcular los coeficientes necesarios para el modelamiento de los elementos Link. A su vez, se busca reducir los tiempos de ejecución de los algoritmos, ya que si el valor inicial de las áreas es cercano al resultado final el tiempo de convergencia disminuye considerablemente. Cabe aclarar que con prediseño nos referimos al diseño del núcleo del BRB y a la suposición de ciertas dimensiones geométricas de la riostra.

Por otra parte, aunque existen muchos estudios e investigaciones sobre este tipo de disipadores, el material bibliográfico de mayor relevancia y actualizado se encuentra protegido bajo patentes. Debido a esto, hay muy poca información libre sobre procedimientos para su diseño en pórticos de hormigón armado. Es así, que en este capítulo se recopiló información de bibliografías relacionadas y se adaptó ciertos conceptos a las necesidades de este trabajo.

### 3.2.1 PROPIEDADES DEL MATERIAL

Se usa el acero ASTM-A36, el cual se encuentra disponible en el mercado local y cuyas propiedades se describen en la *Tabla 3-9*.

**Tabla 3-9**

*Propiedades mecánicas del acero del núcleo A36.*

Propiedad	Símbolo	Valor	Unidad
Esfuerzo de fluencia Mínimo	$F_y$	2548.42	[kgf/cm <sup>2</sup> ]
Módulo de Elasticidad	$E_s$	2038735.98	[kgf/cm <sup>2</sup> ]

**Fuente:** (ASTM International, 2014)

### 3.2.2 FACTORES DE AJUSTE

#### 3.2.2.1 Factores de sobre resistencia

La norma (AISC 341, 2016), en la sección F4.2b establece que los factores  $\beta$  y  $\omega$  deben ser determinados a partir de ensayos y en ningún caso, el valor de  $\beta$  debe ser menor que 1. Por tanto, se trabaja con los valores de  $\beta = 1$  y  $\omega = 1.3$  (ALACERO, 2018).

#### 3.2.2.2 Factor de disminución de resistencia

En la sección F4.5b.2 de la norma (AISC 341, 2016) se especifica cuando se realice un diseño por resistencia, la fuerza de diseño para el estado límite LRFD (Load and Resistance Factor Design) se determina multiplicando la fuerza de fluencia del acero  $P_y$  por el factor de reducción  $\phi = 0.9$ .

$$\phi P_y = 0.9 \cdot (F_y \cdot A_n) \quad (3-4)$$

### 3.2.3 DEFORMACIÓN DEL NÚCLEO

Los lineamientos del diseño sismorresistente indican que los pórticos reforzados con BRBs deben ser flexibles y tener un desplazamiento limitado durante eventos sísmicos de baja intensidad. Sin embargo, durante eventos sísmicos severos, los pórticos deben mantenerse totalmente elásticos, de forma que, el daño potencial de la estructura sea absorbido por los disipadores (Shen, Li, Chen, Zhang, & Chan, 2005). Para ello, es necesario que el núcleo del BRB fluya con una deformación  $\delta_y$  menor que una deriva límite del 2%, según la (NEC-15-DS, 2014), evitando cualquier daño en elementos estructurales y no estructurales. Para esto tenemos que

$$\delta_y = \frac{P_y}{K_n} \quad (3-5)$$

donde  $\delta_y$  es la deformación de fluencia,  $P_y$  es la carga de fluencia y  $K_n$  es la rigidez del núcleo, tal y como fueron definidas en las ecuaciones (2-2) y (2-6). Por consiguiente, tenemos que la rigidez es igual a

$$K_n = \frac{A \cdot E}{L_n} R_y \quad (3-6)$$

donde  $A$  es el área de la riostra,  $E$  es el módulo de elasticidad,  $L$  es la longitud del núcleo de la riostra y  $R_y$  es un factor de sobre resistencia del acero. Puesto que el  $E$  y  $R_y$  son constantes, tenemos que la rigidez es directamente proporcional al área del núcleo e inversamente proporcional a su longitud. Por lo tanto, disminuir la longitud es más eficaz que aumentar el área, debido a los órdenes de sus magnitudes. Por simplicidad, en este trabajo se toma la longitud del núcleo como el 70% de la longitud total de la riostra.

Por otra parte, el valor de la relación entre el esfuerzo de fluencia esperado y el esfuerzo de fluencia mínimo es igual a  $R_y = 1.5$  para el acero de tipo ASTM-A36 según la tabla A3.1 de la norma (AISC 341, 2016). Así, la siguiente tabla resume los factores antes mencionados.

**Tabla 3-10***Resumen de factores de ajuste.*

DATOS INICIALES		
FACTOR	VALOR	UNIDAD
$E_s$	2038736	[kgf/m <sup>2</sup> ]
$F_y$	2536	[kgf/m <sup>2</sup> ]
$\omega$	1.30	—
$\beta$	1.00	—
$R_y$	1.50	—
$\phi$	0.90	—
% Long núcleo	70%	—

**Elaborado por:** Los autores

### 3.2.4 ÁREA REQUERIDA DEL NÚCLEO

La norma (ASCE-7, 2016) en el capítulo 18, sección 18.2.1.1, permite que el sistema estructural principal de pórticos se diseñe para el 75% del cortante basal. Por este motivo se prediseña los núcleos de los BRBs para que resistan un mínimo del 25% del cortante basal.

La determinación del número y configuración de las riostras es de suma importancia, pues una incorrecta distribución puede provocar problemas estructurales como torsión, concentración de carga axial y momentos en columnas, entre otros. Para la estructura de análisis se ha propuesto la distribución de 4 disipadores BRB en cada piso, 2 en cada dirección principal como se puede observar en la Figura 3.19.

La *Tabla 3-11*, muestra las fuerzas del cortante basal para cada piso distribuida para los 2 dispositivos. Se ha calculado la demanda axial  $P_{axial}$  para cada BRB y el área de acero necesaria del núcleo para resistir estas fuerzas. Los cálculos se hacen mediante fórmulas descritas en la misma tabla.

**Tabla 3-11**

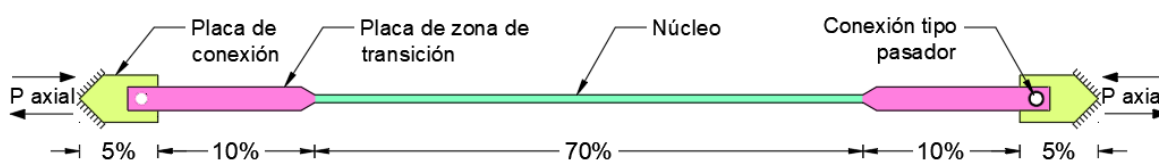
Procedimiento para encontrar el área requerida del núcleo del BRB.

<i>PISO</i>	$\frac{\#BRB}{\text{piso}}$	$25\% V_x$	$\frac{P}{BRB}$	<i>h</i>	<i>l</i>	$\theta$	$\frac{P_{axial}}{BRB}$	<i>A<sub>necesaria</sub></i>
		[kgf]	[kgf]	[cm]	[cm]	[rad]	[kgf]	[cm <sup>2</sup> ]
5	2	22381	11190	350	550	0.57	13264	5.78
4	2	43894	21947	350	550	0.57	26014	11.34
3	2	60011	30005	350	550	0.57	35566	15.51
2	2	70701	35350	350	550	0.57	41901	18.27
1	2	75846	37923	350	0.57	44950	19.60	

Elaborado por: Los autores.

### 3.2.5 RIGIDEZ DE LAS CONEXIONES

En esta sección se asume dimensiones de las placas de conexión y de las placas para el BRB 5 con el objetivo de encontrar las relaciones *m* y *n*. Estas relaciones son usadas más adelante para el cálculo de las deformaciones y de la rigidez equivalente de todos los tipos de BRB. Se asume que los BRB tienen una conexión de tipo pasador como la mostrada en la (Figura 3.5). Además, se asume que el área de la zona de transición es 3.33 veces el área del núcleo del BRB 5 y que el área de la placa de conexión es 6 veces el área del núcleo. Tomando en cuenta que el núcleo del BRB ocupa el 70% de la longitud de la diagonal, se asume que las dos placas de conexión ocupan el 10% y las dos zonas de transición ocupan el 20% restante de la diagonal. Todas estas suposiciones de las conexiones son adecuadas debido a que su único trabajo es resistir fuerzas axiales y pandeo.



**Figura 3.5.** Representación gráfica de las placas de conexión y transición y porcentaje de sus respectivas longitudes.

Fuente: Los autores.



**Tabla 3-12**

Secciones asumidas de las placas de conexión y placas de zonas de transición para el BRB 5.

Elemento	Símbolo	Valor	Unidad
Área de Placa de conexión	$A_c$	24.00	$cm^2$
Longitud placa de conexión	$L_c$	32.60	$cm$
Rigidez de la conexión	$K_c$	1501094	$Kgf/cm$
Área de zona de transición	$A_t$	20.00	$cm^2$
Longitud zona de transición	$L_t$	65.19	$cm$
Rigidez de zona de transición	$K_t$	625456	$Kgf/cm$

Elaborado por: Los autores.

En la Tabla 3-13 se presenta el resultado del cálculo de los factores  $m$  y  $n$ . Se puede observar que la placa de acuerdo con las dimensiones supuestas, la placa de conexión tiene una rigidez axial de 37.33 veces más grande que el núcleo y la placa de transición es 15.56 veces más rígida.

**Tabla 3-13**

Relaciones  $m$ ,  $n$ , que existe entre la rigidez del núcleo y la rigidez de las conexiones.

Elemento	Símbolo	Valor	Unidad
Cociente de la rigidez de la placa de conexión sobre la rigidez del núcleo $K_c/K_n$	$m$	37.33	-
Cociente de la rigidez de la placa de transición sobre la rigidez del núcleo $K_t/K_n$	$n$	15.56	-

Elaborado por: Los autores.

### 3.2.6 CAPACIDAD ÚLTIMA DEL BRB

El BRB está compuesto por dos placas de transición y dos placas de conexión, sin embargo, su capacidad axial y de fluencia está delimitada por la capacidad del núcleo. Esto se debe a que las placas de unión poseen más rigidez axial que el núcleo, por tanto, la fuerza de fluencia del BRB es igual a la fuerza de fluencia del núcleo  $P_{yn}$ . En la siguiente tabla se resumen las características de capacidad del BRB las cuales fueron calculadas con las ecuaciones descritas en el subcapítulo 2.4.4 Debido a que se asumió un factor  $\beta = 1$ , las fuerzas últimas del acero del núcleo en tensión  $P_{ut}$  y en compresión  $P_{uc}$  son iguales.

**Tabla 3-14**

Cálculo de la rigidez y fuerzas últimas del BRB.

PISO	$An$ Colocad $a$ [cm <sup>2</sup> ]	Longitud Diagonal $Ld$ [cm]	Longitud del Nucleo $Ln$ [cm]	$Kn =$ ( $An \cdot Ry \cdot Es$ ) / $Ln$ [kgf/cm]	$Keq =$ $Kn \cdot (m \cdot n) /$ ( $m \cdot n + 2 \cdot m + 2 \cdot n$ ) [kgf/cm]	$Pyn =$ $An \cdot Fy$ [kgf]	$Putn =$ $Pyn \cdot \omega$ [kgf]	$Pucn =$ $Pyn \cdot \omega \cdot \beta$ [kgf]
5	6.00	652	456.34	40208	34013.61	22935.78	29817	29817
4	12.00	652	456.34	80416	68027.23	45871.56	59633	59633
3	16.00	652	456.34	107221	90702.97	61162.08	79511	79511
2	19.00	652	456.34	127325	107709.77	72629.97	94419	94419
1	20.00	652	456.34	134026	113378.71	76452.60	99388	99388

Elaborado por: Los autores.

### 3.2.7 DEFORMACIÓN EQUIVALENTE DEL BRB

En la *Tabla 3-15* se calculó la deformación de fluencia del núcleo  $\delta_{yn}$ , las deformaciones elásticas de las placas de conexión  $\delta_{yc}$  y de las placas de transición  $\delta_{yt}$ , que resultan de la aplicación de la fuerza  $P_y$  mediante las ecuaciones descritas en la misma tabla. Se calculó la deformación equivalente de fluencia del BRB mediante la ecuación (2-12). También se calculó la deformación última del BRB mediante la ecuación (2-13).

**Tabla 3-15**

Cálculo de las deformaciones elásticas y últimas del BRB.

PISO	$\delta_{yn} =$ $Pyn / Kn$ cm	$\delta_{yc} =$ $Pyn / Kc =$ $Pyn / (m \cdot Kn)$ cm	$\delta_{yt} =$ $Pyn / Kt =$ $Pyn / (n \cdot Kn)$ cm	$\delta_{yeq} =$ $Pyn / Keq =$ $\delta_{yn} + 2 \cdot \delta_{yc}$ $+ 2 \cdot \delta_{yt}$ cm	$\delta_{un} =$ $\delta_{yn} +$ $13.3 \cdot \delta_{yn}$ cm	$\delta_{uc} =$ $Pun / Kc$ cm	$\delta_{ut} =$ $Pun / Kt$ cm	$\delta_{ueq} =$ $\delta_{un} +$ $2 \cdot \delta_{uc} +$ $2 \cdot \delta_{ut}$ cm	$\delta_{ue_c} =$ $\delta_{ue_t}$ cm
5	0.57	0.015	0.037	0.67	8.16	0.020	0.05	8.29	8.29
4	0.57	0.015	0.037	0.67	8.16	0.020	0.05	8.29	8.29
3	0.57	0.015	0.037	0.67	8.16	0.020	0.05	8.29	8.29
2	0.57	0.015	0.037	0.67	8.16	0.020	0.05	8.29	8.29
1	0.57	0.015	0.037	0.67	8.16	0.020	0.05	8.29	8.29

Elaborado por: Los autores.

### 3.2.8 NIVELES DE DESEMPEÑO DEL BRB

En la *Tabla 3-16* se calculan las deformaciones  $\delta_{IO}$ ,  $\delta_{LS}$ ,  $\delta_{CP}$ , las cuales limitan los niveles de desempeño dentro del diagrama  $F - \delta$ . Estas deformaciones se calcularon siguiendo el procedimiento descrito en el capítulo 2.7.4. Para el

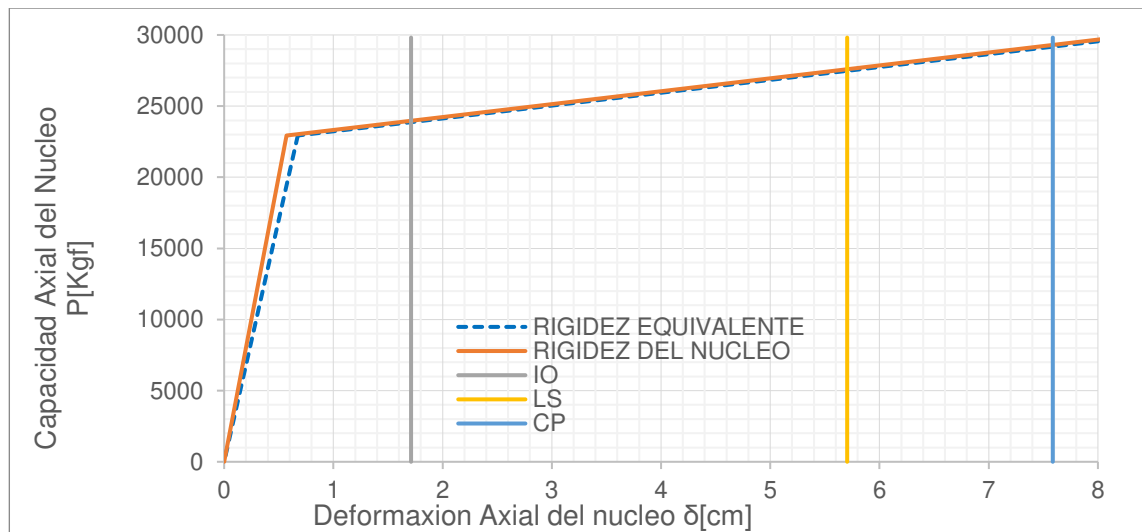
cálculo se usaron los coeficientes  $IO$ ,  $LS$  y  $CP$  de *Tabla 2-3*. Por último, se verificó que la componente en el eje  $X$  de la deformación última del núcleo  $\delta_{u_x}$  sea menor que la deriva máxima permitida en el pórtico  $\Delta_{\max} = 2\%$ .

### Tabla 3-16

*Cálculo de las deformaciones que definen el nivel de desempeño del BRB y verificación de deformaciones límite.*

$\delta_{IO} = \delta_{y_n} \cdot IO$ [cm]	$\delta_{LS} = \delta_{y_n} \cdot LS$ [cm]	$\delta_{CP} = \delta_{y_n} \cdot CP$ [cm]	$\delta_{u_x} = \delta_{u_{eq}} \cos(\theta)$ [cm]	$\Delta_{\max} = 0.02h$ [cm]	$\Delta_{\max} > \delta_{u_x}$ -
1.71	5.70	7.59	7.00	7.00	Ok!
1.71	5.70	7.59	7.00	7.00	Ok!
1.71	5.70	7.59	7.00	7.00	Ok!
1.71	5.70	7.59	7.00	7.00	Ok!
1.71	5.70	7.59	7.00	7.00	Ok!

Elaborado por: Los autores.



**Figura 3.6.** Curva de capacidad del BRB tipo (línea naranja) 5. Curva de capacidad de su núcleo (línea gris).

Elaborado por: Los autores.

Finalmente, en la Figura 3.6 se presentan las curvas de capacidad del núcleo del BRB Tipo 5 vs la curva de capacidad de BRB con todos sus componentes. Con lo cual se demuestra que es suficientemente exacto describir el comportamiento elastoplástico del BRB únicamente mediante la curva de capacidad del núcleo.

### 3.3 SEÑALES

#### 3.3.1 SELECCIÓN DE ACELEROGRAMAS

En la *Figura 2.2* se puede observar que la mayor parte de los suelos de la ciudad de Quito son tipo C y D, según la clasificación de la norma (NEC-15-DS, 2014). Por tal motivo se ha supuesto el caso más crítico, es decir, el suelo tipo D. Según (Alvarado, 2012), el tipo de sistema de fallas que atraviesa la ciudad de Quito es del tipo cortical y está conformada por 5 segmentos (*Tabla 3-17*). Cada segmento puede originar un sismo con una magnitud de momento ( $M_w$ ) de entre 6 y 7.

**Tabla 3-17**

*Características de los sistemas de fallas de la ciudad de Quito.*

Segmento	Área de Ruptura (RA) [km <sup>2</sup> ]	Magnitud (RA)	Long superficie de ruptura ( $R_{rup}$ ) [km]	Magnitud (SLR)	Periodo de Recurrencia [a]	RA ; $M_w$ 3km acoplado	RA ; $M_w$ 3km acoplado
Puengasí	259	6.4	22	6.4	188	66 : 5.8	154 : 6.2
ILB	176	6.2	15	6.2	138	45 : 5.6	105 : 6.0
CEI	82	5.9	7	5.7	105	21 : 5.3	49 : 5.7
BC	191	6.3	17.5	6.3	183	54 : 5.7	126 : 6.1
Tangahuilla	108	6.0	12	6	115	36 : 5.6	84 : 5.9

**Fuente:** (Alvarado, 2012).

Además, la tabla nos indica que, la longitud de superficie de ruptura " $R_{rup}$ " es de alrededor de 20 [km], que corresponde a sismos impulsivos superficiales esperados para la ciudad de Quito (Calderón, 2020). Por tanto, se ha buscado acelerogramas en este rango de distancia y magnitud de momento como se describe a continuación.

**Tabla 3-18**

*Características registros sísmicos usados para el análisis no lineal.*

# Registro PEER	Evento	Año	Estación	[Mw]	Tipo de Falla	Rjb [km]	Rrup [km]	Vs30 [m/s]	Suelo Tipo	PGA [m/s <sup>2</sup> ]
741	"Loma Prieta"	1989	"BRAN"	<b>6.93</b>	Cortical	3.85	10.72	476.54	C	447.69 (1) 492.74 (2)
752	"Loma Prieta"	1989	"Capitola"	<b>6.93</b>	Cortical	8.65	15.23	288.62	D	501.42 (1) 430.27 (2)
953	"Northridge-01"	1994	"Beverly Hills - 14145 Mulhol"	<b>6.69</b>	Cortical	9.44	17.15	355.81	D	434.99 (1) 478.69 (2)
960	"Northridge-01"	1994	"Canyon Country - W Lost Cany"	<b>6.69</b>	Cortical	11.39	12.44	325.6	D	395.94 (1) 462.67 (2)
1080	"Northridge-01"	1994	"Simi Valley - Katherine Rd"	<b>6.69</b>	Cortical	0.00	13.42	557.42	C	334.99 (1) 450.57 (2) 788.99 (1)
1048	"Northridge-01"	1994	"Northridge - 17645 Saticoy St"	<b>6.69</b>	Cortical	0.00	12.09	280.86	D	525.27 (2)
4886	"Chuetsu-oki_Japan"	2007	"Tamati Yone Izumozaki"	<b>6.80</b>	Cortical	0.00	11.48	338.32	D	494.52 (1) 614.93 (2)

**Fuente:** (Pacific Earthquake Engineering Research (PEER), 2021).

Los acelerogramas escogidos fueron obtenidos de "PEER Ground Motion Database", disponible en el sitio web: <http://ngawest2.berkeley.edu>. La base de datos PEER no especifica la dirección N-S ó E-O de cada componente horizontal. Por tal motivo, se ha asignado una dirección del nombre del registro según el orden alfabético.

### 3.3.2 TRATAMIENTO DE ACELEROGRAMAS

Los acelerogramas obtenidos por los institutos sismológicos deben ser previamente acondicionados ya que, ciertas variables como las condiciones de campo y las características de los instrumentos influyen significativamente en su registro.

### 3.3.2.1 Corrección a la línea base

Los datos de los acelerogramas frecuentemente están desplazados con respecto al eje de las abscisas  $x$ . Este error puede ser producido porque el instrumento no está perfectamente nivelado o porque el sistema de registro provoca un desfase de los datos respecto a la línea base. Esto puede ser inapreciable en los acelerogramas, pero cuando se integra la señal para obtener la velocidad y el desplazamiento, el error puede ser muy importante, puesto que se contabiliza el área entre el acelerograma y la línea base. (Carreño, Bravo , Suárez, & Tordesillas, 1999). Su corrección se realiza encontrando la línea de tendencia del acelerograma mediante una regresión lineal para luego, desplazar la línea para su coincidencia con el eje de las abscisas  $x$ .

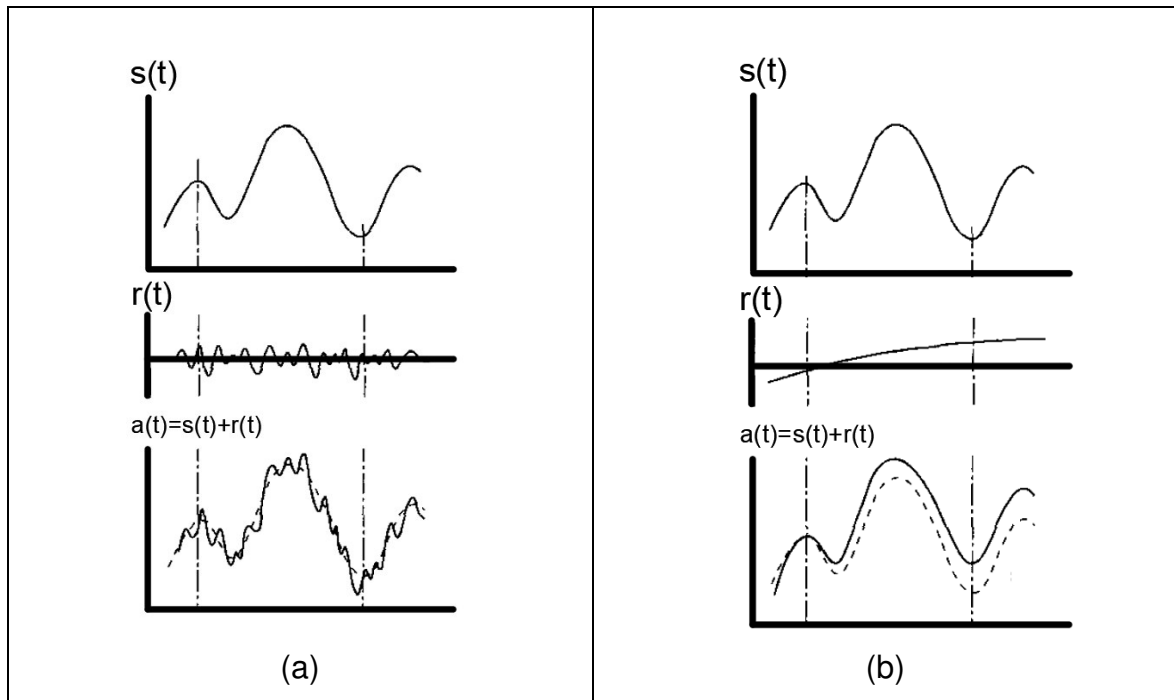
En nuestro caso, se ha utilizado el algoritmo mostrado en el *Anexo 1* desarrollado por (Mora E. , 2020) en el paquete computacional MATLAB®. Este algoritmo utiliza el método de los trapecios para integrar la señal de aceleraciones y obtener la velocidad y el desplazamiento. Luego se encuentra y elimina la línea de tendencia de la señal. A modo de ejemplo, más adelante en la *Figura 3.9*, se presenta la corrección a la línea base de la señal 953-1 descrita en la *Tabla 3-18*

### 3.3.2.2 Filtrado de los acelerogramas

Los acelerogramas pueden contener ruido causado por fenómenos naturales o por el tratamiento de los datos. En consecuencia, el acelerograma se describe como:

$$a(t) = s(t) + r(t) \quad (3-7)$$

donde  $a(t)$  es la señal sin corregir,  $s(t)$  es la señal sísmica y  $r(t)$  es el ruido.

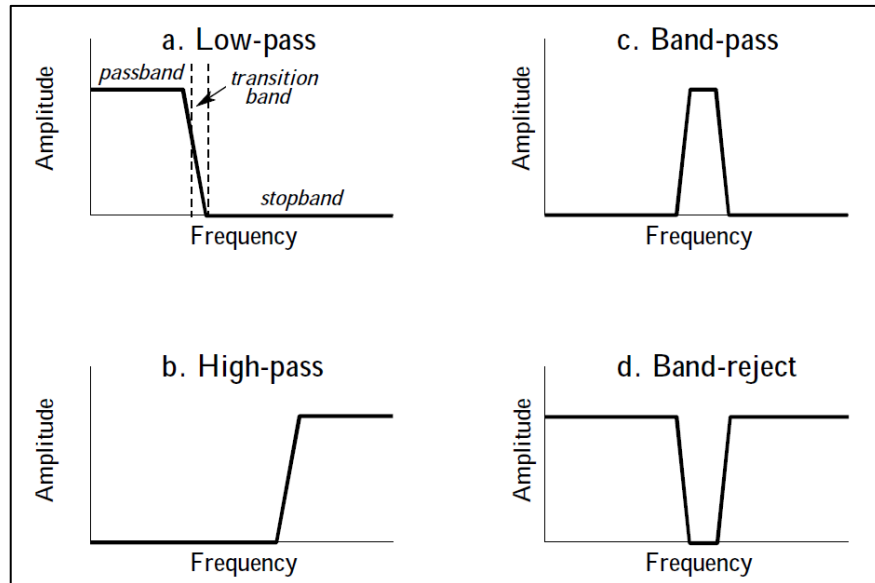


**Figura 3.7.** Efecto de ruido en el filtrado de acelerogramas de (a) alta frecuencia y (b) baja frecuencia.

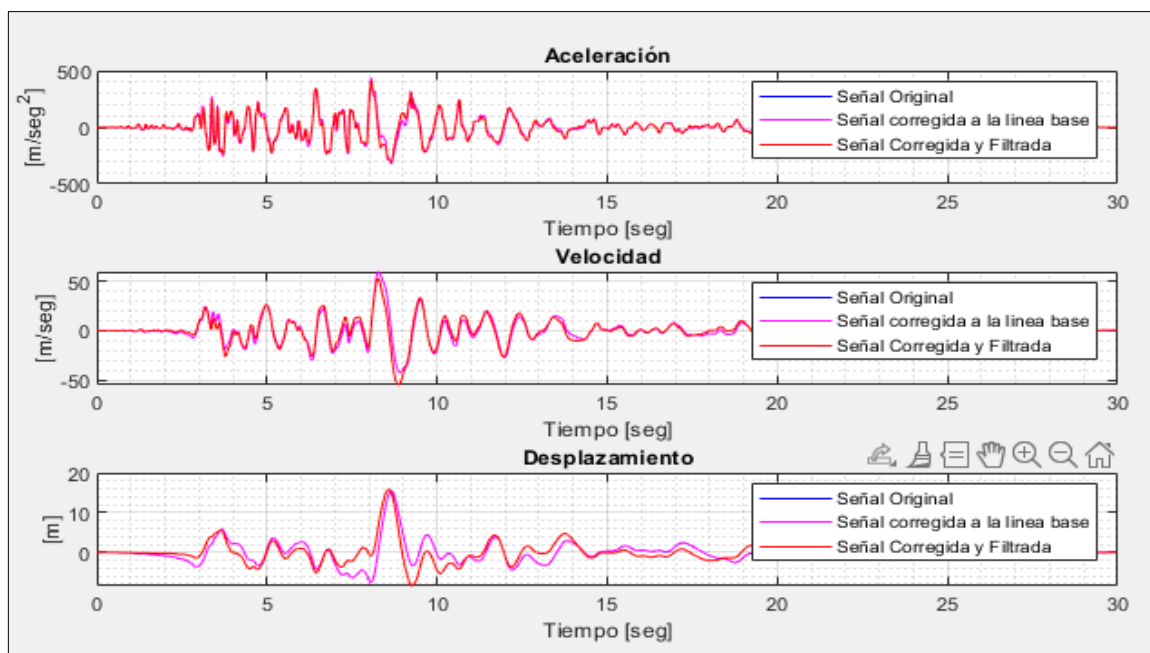
**Fuente:** (Carreño, Bravo, Suárez, & Tordesillas, 1999).

La señal de ruido puede ser de alta frecuencia y de baja frecuencia como se observa en la *Figura 3.7*. El ruido de alta frecuencia aparece por encima de la banda de frecuencias de trabajo, afectando a los picos de aceleraciones fundamentales. Este tipo de frecuencia no influye significativamente durante la integración debido a que las áreas de las desviaciones bajo la curva corregida son las mismas áreas sobre la curva. Al contrario, el ruido de baja frecuencia aparece debajo de la banda de frecuencias de trabajo afectando al proceso de integración calculando un área menor.

Para eliminar estos errores existen varios filtros ideales definidos como una función escalón, los más comunes son el “Low-Pass”, el “High-Pass”, el “Band-Pass” y el “Band-Stop” como se muestra en la *Figura 3.8*. Se utiliza el filtro “Band-Pass” para limitar la información a las bandas de frecuencias deseadas.



**Figura 3.8.** Filtros de acelerogramas.  
Fuente: (Smith, 1999).



**Figura 3.9.** Corrección y filtrado del pseudo desplazamiento, velocidad y aceleración de la señal 953-1.  
Elaborado por: Los autores

En este trabajo se usa el filtro Butterworth implementado en MATLAB® (Anexo 1) debido a “su pequeña banda de transición y la ausencia de ripple en la banda de paso” (Jiménez Tintaya, 2007). Como ilustración, la corrección y filtrado de la señal 953-1 se presenta en la *Figura 3.9*. Se observa que, la señal corregida a



la línea base (púrpura) se superpone a la señal original (azul) porque la señal original ya estaba corregida.

### 3.3.2.3 Recorte de los acelerogramas por duración significativa

La cantidad de datos recogidos por los acelerógrafos depende directamente de la frecuencia de muestreo. Para propósitos del este estudio de la respuesta dinámica de edificaciones, no todos los datos de un registro son relevantes permitiendo un recorte de la señal, de manera que se reduzca el tiempo de cómputo durante el análisis no lineal.

Para caracterizar un evento sísmico se usa varias medidas como, la intensidad de duración significativa, que relaciona el intervalo de tiempo de duración del evento sísmico en el que alcanza la máxima energía. Es representado por el intervalo de tiempo donde alcanza el 5 y 95 por ciento de la máxima energía (Carreño, Bravo , Suárez, & Tordesillas, 1999).

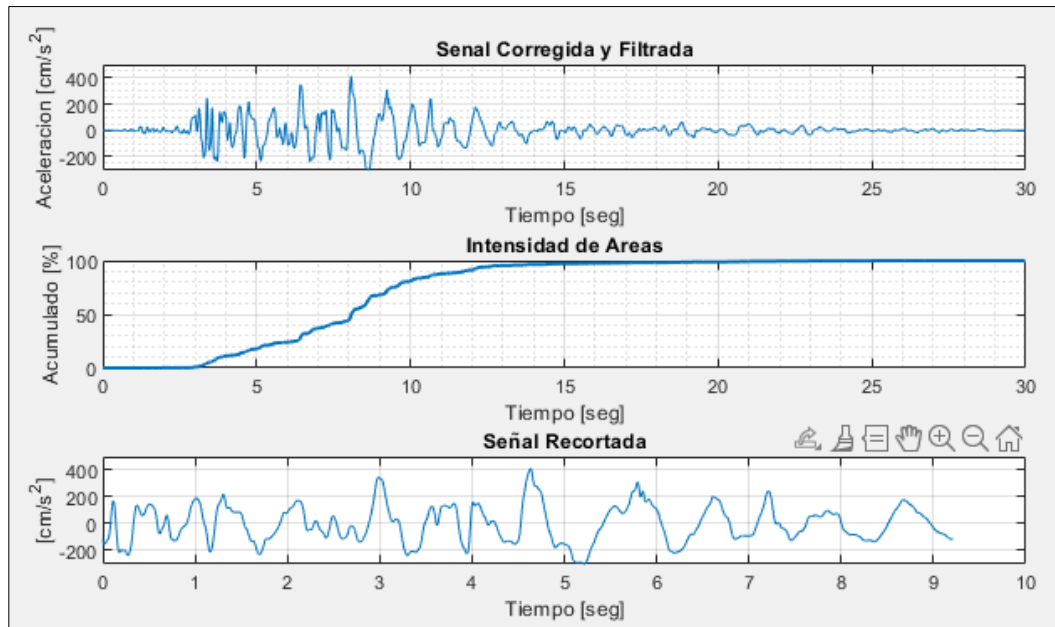
Otra medida usada para cuantificar la energía liberada durante un sismo es la intensidad de Arias que mide la energía del evento sísmico y está definida por

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_f} a^2(t) \cdot dt \quad (3-8)$$

donde  $a(t)$  es la aceleración y  $g$  es la aceleración de la gravedad. La intensidad acumulada se define como

$$I_{\text{acum}}[\%] = \frac{1}{I_A} \sum_{i=1}^n \left( \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_f} a^2(t) \cdot dt \right) \quad (3-9)$$

En el *Anexo 1* se encuentra el algoritmo desarrollado por (Mora E. , 2020) en el paquete computacional MATLAB®, con el cual se han recortado los acelerogramas para el presente proyecto. Como ejemplo, se presenta en la Figura 3.10, el recorte de la señal 953-1.



**Figura 3.10.** Pseudo desplazamiento, velocidad y aceleración de la señal 953-1 Corregida y filtrada.

Fuente: MATLAB®.

Elaborado por: Los autores.

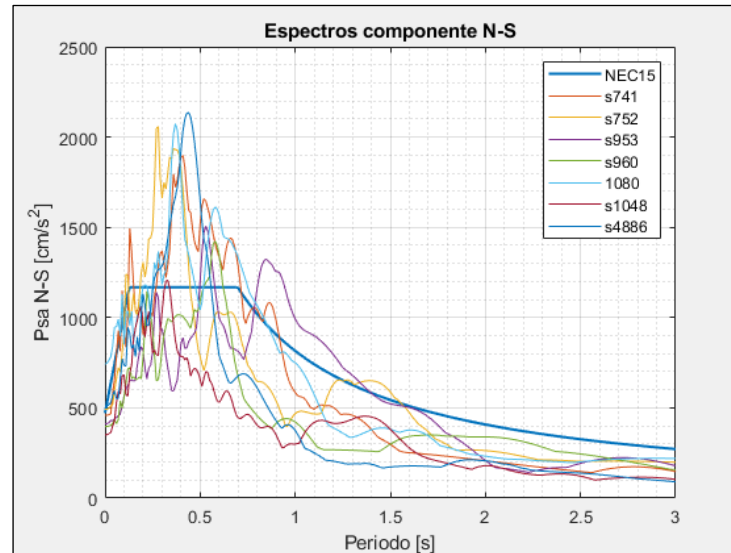
La señal originalmente, con una duración de 30 [s] y 2999 registros, fue recortada a una duración de 9.2 [s] y 922 registros.

#### 3.3.2.4 Escalamiento sísmico

Como se explicó en el capítulo anterior, la estructura de estudio está emplazada en la ciudad de Quito. Por tal motivo, para el análisis no lineal tiempo historia, se buscó acelerogramas de eventos sísmicos registrados en lugares con el mismo tipo de suelo. Sin embargo, es complicado asemejar las características del suelo de Quito, pues, su respuesta mecánica ante un evento sísmico es particular debido a la actividad volcánica de la zona y demás parámetros. Debido a esto, los espectros de respuesta de aceleraciones de los registros deben ser escalados al espectro de diseño calculado anteriormente (*Figura 3.2*).

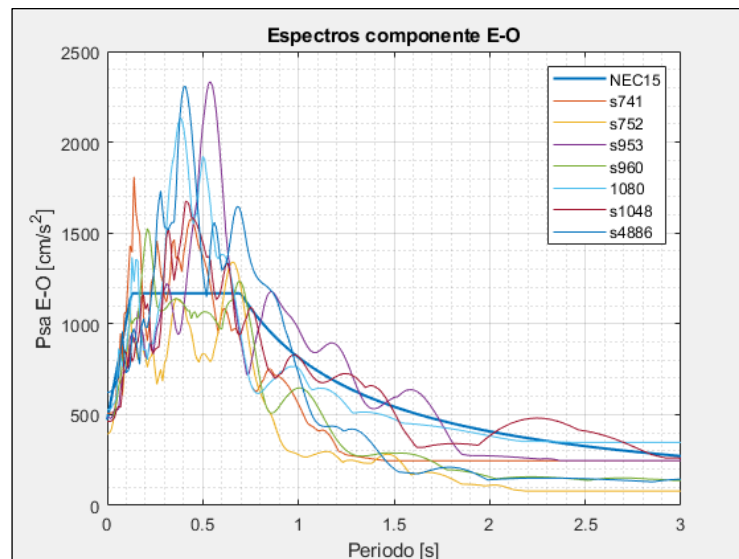
Para el escalamiento de los registros sísmicos de la *Tabla 3-18* la norma (FEMA 751, 2012) nos ofrece un procedimiento, el cual, en conjunto con la norma (ASCE-7, 2016), se puede dividir en 5 pasos:

**Paso 1: Espectros de Respuesta y Espectro de Diseño.** Se inicia obteniendo los espectros de respuesta mediante el método B de Newmark para un amortiguamiento  $\xi = 5\%$ . En el *Anexo 1* se puede encontrar el código usado para calcular los espectros de respuesta de aceleraciones.



**Figura 3.11.** Espectros de Respuesta de la componente 1 de los acelerogramas de la Tabla 3-18.

**Elaborado por:** Los autores.



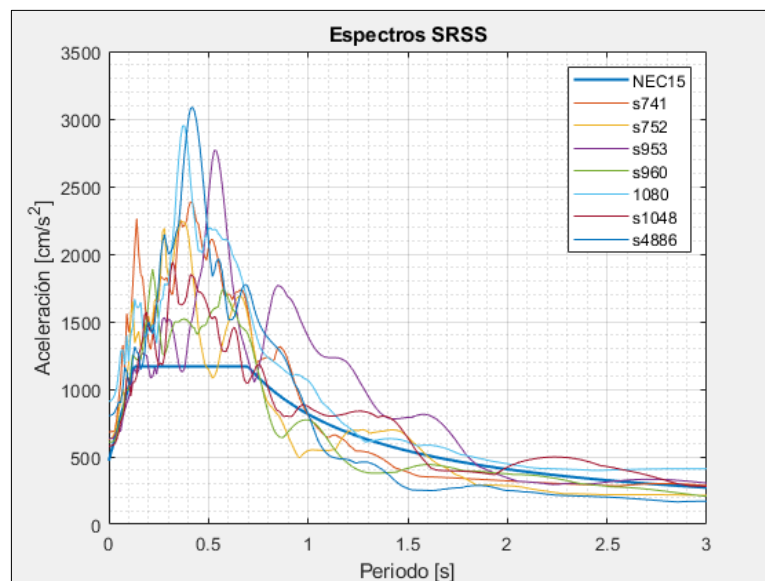
**Figura 3.12.** Espectros de Respuesta de la componente 2 de los acelerogramas de la Tabla 3-18.

**Elaborado por:** Los autores.

En la *Figura 3.11* y en la *Figura 3.12* se muestra el espectro de diseño y también se muestra los espectros de respuesta calculados para cada componente de los 7 registros de la *Tabla 3-18*.

**Paso 2. Rango de Escalamiento:** En vista de que la rigidez final de la estructura se obtendrá después de colocar los BRB, no se puede conocer de antemano los periodos de vibración. Entonces, se asume el periodo calculado en la sección 3.1.2 igual a  $T_x = T_y = T_a = 0.626$  [s]. para las dos direcciones. Por tanto, el periodo promedio es igual a  $T_{prom} = (T_x + T_y)/2 = 0.626$  [s].

**Paso 3. Combinación de Espectros SRSS:** Una vez obtenido los espectros de respuesta de cada señal, se realiza la combinación  $SRSS = \sqrt{\text{Señal}_1^2 + \text{Señal}_2^2}$ . En la *Figura 3.13* se puede observar los Espectros de Respuesta combinados de cada evento.



**Figura 3.13.** Espectro de Respuesta SRSS.  
Elaborado Por: Los Autores.

**Paso 4: Escalamiento de los Espectros de Respuesta al Factor  $S_1$ .** Se deben escalar las amplitudes de los Espectros de Respuesta SRSS, multiplicando a los Espectros por el factor  $S_1$ , con el objetivo de que todos los Espectros tengan la misma ordenada que el espectro objetivo en el periodo  $T_{prom}$ . Se empieza calculando el factor  $S_1$  como

$$S_1 = \frac{\ddot{u}_{\text{EspObj}}(T_{\text{prom}})}{\ddot{u}_{\text{SRSS}}(T_{\text{prom}})} \quad (3-10)$$

donde  $\ddot{u}_{\text{EspObj}}(T_{\text{prom}})$  es el valor de aceleración del Espectro objetivo en el periodo  $T_{\text{prom}}$ ,  $\ddot{u}_{\text{EspRespMax}}(T_{\text{prom}})$  es el valor de la aceleración del Espectro de Respuesta SRSS en el periodo  $T_{\text{prom}}$ . La *Tabla 3-19* contiene los valores de  $S_1$  para cada Espectro de Respuesta SRSS.

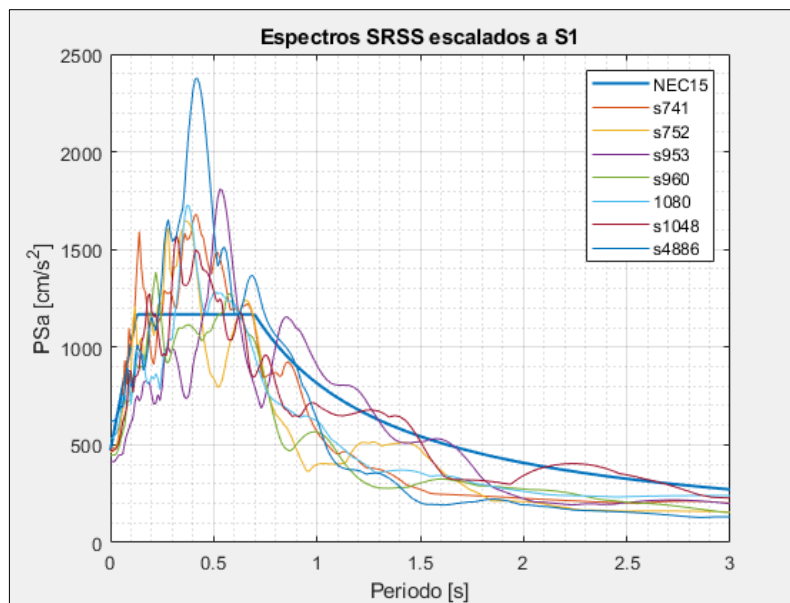
**Tabla 3-19**

*Factores de Escalamiento  $S_1$*

Espectro	Factor $S_1$
741	0.7033
752	0.7336
953	0.6532
960	0.7332
1080	0.5849
1048	0.8104
4886	0.7703

**Elaborado por:** Los autores.

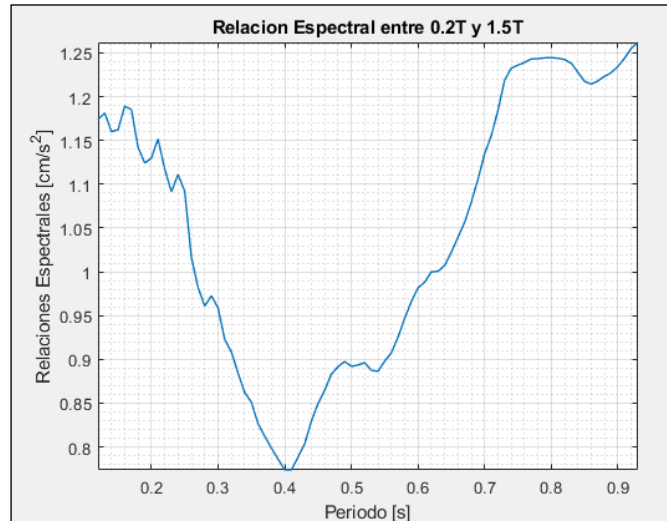
Al multiplicar los factores  $S_1$  por cada espectro SRSS se obtiene los espectros escalados a  $S_1$  en  $T_{\text{prom}}$  como se muestra en la *Figura 3.14*.



**Figura 3.14.** Espectros de Respuesta SRSS escalado a  $S_1$ .

**Elaborado Por:** Los Autores.

**Paso 5: Relaciones Espectrales:** El factor  $S_1$  fue calculado únicamente para el periodo  $T_{prom}$ . Para tomar en cuenta el resto de los periodos dentro del rango calculado en el paso 1, se debe calcular las relaciones espectrales entre el Espectro de Diseño y los Espectros SRSS dentro de este rango, como se indica en la Figura 3.15.



**Figura 3.15.** Relaciones espectrales entre Espectro de Diseño Objetivo y los Espectros SRSS.

**Elaborado Por:** Los Autores.

El factor  $S_2$  es el máximo valor de la razón del cociente entre las ordenadas del Espectro Objetivo  $\ddot{u}_{EspObj}$  y las ordenadas del Espectro SRSS  $\ddot{u}_{SRSS}$

$$S_2 = \max \left[ \frac{\ddot{u}_{EspObj}(T)}{\ddot{u}_{SRSS}(T)} \right] = 1.25 \quad (3-11)$$

**Paso 6: Factores  $S_s$ .** Se obtienen multiplicando los factores de la *Tabla 3-19* por el factor  $S_2$ . Los factores finales por los cuales se debe multiplicar cada señal se muestran en la *Tabla 3-20*.

**Tabla 3-20***Factores de Escalamiento  $S_s$ .*

Sismo	Factor SS
741	0.8876
752	0.9259
953	0.8243
960	0.9253
1080	0.7382
1048	1.0228
4886	0.9722

**Elaborado por:** Los autores

La sugerencia descrita en los comentarios de la norma (ASCE-7, 2016), sección 16.2.2, la cual recomienda los factores  $S_s$  deben estar dentro del rango de 0.25 a 4.00.

### 3.4 MODELAMIENTO COMPUTACIONAL

Anteriormente, en la sección 3.1.2, en la *Tabla 3-8* se muestra las secciones de los elementos de la estructura principal, y en la *Figura 3.4*, se indica una vista en elevación y 3D. Todo lo referente al sistema de pórticos resistentes a momentos no se describe en esta sección, pues, su modelación se considera relativamente simple e innecesaria de detallar. A continuación, se describe el proceso de modelación para los disipadores y análisis no lineal.

#### 3.4.1 MODELACIÓN DE DISIPADORES

En esta sección se describe el cálculo de coeficientes y factores necesarios para la caracterización de los disipadores. Para este caso particular de estudio se considera como variable independiente a la rigidez efectiva del BRB  $K_{eff}$ . Estos cálculos son de suma importancia debido a que:

- Brinda la posibilidad de describir tantos BRBs a través de una sola variable. La principal ventaja de este acercamiento es que las rigideces serán precisamente las únicas variables que modifique el algoritmo genético.

- b) A partir de esta variable independiente, ETABS es capaz de calcular los coeficientes requeridos para la modelación de los elementos "link". El programa ETABS® usa estos coeficientes para construir internamente la curva de capacidad de los BRBs.

Link/Support Directional Properties	
<b>Identification</b>	
Property Name	L5
Direction	U1
Type	Plastic (Wen)
NonLinear	Yes
<b>Linear Properties</b>	
(a) Effective Stiffness	3595.72 kgf/cm
Effective Damping	0 kgf-s/cm
<b>Nonlinear Properties</b>	
(b) Stiffness	34012.69 kgf/cm
(c) Yield Strength	22935.78 kgf
(d) Post Yield Stiffness Ratio	0.027
Yielding Exponent	1

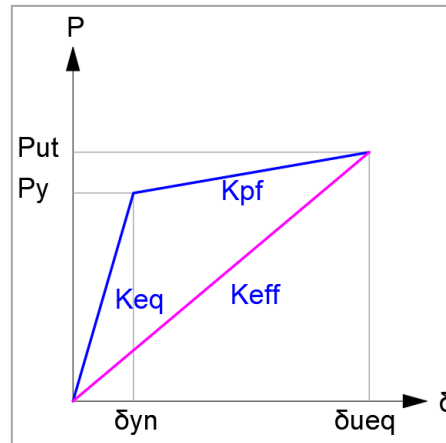
**Figura 3.16.** Modelamiento de disipadores BRB mediante elementos Link tipo Boc-Wen.

**Fuente:** ETABS®

En la Figura 3.16 se puede observar que el modelamiento de disipadores BRB como elementos link tipo Bouc-Wen, dentro paquete computacional ETABS®. Este tipo de Link requiere el ingreso de los siguientes coeficientes:

- la rigidez efectiva del BRB  $K_{eff}$ .
- La rigidez equivalente del BRB  $K_{eq}$ ,
- La fuerza de fluencia del BRB  $P_y$ .
- El cociente  $P$  entre la rigidez post fluencia del BRB y la rigidez equivalente del BRB  $P = \frac{K_{pf}}{K_{eq}}$ .





**Figura 3.17.** Diagrama Fuerza-Deformación de un BRB.

**Elaborado por:** Los autores.

La Figura 3.17 se muestra la rigidez efectiva de un BRB  $K_{eff}$ , la rigidez equivalente de un BRB  $K_{eq}$  y la rigidez post fluencia de un BRB  $K_{pf}$  dentro de la curva de capacidad del disipador. Estos factores se calculan usando los valores encontrados en la *Tabla 3-15* y *Tabla 3-16*. La rigidez efectiva de los BRB  $K_{eff}$ , se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$K_{eff} = \frac{P_{utn}}{\delta_{ueq}} \quad (3.12)$$

La rigidez post fluencia de los BRB se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$K_{pf} = \frac{P_{utn} - P_{yn}}{\delta_{ueq} - \delta_{yeq}}$$

En la *Tabla 3-21* se presenta el resultado del cálculo de los factores  $K_{eff}$  y  $K_{pf}$ . En esta tabla también se calculan y se definen los coeficientes  $P$  y  $Q$ . Puesto que en la sección 3.2.5 se asumió a los factores  $(m, n)$  como constantes, el valor del coeficiente  $P$  también resulta constante. De esta forma se han encontrado todos los parámetros para el modelamiento de los disipadores.

**Tabla 3-21.**Factores  $K_{eq}$ ,  $K_{eff}$  y  $K_{pf}$  usados en la modelación de elementos Link.

BRB TIPO	$K_{eff}$	$K_{pf}$	$P = \frac{K_{pf}}{K_{eq}}$	$Q = \frac{K_{eff}}{K_{eq}}$
	[tnf/m]	[tnf/m]	-	-
BRB 5	3595.72	903.23	0.027	0.106
BRB 4	7191.44	1806.47	0.027	0.106
BRB 3	9588.59	2408.62	0.027	0.106
BRB 2	11386.45	2860.24	0.027	0.106
BRB 1	11985.74	3010.78	0.027	0.106

Elaborado por: Los autores.

El algoritmo programado en Python calcula los coeficientes  $K_{eff}$  y  $P_y$  a partir de la rigidez equivalente del BRB  $K_{eq}$ . La rigidez efectiva del BRB  $K_{eff}$  se puede calcular de la siguiente manera:

$$K_{eff} = Q * K_{eq}$$

Puesto que m y n son constantes, en la *Tabla 3-15* se encontró que la deformación de fluencia de todos los BRBs era constante e igual a  $\delta_{yn} = 0.57$  [cm]. Por tanto  $P_y$  puede ser calculado mediante la siguiente ecuación:

$$P_y = K_{eq} * 0.57$$

De esta forma se han calculado todos los parámetros necesarios para calcular la curva de capacidad de los BRB a partir de cualquier valor de  $K_{eq}$ .

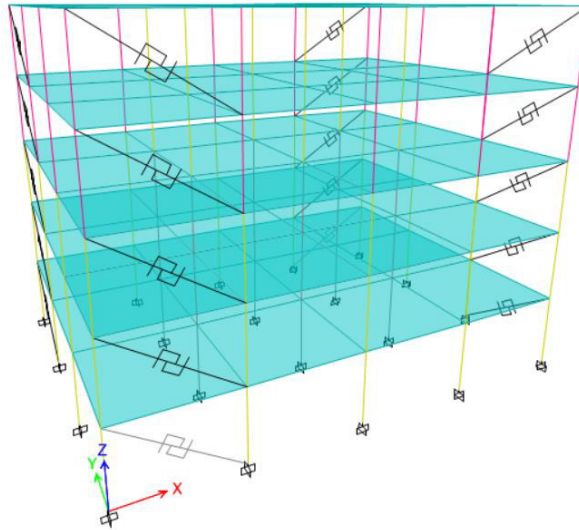
Como se puede ver en la *Figura 3.18* los elementos Link requieren como datos de entrada las deformaciones que definen los niveles de desempeño, las cuales fueron calculadas en la sección 3.2.8. Estos datos sirven para medir el nivel de desempeño del BRB.

		<input type="radio"/> Force		<input checked="" type="radio"/> Displacement		
Acceptance Criteria						
	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	cm	cm	cm	rad	rad	rad
Positive:						
IO	1.7					
LS	5.7					
CP	7.59					

**Figura 3.18.** Definición de niveles de desempeño del BRB.

**Fuente:** ETABS®

Finalmente se presenta en la Figura 3.19 la disposición geométrica de los BRBs modelados en la estructura propuesta.



**Figura 3.19.** Disposición geométrica de los BRBs en la estructura.

**Fuente:** ETABS®.

### 3.4.2 ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL

A continuación, se detalla el procedimiento de análisis dinámico no lineal utilizado. Dicho análisis es del tipo historia en el tiempo y subtipo no lineal rápido (fast nonlinear análisis “FNA”). Este análisis rápido es útil para la evaluación estática o dinámica de sistemas estructurales lineales o no lineales sin consumir demasiados recursos computacionales ni perder fiabilidad en sus resultados. Sin embargo, se debe tener en cuenta las siguientes consideraciones (CSI, 2020):

- a) Tener un número limitado de miembros no lineales predefinidos.
- b) Agrupar el comportamiento no lineal dentro de objetos de enlace.

#### 3.4.2.1 Funciones y casos de carga para análisis no lineal

##### Función Ramp TH

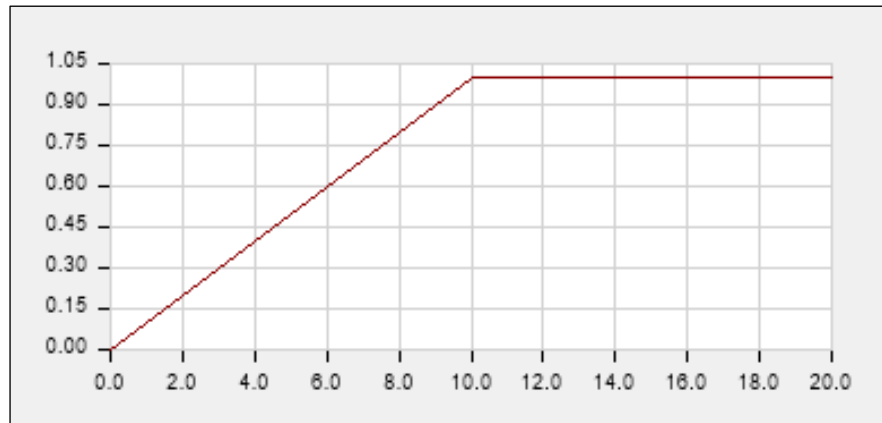
La función “ramp” convierte las cargas estáticas en dinámicas<sup>2</sup>, lo cual es una condición inicial del análisis Tiempo-Historia no lineal. Esta función es necesaria, ya que el programa no incluye de manera predeterminada cargas permanentes (cargas muertas y vivas). Se define por tres puntos en función del tiempo y el valor del pulso:

- a) Origen (0,0).
- b) (Tiempo de rampa, Amplitud).
- c) (Tiempo máximo, Amplitud).

Generalmente, el valor máximo de la función “Ramp” es 1 y su tiempo máximo está en el intervalo de 10 a 20 [s].

---

<sup>2</sup> Conversión en el sentido de que, para el análisis numérico, no es recomendable introducir cargas como funciones discontinuas ya que el método no lineal podría divergir rápidamente, así que se hace este paso de estático a dinámico gradualmente a través de una rampa



**Figura 3.20.** Función "Ramp".

Fuente: ETABS®

Elaborado por: Los autores.

### Casos de carga por gravedad.

La imagen muestra la interfaz de configuración de un caso de carga en ETABS. El título de la ventana es "General".

- Load Case Name:** GRAVEDAD
- Load Case Type/Subtype:** Time History (seleccionado) / Nonlinear Modal (FNA)
- Mass Source:** Previous (MsSrc1)
- Analysis Model:** Default

**Initial Conditions:**

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

**Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Load Pattern	Dead	Ramp TH	1

Botones: Add, Delete, Advanced (desactivado).

**Other Parameters:**

- Modal Load Case:** Modal
- Number of Output Time Steps:** 100
- Output Time Step Size:** 0.2 sec
- Modal Damping:** Constant at 0.999
- Nonlinear Parameters:** Default

**Figura 3.21.** Caso de carga por gravedad.

Fuente: ETABS®.

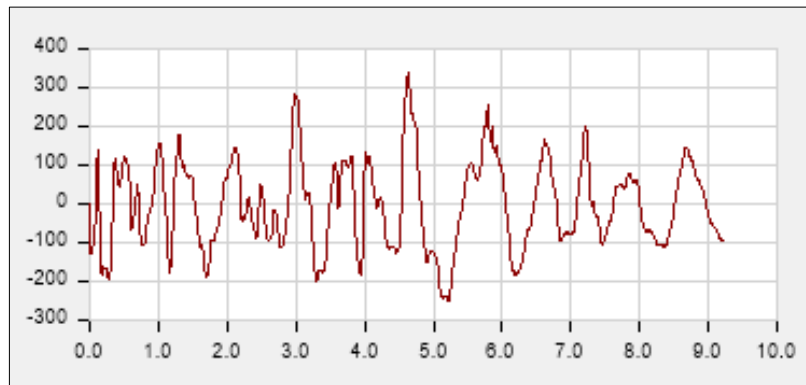
Elaborado por: Los autores.

En el capítulo 16, sección 16.3.2, de la norma (ASCE-7, 2016) se establece que la demanda de cargas sobre los elementos se determinará considerando los efectos sísmicos que actúan en combinación con las cargas gravitatorias esperadas. Las cargas de gravedad esperadas se tomarán igual a la carga propia

de la estructura más su sobrecarga, como lo indica la (ASCE-7, 2016). El factor de amortiguamiento se ha tomado como el 99.9% para que sea considerada como carga estática.

### **Ingreso de sismos escalados.**

Las señales de los registros sísmicos, previamente tratadas en MATLAB, se ingresan en el software especializado obteniendo una gráfica de la función como se muestra en la *Figura 3.22*.



**Figura 3.22.** Ingreso del registro sísmico, señal 953-2.

**Fuente:** ETABS®.

**Elaborado por:** Los autores.

### **Caso de carga por sismos.**

Como se observa en la Figura 3.23. los sismos se ingresan en el modelo computacional como un caso de carga individual ya que, según (ASCE-7, 2016) cada par de componentes horizontales de la señal, se aplicarán al edificio en orientaciones ortogonales. La condición inicial para este caso de carga es la carga de gravedad previamente definida.

**General**

Load Case Name: 953-1 [Design...]

Load Case Type/Subtype: Time History / Nonlinear Modal (FNA) [Notes...]

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Analysis Model: Default

---

**Initial Conditions**

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: GRAVEDAD

---

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	s1-3	1
Acceleration	U2	s2-3	1

[Add] [Delete]  Advanced

---

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal

Number of Output Time Steps: 820

Output Time Step Size: 0.01 sec

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

**Figura 3.23.** Caso de carga  
 Fuente: ETABS®.  
 Elaborado por: Los autores.

**General**

Load Case Name: Modal

Load Case Type/Subtype: Modal / Ritz

Mass Source: MsSrc1

Analysis Model: Default

---

**P-Delta/Nonlinear Stiffness**

Use Preset P-Delta Settings: Noniterative based on mass [Modify/Show...]

Note: Nonlinear case option for P-Delta does not apply when Preset P-Delta is noniterative based on mass.

---

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Maximum Cycles	Target Dyn. Par. Ratio, %
Acceleration	UX	0	99
Acceleration	UY	0	99
Load Pattern	Dead	0	99

---

**Other Parameters**

Maximum Number of Modes: 15

Minimum Number of Modes: 3

**Figura 3.24.** Caso modal.  
 Fuente: ETABS®.  
 Elaborado por: Los autores.

### **Caso modal**

Como se observa en la Figura 3.24, para definir el caso modal se necesita utilizar los vectores Ritz, los cuales, según (CSI, 2020), son los más adecuados para realizar el FNA, ya que son más eficientes en análisis dinámicos que incluyan registros de acelerogramas.

#### **3.4.2.2 Asignación de rótulas plásticas**

La rótula plástica es el primer punto cercano a la conexión entre viga y columna que alcanza la fluencia y determina el comportamiento no lineal de la estructura (Cueva & Gonzáles, 2013). Para que realizar satisfactoriamente el análisis no lineal, es necesario incorporar rótulas plásticas a todos los elementos estructurales, ya que estas permiten analizar los elementos en el rango plástico.

Debido a que el análisis incluye un sinnúmero de parámetros y en ocasiones, la influencia de los mismos resulte impredecible, no hay un solo método para determinar la ubicación exacta de las rótulas plásticas de los elementos estructurales en una edificación. Sin embargo, la norma (ASCE 41, 2017) sugiere que las rótulas plásticas deben ser emplazadas a una distancia en el intervalo de 0.4 a 0.5 veces el peralte del elemento estructural. Por propósitos de simplificación de diseño y análisis para el modelo computacional, se han colocado las rótulas en las distancias del 5% y 95% de la longitud de los elementos estructurales vigas y columnas.

Para la asignación de las rótulas plásticas en las columnas se debe considerar los efectos de carga a los que estaría expuesta. Es decir, se deben considerar las fuerzas de carga axial, momentos en las dos direcciones, flexión y corte.



Auto Hinge Type

From Tables in ASCE 41-17

Select a Hinge Table

Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i

Degree of Freedom

M2

M3

V Value From

Case/Combo GRAVEDAD

User Value V2 [ ] kgf

Transverse Reinforcing

Transverse Reinforcing is Conforming

Reinforcing Ratio ( $p - p'$ ) /  $p_{balanced}$

From Current Design

User Value (for positive bending) [ ]

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity

Drops Load After Point E

Is Extrapolated After Point E

**Figura 3.25.** Asignación de rótulas plásticas en vigas.

Fuente: ETABS®.

Elaborado por: Los autores.

De manera similar, para la asignación de rótulas plásticas en vigas, se considera únicamente los efectos de momento en una dirección.

Auto Hinge Type

From Tables in ASCE 41-17

Select a Hinge Table

Table 10-8 and 10-9 (Concrete Columns)

Degree of Freedom

M2  P-M2  Parametric P-M2-M3

M3  P-M3

M2-M3  P-M2-M3

P Values From

Case/Combo  User Value

Gravity GRAVEDAD

Gravity + Lateral GRAVEDAD + LATERAL

Concrete Column Behavior

Not Controlled by Inadequate Development or Splicing

Controlled by Inadequate Development or Splicing

Shear Reinforcing Ratio  $p = A_v / (b_w * s)$

From Current Design

User Value [ ]

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity

Drops Load After Point E

Is Extrapolated After Point E

Shear Demand at Flexural Yielding / Shear Capacity ( $V_{yE} / V_{coIE}$ )

Program Calculated

User-specified Shear Demand,  $V_{yE}$

V2 [ ] V3 [ ]

User-specified Ratio,  $V_{yE} / V_{coIE}$

V2 [ ] V3 [ ]

Shear Reinforcement Spacing Ratio ( $s/d$ )

From Current Design

User Value [ ]

**Figura 3.26.** Asignación de rótulas plásticas en columnas.

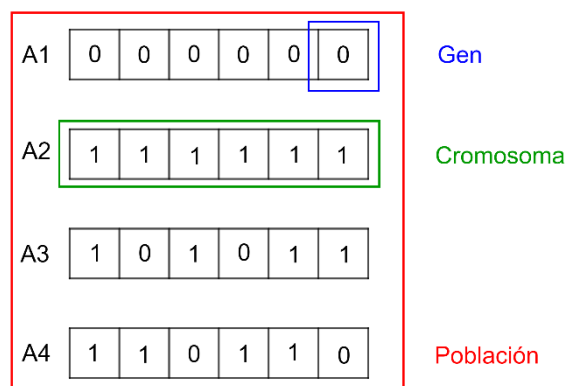
Fuente: ETABS®.

Elaborado por: Los autores.

## CAPÍTULO 4

### 4 ALGORITMOS GENÉTICOS

Los algoritmos genéticos (AG) son algoritmos de optimización numérica inspirados por la selección natural y la genética. El algoritmo refleja el proceso biológico en que los individuos más aptos son seleccionados para reproducción, de forma que se genere una mejor descendencia para la próxima generación (Holland, 1992). En analogía a la terminología biológica, los elementos constitutivos básicos de un AG son: a) una población constituida por un conjunto de cromosomas, b) un cromosoma formado por un conjunto de genes y c) el gen como la unidad fundamental constitutiva. En la *Figura 4.1* se muestra un conjunto (población) de números binarios (cromosomas), donde cada número binario está formado por unos o ceros (genes).



**Figura 4.1** Representación gráfica de los elementos de un AG.

**Fuente:** Los autores.

La optimización a través de AG es un método general capaz de ser aplicado a un amplio rango de problemas (Haupt & Haupt, 2004). Se trata de explorar los valores de un conjunto de parámetros, modificarlos, combinarlos o reemplazarlos tal que se lleguen iterativamente a la solución que minimice una determinada función objetivo. Este proceso iterativo es análogo al proceso de selección natural, ya que, dada una cierta medida de idoneidad, se escogen aquellos conjuntos de valores o cromosomas que pasarán inalterados a la siguiente iteración (o generación) y aquellos que no, están sujetos a una serie de reglas de

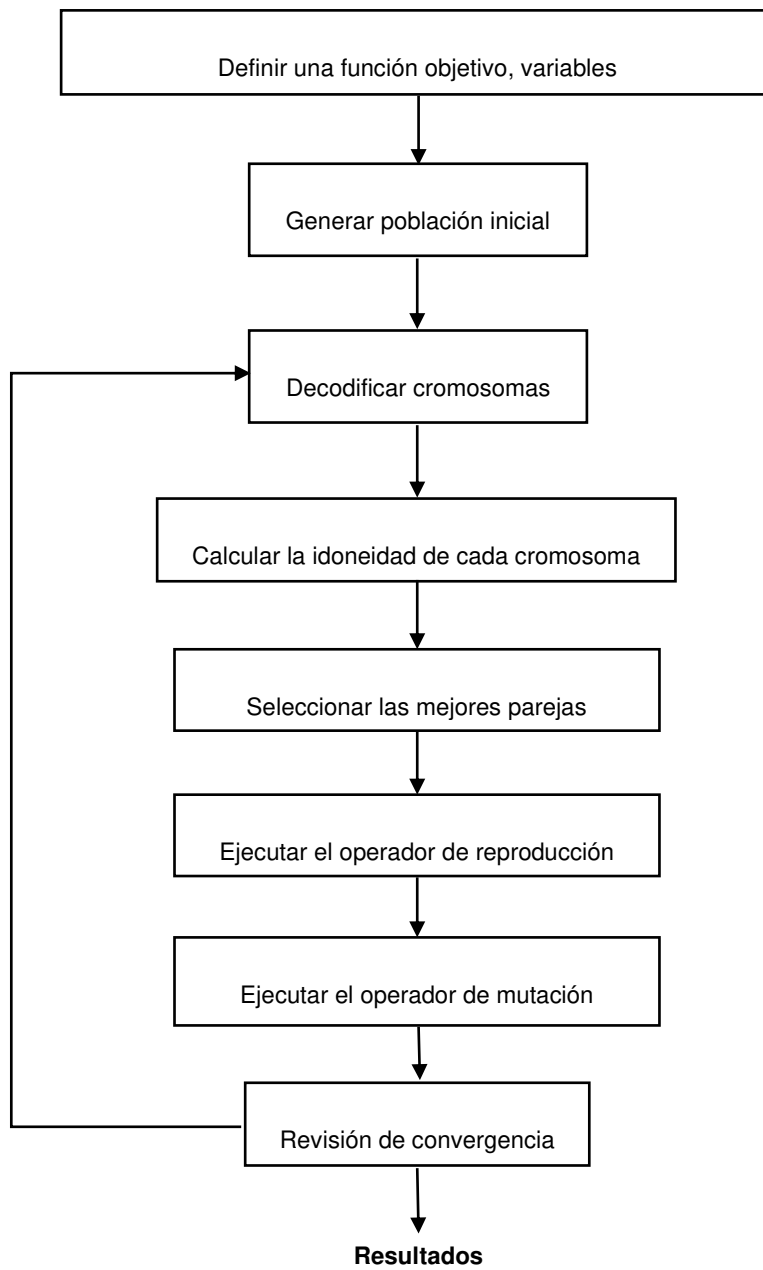
eliminación o combinación para hacerlos más idóneos para próximas iteraciones. Por supuesto, la clave de todo el método reside en su naturaleza estocástica (Coley, 1999), lo que lo hace un método robusto para muchas aplicaciones prácticas.

Un AG consiste en:

1. Un conjunto de cromosomas o población iniciales (una suposición de la solución del problema)
2. Un método de cálculo para estimar que tan bueno o malo es un cromosoma.
3. Un método para mezclar fragmentos de los mejores cromosomas para formar, en promedio, una mejor población.
4. Un operador de mutación cuya función es evitar perder la diversidad dentro de la población.

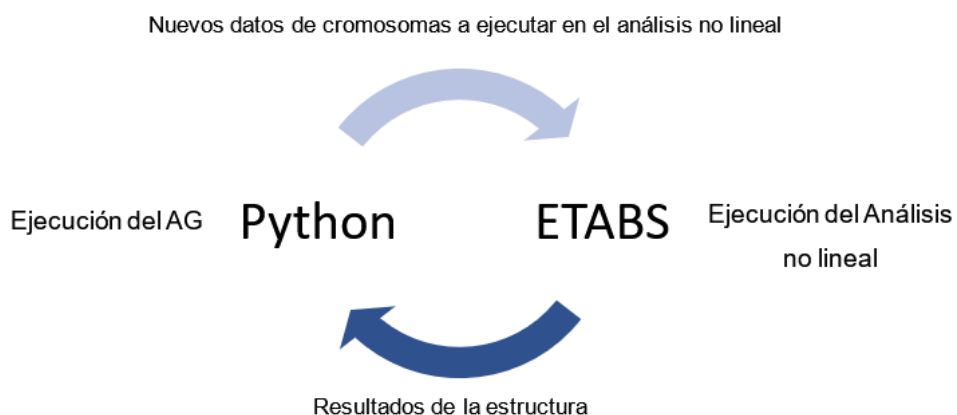
La inicialización del AG requiere de una suposición de una población inicial. Generalmente es aleatoria y puede ser cualquier punto dentro del espacio de búsqueda. Luego se usa tres operadores fundamentales:

- Selección. Escoge los cromosomas con mejor desempeño y les asigna una mejor probabilidad de pasar su contenido a la próxima generación en comparación a aquellos que se desempeñan pobremente. Es decir, la probabilidad de selección es proporcional a la medida de idoneidad del cromosoma.
- Reproducción. Permite intercambiar información a los cromosomas escogidos por el operador de selección, de manera que el cruce de información permita formar nuevos cromosomas para la próxima generación.
- Mutación. Altera aleatoriamente la información de ciertos cromosomas, de forma que se introduzca una capa de aleatoriedad y diversidad a la población.



**Figura 4.2.** Diagrama de flujo de un algoritmo genético.  
**Fuente:** Los autores

El esquema de un AG general se resume en la *Figura 4.2*. Restringiendo la discusión al objeto de estudio de esta tesis, se busca optimizar las derivas y, por consiguiente, mejorar los niveles de desempeño de la estructura propuesta en el Capítulo 3, cuando es sometida a una aceleración causada por varios sismos según lo indica la norma (ASCE-7, 2016). Las variables sujetas a modificación son las áreas transversales del núcleo de los disipadores BRB y cuya efectividad se mide a partir de los resultados dados por el paquete computacional ETABS y su análisis no lineal Tiempo-Historia simplificado (FNA). Este proceso requiere de un acercamiento multiplataforma. Los AG se implementan en el lenguaje de alto nivel Python, que se encarga de ejecutar el método y de conectarse con ETABS a través de su API (Application Software Interface<sup>3</sup>) creando efectivamente un intercambio de información entre ambas aplicaciones. Como se observa en la *Figura 4.3*, el script de Python toma los resultados del análisis no lineal de ETABS, los introduce en el método de AG para evaluar la idoneidad de los cromosomas, seleccionarlos, reproducirlos y mutarlos consiguiendo la nueva generación. Finalmente, estos son reintroducidos a ETABS para volver a ejecutar el análisis no lineal y cuyos resultados volverán a ser usados por el script de Python. Este proceso se repite hasta que se alcance algún criterio de salida previamente definido.



**Figura 4.3.** Ciclo de retroalimentación de información del script de Python y ETABS.

**Fuente:** Los autores.

<sup>3</sup> Una API es una conexión entre programas de computadoras y permite intercambiar datos de salida, variables, métodos o subrutinas.

## 4.1 PARTES DEL AG

Como en todo algoritmo de optimización, se inicia por definir las variables de optimización, la función objetivo y los operadores. Al finalizar, se desea evaluar la convergencia del algoritmo e interpretar la solución obtenida.

### 4.1.1 SELECCIÓN DE VARIABLES Y FUNCIÓN OBJETIVO

Un cromosoma se define como un vector conformado por las variables a optimizar. Si el cromosoma tiene  $N$  variables, se tendría

$$\text{cromosoma} = [p_1 \ p_2 \ \cdots \ p_N]$$

En nuestro caso particular, las variables a optimizar son las áreas transversales del núcleo de los disipadores BRB. Sin embargo, al definir estos dispositivos como elementos "Link" en el paquete computacional ETABS, no es posible definir directamente estas áreas, sino que son una función implícita de la rigidez efectiva y de la fuerza de fluencia. Como muestran las ecuaciones (2-6), (2-8) y (3.12), ambas cantidades dependen del área.

$$K_{\text{eff}} = \alpha A \qquad F_y = \frac{\beta}{A}$$

Donde  $\alpha$  y  $\beta$  son constantes que se han introducido por facilidad del lector. Se puede ver que  $A = K_{\text{eff}}/\alpha$ , por tanto

$$F_y = \frac{\alpha\beta}{K_{\text{eff}}}$$

Entonces, es posible definir los cromosomas a partir de las rigideces, quedando las variables a optimizar implícitamente definidas por esta cantidad. Para los  $N$  disipadores, cada uno con una rigidez  $K_j$  ( $j = 1, 2, \dots, N$ ), un cromosoma sería

$$\text{cromosoma} = [K_1 K_2 K_3 \cdots K_N] \quad (4.1)$$

Por otra parte, la función objetivo genera un resultado a partir de un cierto cromosoma de entrada y puede ser determinada matemáticamente o a través de experimentación empírica. Para este estudio, el resultado deseable es minimizar las derivas de cada piso de la estructura, de manera que se asemejen lo mejor posible a unas derivas objetivo  $\delta_o$  previamente definidas. Dicho con otras palabras, se trata de un problema de minimización sujeto a una restricción. Sean  $\delta_{x_i}$  y  $\delta_{y_i}$  las derivas obtenidas del  $i$ -ésimo piso ( $i = 1, 2, \dots, 5$ ) en la dirección  $x$  y  $y$  respectivamente;  $\delta_{ox_i}$  y  $\delta_{oy_i}$  las derivas objetivo en dirección  $x$  y  $y$  del  $i$ -ésimo piso, la función objetivo se puede definir como

$$F_{\text{fit}}(K_1, \dots, K_N) = \left| \sum_{i=1}^5 (\delta_{x_i} - \delta_{ox_i}) + (\delta_{y_i} - \delta_{oy_i}) \right| \quad (4-2)$$

Donde evidentemente, cada una de las derivas  $\delta_{x_i}$  y  $\delta_{y_i}$  son una función implícita de las rigideces  $\delta_i = \delta_i(K_1, \dots, K_N)$  y cuya naturaleza está dada por el resultado del análisis no lineal realizado en ETABS. En realidad, cada una de las derivas puede poseer una expresión muy complicada dada en función de los  $K_j$ , pero el AG en realidad no necesita conocer exactamente esa expresión, sino solamente el resultado. Esto se debe a la naturaleza estocástica de la evolución del algoritmo. De aquí en adelante, mientras más bajo sea el valor de  $F_{\text{fit}}$ , se considerará al cromosoma como más idóneo.

En los pasos posteriores, las nuevas generaciones son consecuencia de una serie de procesos aleatorios, siendo necesario definir intervalos de dónde se pueda escoger los valores. Empíricamente, el límite inferior del intervalo de rigideces puede establecerse como  $K = 0$ , lo que correspondería a la ausencia del algún disipador. Por otra parte, el límite superior se escoge de acuerdo con un

criterio de disipación máxima correspondiente a la rigidez que tendrían los BRBs tales que puedan soportar un 100% del cortante basal

$$0 < K_j < 4K_{\min}$$

donde por criterios prácticos, se ha tomado  $K_{\min}$  como la rigidez correspondiente al 25% del cortante basal.

#### 4.1.2 CODIFICACIÓN Y DECODIFICACIÓN DE VARIABLES

Debido a que el algoritmo implementado en este trabajo es un AG binario, cada gen solo puede estar conformado por números enteros (Angeline, 1995) y es necesario representar cada gen (rigidez) de los cromosomas en base binaria y reconvertir posteriormente a base decimal. Para la codificación (Haupt & Haupt, 2004) se usa

$$p_{\text{norm}} = \frac{p_n - p_{\text{lo}}}{p_{\text{hi}} - p_{\text{lo}}}$$

$$\text{gen}[m] = \text{round} \left( p_{\text{norm}} - 2^{-m} - \sum_{p=1}^{m-1} \text{gen}[p] \cdot 2^{-p} \right)$$

y para la decodificación

$$p_{\text{dec}} = \sum_{m=1}^{N_{\text{gen}}} \text{gen}[m] \cdot 2^{-m} + 2^{-(M+1)}$$

$$q_n = p_{\text{dec}}(p_{\text{hi}} - p_{\text{lo}}) + p_{\text{lo}}$$

donde  $p_{\text{norm}}$  es la variable normalizada en base 10 ( $0 \leq p_{\text{norm}} \leq 1$ ),  $p_{\text{lo}}$  es el valor más pequeño de la variable en base 10,  $p_{\text{hi}}$  es el valor más grande de la variable en base 10,  $\text{gen}[m]$  es la versión binaria de  $p_n$ ,  $\text{round}(\cdot)$  es la función de redondeo al entero más cercano,  $p_{\text{dec}}$  es la decodificación de  $p_{\text{norm}}$ ,  $q_n$  es la



decodificación final de  $p_n$ ,  $N_{\text{gen}}$  es el número de bits en un gen y  $N_{\text{bits}}$  es la longitud de números binarios del cromosoma. Por ejemplo, si se codifica un cromosoma que tiene  $N_{\text{var}}$  variables, cada uno codificado con  $N_{\text{gen}} = 10$  bits, se tiene

$$\text{cromosoma} = [K_1 K_2 \cdots K_{N_{\text{var}}}]$$

↓      codificación en binario

$$\text{cromosoma} = [\underbrace{1111001001}_{K_{1\text{bin}}} \underbrace{0011011111}_{K_{2\text{bin}}} \cdots \underbrace{0011001001}_{K_{N_{\text{var}}\text{bin}}}]$$

### 4.1.3 POBLACIÓN

La población tiene  $N_{\text{pob}}$  cromosomas y luego de hacer la codificación se maneja como una matriz de tamaño  $N_{\text{pob}} \times N_{\text{bits}}$

$$\text{Poblacion} = \begin{bmatrix} \text{cromosoma 1} \\ \vdots \\ \text{cromsoma } N_{\text{pob}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & \cdots & K_{1N_{\text{var}}} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ K_{N_{\text{pob}}1} & K_{N_{\text{pob}}2} & \cdots & K_{N_{\text{pob}}N_{\text{var}}} \end{bmatrix}$$

El AG inicia con un grupo de cromosomas conocido como población inicial y se llena con números generados aleatoriamente con una distribución uniforme de probabilidad.

### 4.1.4 SELECCIÓN

El operador de selección se basa en el principio de la supervivencia del más fuerte, que en este caso se traduce en descartar a los cromosomas con la menor idoneidad. Primero, se ordena a los  $N_{\text{pob}}$  cromosomas de acuerdo con su idoneidad dada por  $F_{\text{fit}}$ . Luego, solo los  $N_{\text{sel}}$  mejores son seleccionados para continuar y el resto son eliminados. A los cromosomas seleccionados se les conoce como grupo de apareamiento, y a partir de este, se eligen pares para que cada uno produzca otro par de nuevos cromosomas. Se lleva a cabo la

reproducción de estos hasta que se formen  $N_{\text{pob}} - N_{\text{sel}}$  descendientes para reemplazar a los cromosomas descartados. Estudios muestran (Back, 1994) que es recomendable usar un  $N_{\text{sel}} = 0.5N_{\text{pob}}$ , de manera que no se altere la diversidad y al mismo tiempo, minimice la probabilidad que genes con menor desempeño sean pasados a la próxima generación.

Para seleccionar los pares, en este trabajo se usa el método de selección de ruleta porque muestra los mejores resultados (Goldberg & Deb, 1991). En este esquema, las probabilidades asignadas a los cromosomas en el conjunto de apareamiento son inversamente proporcionales a su función objetivo. De acuerdo con los valores de idoneidad calculados, se ordena los cromosomas de más idóneo a menos idóneo dándoles un rango  $n$  a cada uno. Entonces se calcula las probabilidades  $P_n$  (Haupt & Haupt, 2004) dadas por

$$P_n = \frac{N_{\text{pob}} - n + 1}{\sum_{n=1}^{N_{\text{pob}}} n} = \frac{2(N_{\text{pob}} - n + 1)}{N_{\text{pob}}(N_{\text{pob}} + 1)}$$

Luego, se usan las probabilidades acumulativas para seleccionar el cromosoma a través de un número generado aleatoriamente entre 0 y 1, y el primer cromosoma con una probabilidad acumulativa que sea mayor que el número aleatorio, es seleccionado para el grupo de apareamiento. Por ejemplo, (véase la *Tabla 4-1*), sea  $N_{\text{pob}} = 4$ , y el número generado  $r = 0.584$ , entonces  $0.4 < r < 0.7$ , así que el cromosoma  $n = 2$  es seleccionado. Se repite este proceso un número  $N_{\text{sel}}$  veces procurando que no se repitan cromosomas previamente seleccionados.

**Tabla 4-1**

Ilustración del algoritmo de selección.

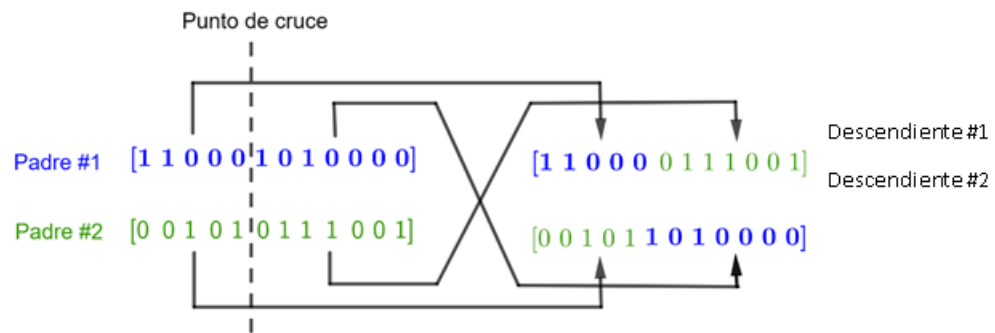
$n$	Cromosoma	Probabilidad $P_n$	Probabilidad acumulativa $\sum_{i=1}^{N_{\text{pob}}} P_i$
1	001011110001101	0.4	0.4
2	001100100001100	0.3	0.7
3	111011000000110	0.2	0.9
4	001011110010001	0.1	1

Elaborado por: Los autores.

Una variación práctica que se introduce actualmente en la parte de selección de los AG es el elitismo. Consiste en permitir pasar a los mejores cromosomas de una generación inalteradamente dentro de la siguiente, lo cual garantiza que la calidad de la solución no disminuya con el paso de una generación a otra (Baluja & Caruana, 1995). Se implementa de formas variadas, pero para el presente estudio, se considera como élite al cromosoma cuya idoneidad es mejor que el mejor cromosoma de la generación anterior (Mora, Aguirre, & Bone, 2020).

#### 4.1.5 REPRODUCCIÓN

Consiste en la creación de dos descendientes a partir de dos padres previamente seleccionados. Se selecciona aleatoriamente un punto de cruce entre los primeros y últimos bits de los cromosomas padres. Como se observa en la *Figura 4.4*, primero el padre 1 hereda a su descendiente 1 el código binario ubicado a la izquierda del punto de cruce y el código binario a la derecha al descendiente 2. Segundo, el padre 2 transmite el código binario a la izquierda del punto de cruce al descendiente 2 y el código binario a la derecha al descendiente 1. En consecuencia, la descendencia contiene porciones del código binario de ambos padres y se ha producido un número total de  $N_{\text{pob}} - N_{\text{sel}}$  descendientes necesarios para volver a completar  $N_{\text{pob}}$  cromosomas.



**Figura 4.4** Ilustración del proceso de reproducción.  
Elaborado por: Los autores.

#### 4.1.6 MUTACIÓN

La mutación introduce variedad a la población y previene que el AG converja muy rápidamente antes de explorar el espacio entero de búsqueda (Janikow & St. Clair, 1995). Consiste en alterar un cierto porcentaje de los bits de un cromosoma. Los puntos de mutación se seleccionan aleatoriamente del número total de bits  $N_{\text{pob}} \times N_{\text{bits}}$  en la matriz de población. Sea  $X_{\text{mut}}$  la tasa de mutación, el número de mutaciones sería

$$\#\text{mutaciones} = X_{\text{mut}} \times N_{\text{pob}} \times N_{\text{bits}}$$

Hay que tener en cuenta que las mutaciones no ocurren en la iteración final y que, dadas las circunstancias, se puede acelerar la convergencia del proceso al escoger no mutar a un cierto número de individuos élite  $N_{\text{elite}}$ , tal y como se realiza en el presente estudio, de manera que el número de mutaciones es

$$\#\text{mutaciones} = X_{\text{mut}} \times (N_{\text{pob}} - N_{\text{elite}}) \times N_{\text{bits}}$$

#### 4.1.7 CONVERGENCIA

El número de iteraciones realizadas depende de si se ha alcanzado una solución aceptable o si un número fijo de iteraciones se ha excedido. Además, se puede adoptar otras condiciones de finalización basadas en estadísticos como la media poblacional o la función objetivo mínima. En este trabajo se consideran múltiples condiciones de convergencia o finalización de ejecución:

1. Si se han alcanzado un número de  $N_{\text{iter}}$  iteraciones
2. Si se ha conseguido una función objetivo de algún cromosoma menor que un cierto valor de tolerancia:  $F_{\text{fit}} < \text{tol}_{\text{best}}$ .
3. Si en determinada generación se alcanza un número preestablecido de cromosomas élite  $N_{\text{stop-elite}}$ .
4. Si la diferencia entre la idoneidad de un cromosoma y la media de las idoneidades de la población de una determinada generación es menor que una tolerancia  $\text{tol}_{\text{mean}}$ .
5. Si la diferencia entre la media de las idoneidades de una población y la media de las idoneidades de la población objetivo es menor que una tolerancia  $\text{tol}_{\text{mean}}$ .

Los tres primeros criterios son simples comparaciones entre cantidades y podrían alcanzarse dado un tiempo suficientemente grande. En cambio, los dos últimos criterios son de naturaleza estadística y mucho más deseables que las anteriores, ya que las herramientas de la estadística tratan y analizan valores que realmente representan y describen a la población. En general, de acuerdo con el teorema del esquema (Holland, 1992), si el algoritmo no converge, se puede iniciar por modificar algunos de los parámetros, siendo el tamaño de la población y la tasa de mutación las más críticas. Luego se puede intentar usar un método diferente de reproducción o cambiar el AG binario por un AG continuo. En ocasiones y dada la enorme complejidad de problemas que pueden tratarse con este enfoque, es posible que nunca se alcance convergencia, sino solo mejores resultados que sean lo suficientemente buenos.

En este sentido, el objetivo de un AG es el de hallar la solución con el mejor desempeño, pero bajo ciertas condiciones, la población podría converger a una sola solución que no es tan buena. Formalmente, esto se entiende como convergencia hacia un extremo relativo local en lugar de hacia un extremo relativo global. De acuerdo a varias investigaciones (Nix & Vose, 1992), una manera de evitar esta convergencia prematura es mejorar las técnicas de generación de diversidad, cuyos beneficios se manifiestan más fuertemente en problemas multiobjetivo (Zitzler & Thiele, 1999). Este estudio, al ser un primer acercamiento

al uso de AG en la optimización de estructuras, no se aborda una generalización de tal alcance.

## 4.2 HARDWARE Y SOFTWARE USADOS PARA EL CÓMPUTO DE LOS AG

La ejecución de los AG puede ser computacionalmente muy demandante. El tiempo que se requiere para alcanzar alguno de los criterios de convergencia depende directamente del poder de cómputo disponible. Para este trabajo, se usó un ordenador de las características descritas en la *Tabla 4-2*.

**Tabla 4-2**

*Hardware del ordenador usado para la ejecución de los AG.*

Procesador	Intel Core i7-8750H @ 2.20 GHz de 6 núcleos-12 hilos
Memoria RAM	16 Gb Dual-Channel @ 2666 MHz
GPU	Nvidia GTX 1060 - 6 Gb VRAM

**Elaborado por:** Los autores.

Para la implementación de los AG, se escogió el lenguaje de programación Python 3, debido a su versatilidad, amplia gama de herramientas y por su facilidad de uso con APIs. Como el sistema operativo usado por el ordenador es Windows 10, resultó conveniente usar Spyder como ambiente integrado de desarrollo (IDE). Por otra parte, ya que la evaluación de la función objetivo depende de la ejecución del análisis no lineal de ETABS, se implementó un script que permite el cómputo en paralelo de varias instancias diferentes de ETABS simultáneamente, tantas como el número de núcleos del procesador y la memoria RAM lo permitan. En este caso, cada núcleo físico se encarga de la ejecución de una instancia de ETABS. Cuando termina la ejecución de dicha instancia, el script de Python carga la aplicación con el nuevo cromosoma a evaluar y continúa con su ejecución.

### 4.3 CONDICIONES INICIALES

Para el uso de ETABS, se escogió las unidades  $\text{kgf} - \text{cm} - ^\circ\text{C}$ , por ser unidades del sistema internacional de medida y por ser consistentes para las magnitudes de derivas que se esperan. Los parámetros iniciales que toma el AG se muestran en la *Tabla 4-3*.

**Tabla 4-3**

*Condiciones iniciales y condiciones de convergencia del AG.*

Condiciones iniciales	
Número de generaciones $N_{\text{iter}}$	10000
Número de cromosomas $N_{\text{pob}}$	16
Porcentaje de mutación $X_{\text{mut}}$	20%
Condiciones de convergencia	
Cromosomas élite de parada $N_{\text{stop-elite}}$	10
$\text{tol}_{\text{best}}$	0.002
$\text{tol}_{\text{mean}}$	0.002

**Elaborado por:** Los autores.

Ya que no sería muy práctico que se explore el espacio de búsqueda completo de rigideces y por la demanda computacional de cada instancia ejecutada de ETABS, se inicia con una suposición inicial de un cromosoma que se estima con un desempeño razonable. Este cromosoma está conformado por las rigideces de prediseño de la *Tabla 3-14*.

$$K_{\text{init}} = [K_{x_1}, \dots, K_{x_5}, K_{y_1}, \dots, K_{y_5}]$$

$$K_{\text{init}} = [40207,80415,107221,127324,134026,40207,80415,107221,127324,134026] \text{ kg/cm}$$

Luego, se establece las derivas objetivo como

$$\delta_o = [\delta_{ox_1}, \delta_{oy_1}, \dots, \dots, \delta_{ox_5}, \delta_{oy_5}] = [0.02, 0.02, \dots, \dots, 0.02, 0.02]$$

Debido a que de antemano no se puede saber cuál será el costo computacional de los AG implementados, al iniciar las primeras ejecuciones de prueba, es recomendable usar condiciones de convergencia de pocos cromosomas y tolerancias relativamente altas. A posterior, se modifica paulatinamente los parámetros de los algoritmos de acuerdo con los tiempos de cómputo resultantes. En el próximo capítulo se detalla dicho proceso y se discute los resultados obtenidos y sus implicaciones.



## CAPÍTULO 5

### 5 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Para evaluar los resultados obtenidos, se usaron criterios basados en: a) los lineamientos de las normativas (ACI 318, 2019), (AISC 341, 2016), (ASCE 41, 2017), (ASCE-7, 2016), (FEMA 751, 2012), (VISION 2000, 1995); b) en el costo de cómputo de los algoritmos y finalmente c) en función de la ponderación de la aplicabilidad de los objetivos propuestos en este estudio.

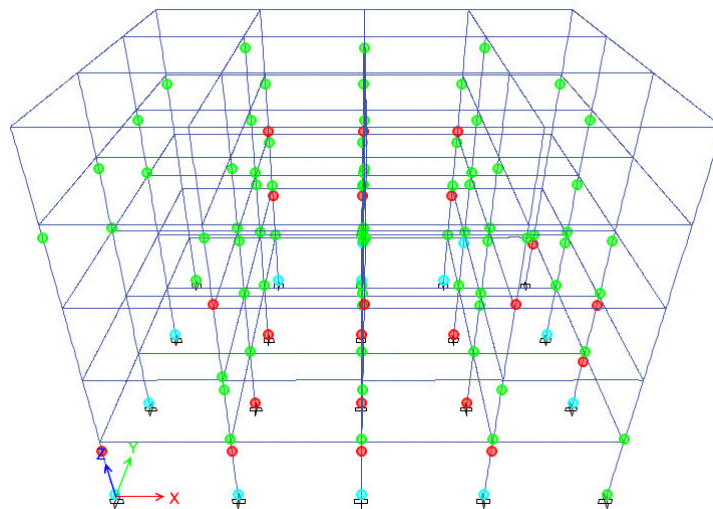
El Análisis no Lineal T-H de la estructura en el software ETABS con las 14 señales sísmicas toma un tiempo considerablemente alto, debido a esto, se optó por encontrar el sismo más crítico. Es decir, el sismo que produce más rótulas con nivel de desempeño entre IO-LS y >CP. De esta forma se analiza el análisis de la estructura únicamente con el sismo crítico. Del análisis no lineal se obtuvieron los resultados mostrados a continuación.

**Tabla 5-1**

*Número de rótulas y nivel de desempeño de las mismas producidas por cada evento sísmico.*

	# Registro PEER	Nº Rótulas nivel >CP (color rojo)	Nº Rótulas nivel entre LS y CP (color celeste)
1	s741-1	3	1
	s741-2	9	2
2	s751-1	4	0
	s751-2	4	1
3	s953-1	15	10
	<b>s953-2</b>	<b>22</b>	<b>13</b>
4	s960-1	2	1
	s960-2	3	2
5	s1080-1	4	0
	s1080-2	8	2
6	s1048-1	5	3
	s1048-2	6	3
7	s4886-1	8	4
	s4886-2	2	6

**Elaborado por:** Los autores.



**Figura 5.1.** Estructura sin BRB para sismo 953-2.  
Fuente: ETABS.

En síntesis, el sismo seleccionado para el análisis con AG es el s953-2, puesto que causa mayor número de rótulas en nivel entre LS-CP y >CP (Figura 5.1).

## 5.1 ALGORITMOS GENÉTICOS

Los algoritmos genéticos realizados en esta investigación son una propuesta inicial para un proceso de optimización automatizado. Sin embargo, se encontraron ciertas limitantes con las herramientas API pues no nos permiten acceder a toda la cantidad de resultados numéricos y gráficos que nos ofrece el software ETABS. Ejemplo de esto es el resultado de los niveles de desempeño, pues el software nos muestra de manera gráfica y de forma implícita en tablas de otros resultados, pero no hay una herramienta API que nos permita cuantificarlas y/o extraerlas, condicionando a definir el criterio de optimización con AG en base a la disponibilidad de las API. Esto se resolvió considerando las derivas como función objetivo, ya que la normativa (VISION 2000, 1995) nos permite relacionarlas con los niveles de desempeño. Un criterio multi-objetivo requiere de un software más refinado y mayor poder de cómputo, por tanto, se utilizó un criterio uni-objetivo que sirve para un primer acercamiento para la optimización de las áreas de una estructura reforzadas con BRBs utilizando AG. A continuación, se exponen los resultados encontrados en este proyecto, donde se pone a prueba la veracidad y aplicabilidad de los AG.

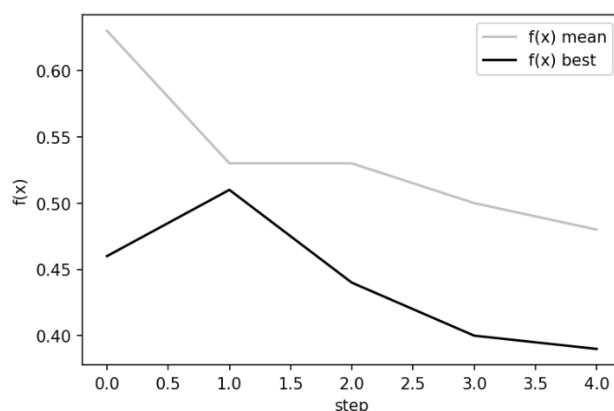
Se realizó un total de 15 pruebas distintas variando los parámetros de entrada y la rigurosidad de las condiciones de convergencia. De estas 15 pruebas se tomaron 6 como las más representativas. Ya que el factor más limitante de nuestro estudio es el poder de cómputo, nuestro punto de partida fue una serie de ejecuciones de prueba con pocos cromosomas (explicado a detalle en la sección 4.2.1, ecuación (4.1)) por generación y condiciones de convergencia poco estrictas (como se resume en la *Tabla 5-2*) con el fin de tener una mejor idea del tiempo que tomaría el análisis en nuestro ordenador con las características previamente presentadas en la *Tabla 4-2*.

**Tabla 5-2**

*Condiciones iniciales y criterios de convergencia de las primeras pruebas*

Condiciones iniciales	
Número de generaciones $N_{iter}$	10
Número de cromosomas $N_{pob}$	12
Porcentaje de mutación $X_{mut}$	20%
Condiciones de convergencia	
Cromosomas élite de parada $N_{stop-elite}$	4
$tol_{best}$	0.1
$tol_{mean}$	0.1

**Elaborado por:** Los autores.



**Figura 5.2.** Evaluación de la función objetivo para la media (línea gris) y para el mejor cromosoma de cada generación (línea negra) de las pruebas iniciales.

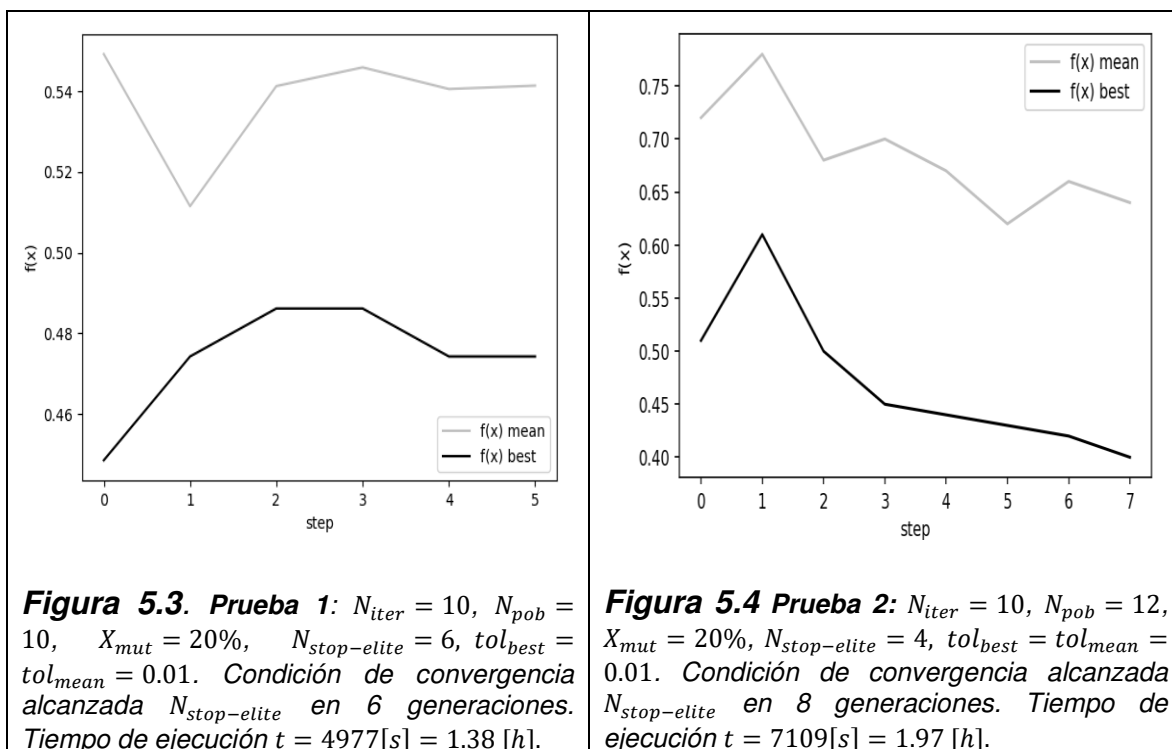
**Elaborado por:** Los autores.

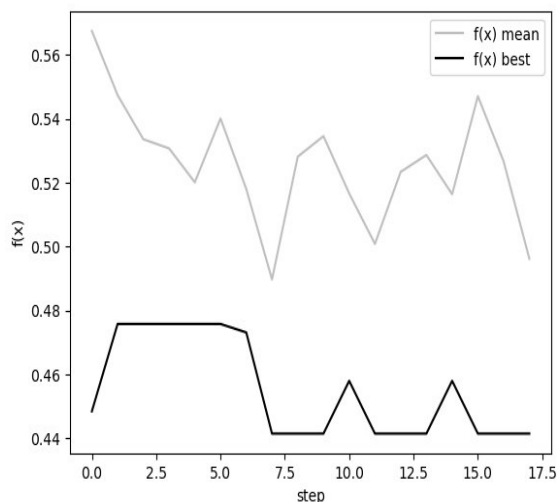
En promedio, esta serie de pruebas tomó un tiempo de ejecución de  $t = 3211$  [s] = 0.89 [h]. Una primera métrica de evaluación del desempeño de nuestro algoritmo, es el comportamiento de la función objetivo de los cromosomas para la media y para el mejor cromosoma de cada generación. En la *Figura 5.2*, el eje

horizontal representa el número de generaciones y el eje vertical es la evaluación de la función objetivo  $f(x)$  (ecuación(4-2)). Se puede observar que, aunque solo se ejecutaron cinco generaciones alcanzando el criterio de convergencia de  $N_{stop-elite} = 4$ ,  $f(x)$  decrece tanto para la media como para el mejor cromosoma de cada generación, lo cual corrobora que la programación funciona y optimiza hacia el objetivo deseado (reducir las derivas).

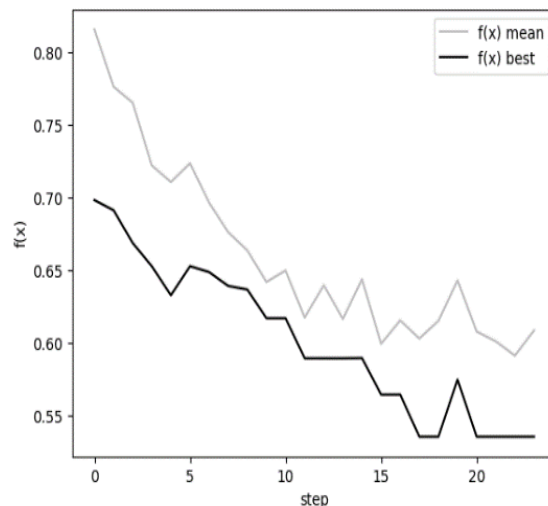
### 5.1.1 FUNCIÓN OBJETIVO

Para continuar con las pruebas, se incrementa paulatinamente el número de cromosomas por generación, los cromosomas élite de parada y se disminuye los valores de  $tol_{best}$  y  $tol_{mean}$ . Los resultados se muestran a continuación.

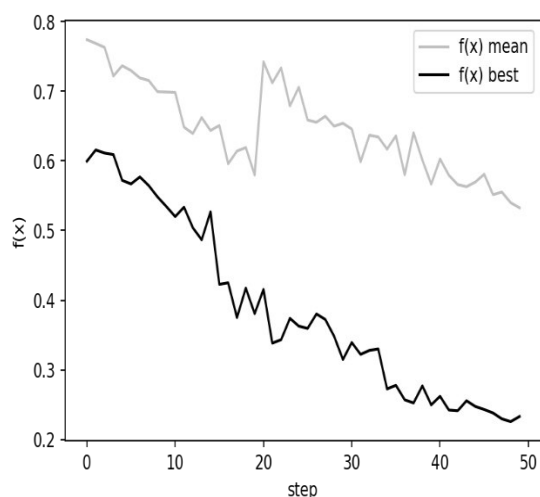




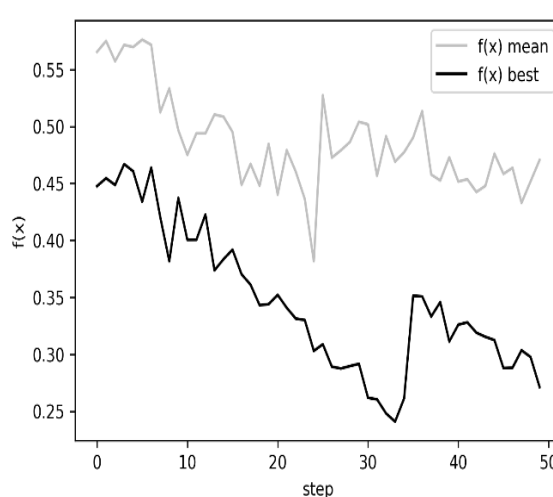
**Figura 5.5 Prueba 3:**  $N_{iter} = 18$ ,  $N_{pob} = 16$ ,  $X_{mut} = 20\%$ ,  $N_{stop-elite} = 8$ ,  $tol_{best} = tol_{mean} = 0.02$ . Condición de convergencia alcanzada  $N_{stop-elite}$  en 18 generaciones. Tiempo de ejecución  $t = 21029$  [s] = 5.84 [h].



**Figura 5.6 Prueba 4:**  $N_{iter} = 50$ ,  $N_{pob} = 16$ ,  $X_{mut} = 20\%$ ,  $N_{stop-elite} = 10$ ,  $tol_{best} = tol_{mean} = 0.01$ . Condición de convergencia alcanzada  $N_{stop-elite}$  en 24 generaciones. Tiempo de ejecución  $t = 35641$  [s] = 9.90 [h].



**Figura 5.7 Prueba 5:**  $N_{iter} = 50$ ,  $N_{pob} = 32$ ,  $X_{mut} = 20\%$ ,  $N_{stop-elite} = 32$ ,  $tol_{best} = tol_{mean} = 0.01$ . Condición de convergencia alcanzada  $N_{iter} = 50$  en 50 generaciones. Tiempo de ejecución  $t = 91152$  [s] = 25.32 [h].



**Figura 5.8 Prueba 6:**  $N_{iter} = 50$ ,  $N_{pob} = 32$ ,  $X_{mut} = 20\%$ ,  $N_{stop-elite} = 32$ ,  $tol_{best} = tol_{mean} = 0.01$ . Condición de convergencia alcanzada  $N_{iter} = 50$  en 50 generaciones. Tiempo de ejecución  $t = 99576$  [s] = 27.66 [h].

**Tabla 5-3.***Condiciones iniciales y condiciones de convergencia.*

Prueba	N <sub>iter</sub>	N <sub>pob</sub>	X <sub>mut</sub>	N <sub>stop-elite</sub>	tol <sub>best</sub>	tol <sub>mean</sub>	Individuos Convergencia	Tiempo Ejecución
#								[h]
1	10	10	20%	6	0.01	0.01	6	1.38
2	10	12	20%	4	0.01	0.01	4	1.97
3	18	16	20%	8	0.02	0.02	18	5.84
4	50	16	20%	10	0.01	0.01	24	9.90
5	50	32	20%	32	0.01	0.01	50	25.32
6	50	32	20%	32	0.01	0.01	50	27.66

**Elaborado por:** Los autores.

En general, la tendencia decreciente de las figuras muestra que se está minimizando las derivas, tal y como se deseaba. Como se muestra en la Prueba #1 (*Figura 5.3*) y en la Prueba #2 (*Figura 5.4*), es posible que primero se tenga una tendencia creciente hasta alcanzar un máximo local para luego exhibir la tendencia decreciente buscada. Algunos autores (Coley, 1999) atribuyen este fenómeno, al hecho de que los métodos basados en AG son robustos ante fluctuaciones estadísticas. Es decir, si el propósito de la programación del AG está orientado hacia la minimización de un problema, cuando debido a fluctuaciones estadísticas la función objetivo aumenta su valor, en generaciones inmediatamente próximas el AG vuelve a la tendencia de minimización.

Esto se manifiesta también en la Prueba #3 (*Figura 5.3*), en donde entre las generaciones 8 a 15, vemos este comportamiento de incremento-decremento representado por dos picos. Por otro lado, la Prueba #4 (*Figura 5.6*), que corresponde a una prueba con criterios de convergencia más estrictos y condiciones iniciales con un mayor número de cromosomas, muestra una tendencia casi totalmente decreciente. En cuanto a las Prueba #5 (*Figura 5.7*) y Prueba #6 (*Figura 5.8*), cuyos parámetros iniciales fueron más exhaustivos, se llegó a correr 50 generaciones y cada una de ellas con una tendencia decreciente. En todos los casos, el desempeño del mejor cromosoma es mejor que el de la media de la población, como se esperaba. Hay que notar que, para algunas generaciones, el algoritmo parece arrojar valores similares de  $f(x)$ , que se visualizan como líneas horizontales. Esto parece mostrar que se alcanza algún

valor de mínimo local y que el algoritmo entra a un bucle repetitivo de valores de función objetivo, del que solo se sale a través de la acción del operador de mutación definido por  $X_{mut}$  (Coley, 1999).

### 5.1.2 TIEMPOS DE EJECUCIÓN

Conforme se aumenta el número de cromosomas por generación y las condiciones de convergencia son más cercanas a las ideales<sup>4</sup>, el algoritmo tarda considerablemente más tiempo en terminar su ejecución. De hecho, el escalamiento del tiempo es no lineal. Por ejemplo, la Prueba #1 con  $N_{pob} = 10$  tardó 1.38 [h], mientras la Prueba #3 con  $N_{pob} = 16$  tardó 5.84 [h]. Igualmente, la Prueba #3 con  $N_{stop-elite} = 8$  (50% de  $N_{pob}$ ) y  $tol_{best} = tol_{mean} = 0.02$  tardó 5.84 [h] y la Prueba #4 con  $N_{stop-elite} = 10$  (62.5% de  $N_{pob}$ ) y  $tol_{best} = tol_{mean} = 0.01$  tardó 9.9 [h] en ejecutarse a pesar de que la única diferencia entre ambas pruebas fue  $\Delta N_{stop-elite} = 2$  y  $\Delta tol_{best} = 0.01$ . Vemos algo similar en las Pruebas #5 y #6 que, aunque empezaron su ejecución con las mismas condiciones, arrojaron resultados distintos tardándose 25.32 [h] y 27.66 [h] respectivamente. Esto revela que otro factor que contribuye a las diferencias de tiempo de ejecución es la naturaleza estocástica del algoritmo. Aun cuando la ejecución se inicie exactamente con las mismas condiciones iniciales y condiciones de convergencia, al ser un proceso probabilístico, se espera que los tiempos de ejecución sean siempre distintos.

## 5.2 ESTRUCTURA CON DISIPADORES OPTIMIZADOS

A continuación, se realiza una comparativa entre el modelo sin BRBs, el modelo con BRBs de prediseño y uno de los modelos optimizados. Para este efecto, se ha tomado el resultado con la mejor evaluación de función objetivo. Cabe destacar que los elementos estructurales, como vigas, columnas y distribución de los disipadores son las mismas para todas las estructuras. La única modificación es sobre los parámetros de los disipadores BRB.

---

<sup>4</sup> Por condiciones de convergencia ideales nos referimos a que se disminuyen los valores de la tolerancia y el número de individuos elite aumenta, llegando a estar cerca de  $N_{pob}$ .

### 5.2.1 ÁREAS OPTIMIZADAS

Como se mencionó anteriormente en el capítulo 1, los AG otorgan un procedimiento alternativo a métodos más complejos como los presentados por (Di Cesare & Ponzo, 2017) y (Mejía, 2020). Es así como el criterio uni-objetivo de los AG busca encontrar las áreas de los núcleos de los BRBs con los cuales la estructura alcance las derivas objetivo.

A continuación, se presenta los valores de las áreas calculadas por el AG para el cromosoma élite de la prueba #6. Este criterio está estrechamente ligado a la propiedad de rigidez de los disipadores, es por esto, que se observa un incremento de las áreas de los disipadores optimizados

**Tabla 5-4.**

*Tabla de áreas del núcleo del prediseño y optimizado respectivamente.*

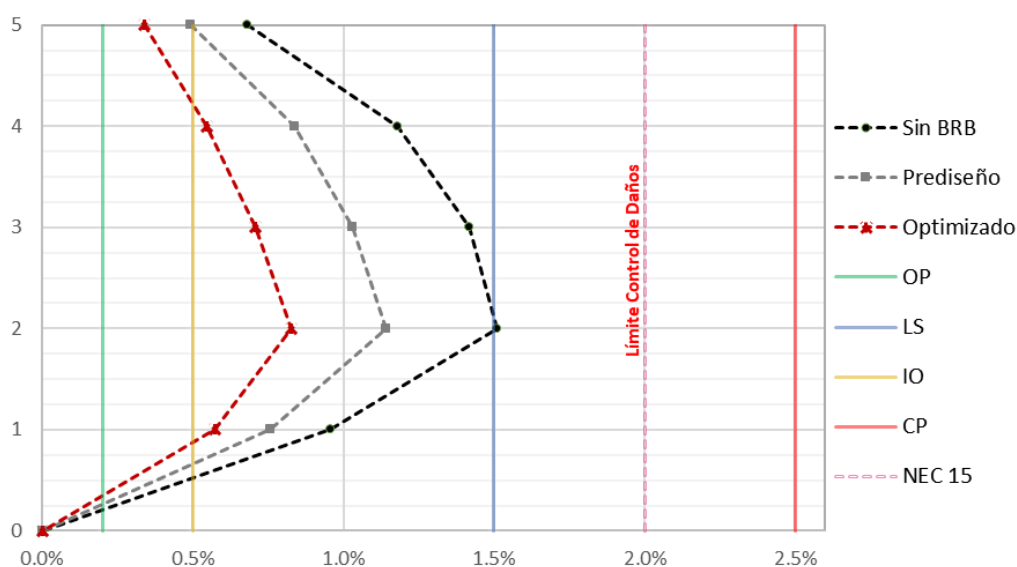
<b>Direccion</b>	<b><math>A_{prediseño}</math> [cm<sup>2</sup>]</b>	<b><math>A_{optimizado}</math> [cm<sup>2</sup>]</b>
<b><math>L1_x</math></b>	6.00	8.18
<b><math>L2_x</math></b>	12.00	16.31
<b><math>L3_x</math></b>	16.00	22.41
<b><math>L4_x</math></b>	19.00	26.09
<b><math>L5_x</math></b>	20.00	28.37
<b><math>L1_y</math></b>	6.00	9.04
<b><math>L2_y</math></b>	12.00	16.23
<b><math>L3_y</math></b>	16.00	27.18
<b><math>L4_y</math></b>	19.00	28.04
<b><math>L5_y</math></b>	20.00	33.36

**Elaborado por:** Los autores.



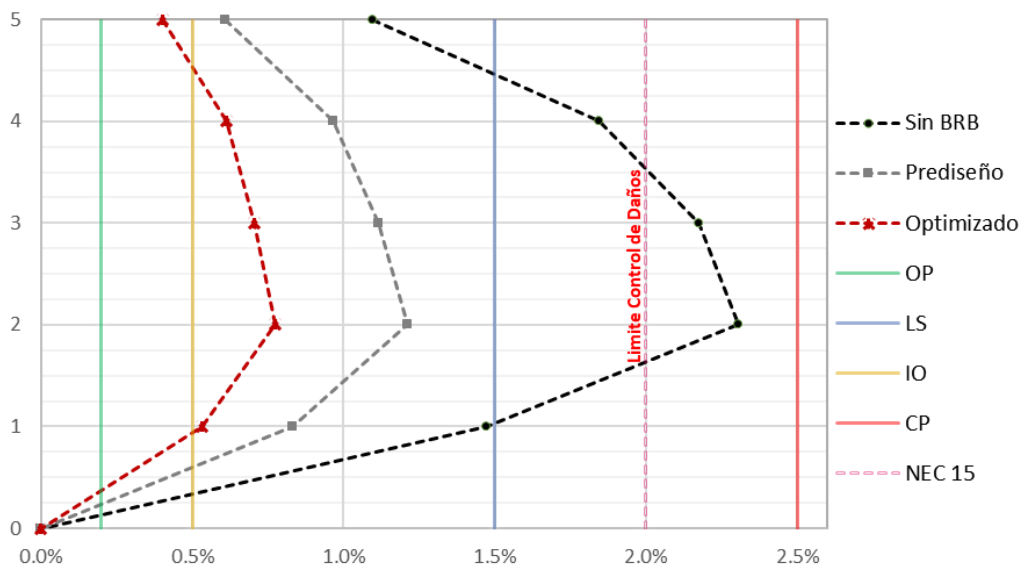
## 5.2.2 DERIVAS

La inclusión de los BRBs mejora notablemente las derivas de la estructura. Partiendo de la *Figura 5.9*, en la dirección  $x$  la estructura sin BRBs muestra derivas de hasta 1.5%, mientras que con las rigideces de prediseño las derivas alcanzan un máximo de 1.17% y con optimización son de hasta un 0.78%. Todas dentro aún del rango de ocupación inmediata (IO). En cambio, la *Figura 5.10* se muestra que en la dirección  $y$  los desplazamientos son más severos. Las derivas van desde un 2.9% para la estructura sin disipadores, incursionando más allá del límite de control de daños según (NEC-15-DS, 2014). Las derivas llegan al 1.19% para el caso de la estructura de prediseño y para la estructura optimizada se alcanza el 0.78%, ambos en el rango de ocupación inmediata (IO). Por lo tanto, la aplicación de disipadores BRB muestra ventajas significativas en la reducción de los desplazamientos relativos con respecto al piso inferior, sobre todo en aquella dirección en la que la influencia de la aceleración del sismo es mayor.



**Figura 5.9.** Derivas en sentido "X" y límites según (VISION 2000, 1995).

Elaborado por: Los autores.



**Figura 5.10.** Derivas en sentido "Y" y límites según (VISION 2000, 1995).  
 Elaborado por: Los autores.

**Tabla 5-5.**

Mejora porcentual con respecto a la estructura sin disipadores.

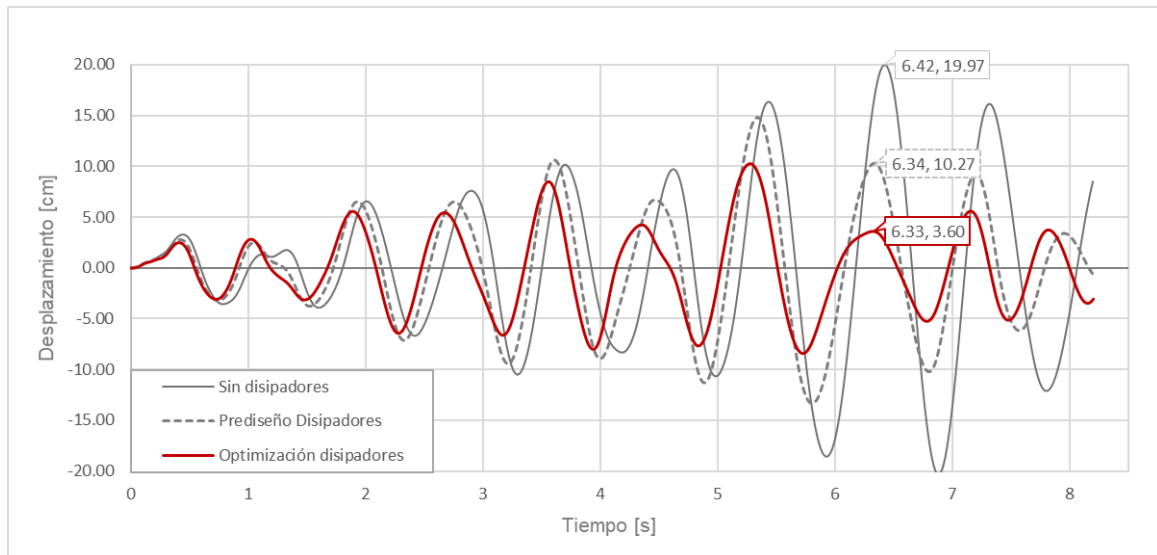
Piso	Prediseño		Optimización BRB	
	X	Y	X	Y
5	27.76%	10.55%	50.01%	41.19%
4	28.76%	18.16%	53.75%	48.08%
3	27.30%	21.28%	50.16%	50.27%
2	24.32%	19.69%	45.21%	48.64%
1	21.01%	13.32%	40.21%	44.32%

Elaborado por: Los autores.

Por otro lado, la *Tabla 5-5* muestra la comparación porcentual por cada piso respecto a las derivas de la estructura sin disipadores. La mejora porcentual de la estructura de prediseño es en promedio del 21.21% y llega incluso a un promedio de 46.91% para la estructura optimizada poniendo aún más en evidencia las ventajas de la implementación de los BRBs. La diferencia entre el caso de prediseño y el caso optimizado radica básicamente en una diferencia de rigideces. Como se puede apreciar en la *Tabla 5-4*, las áreas optimizadas son mayores que las áreas de prediseño, lo cual implica claramente una mayor rigidez estructural.

### 5.2.3 DESPLAZAMIENTOS DE LOS NODOS

Para este análisis se toma una misma articulación y se analiza su desplazamiento para los modelos antes mencionados.



**Figura 5.11.** Respuesta de desplazamiento de la estructura con y sin disipadores.

**Elaborado por:** Los autores.

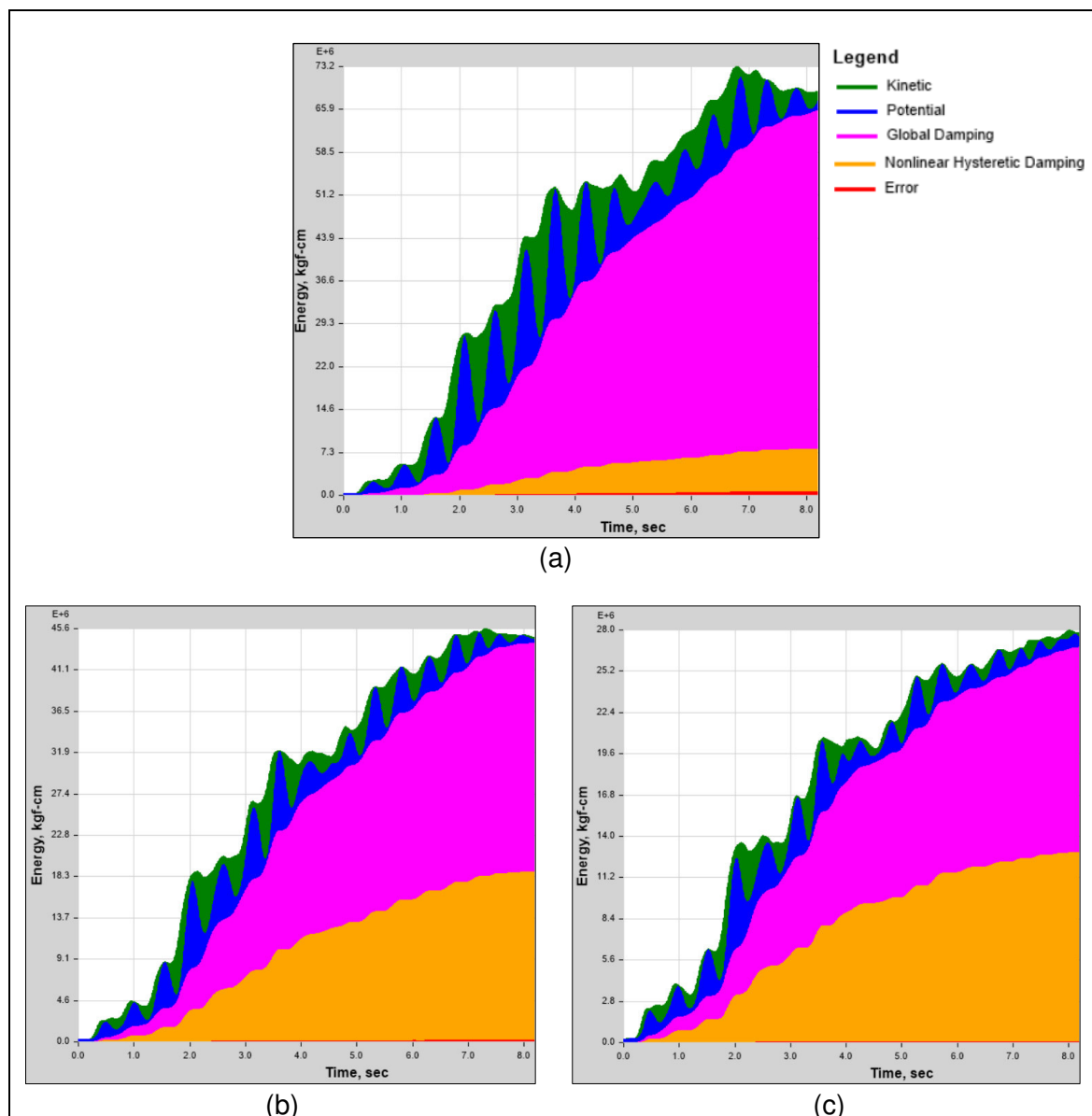
Como se muestra en la *Figura 5.11*, las magnitudes de los desplazamientos indican que conforme transcurre el tiempo del evento sísmico los BRBs aportan un importante amortiguamiento disminuyendo los picos máximos con respecto a la estructura sin disipadores. Específicamente para la estructura con BRBs de prediseño el desplazamiento máximo ha disminuido un 26.0%, mientras que para los BRBs optimizados ha reducido el 48.6% para su máximo. Además, aparece un desfase de picos de desplazamiento proporcional al nivel de amortiguamiento. Específicamente se tiene que el tiempo para la estructura con BRBs de prediseño reduce el 1.25%, mientras que el optimizado reduce el 1.40% con respecto a la estructura sin BRBs. Esto se debe a que conforme aumenta la rigidez, la estructura alcanza menores aceleraciones durante las oscilaciones y, en consecuencia, se desplazan los tiempos de los picos de desplazamiento.

#### 5.2.4 ENERGÍA DISIPADA

Un sistema estructural, al ser sometido a aceleraciones provocadas por eventos sísmicos, transforma la energía de vibración a otras formas de energía (Christopoulos & Filiatrault, 2006) como:

- **Energía cinética y potencial:** este tipo de energía está asociada con el desplazamiento horizontal y vertical de una edificación cuando sus elementos se encuentran en el rango lineal. Mayormente este tipo de energía representa una fracción de la energía total, por lo cual, no significa una fuente considerable de disipación.
- **Energía por amortiguamiento histerético:** esta energía tiene relación con la rigidez de la edificación y es ocasionada por oposición de la estructura a los desplazamientos bajo oscilaciones sísmicas en el rango inelástico. Para este caso particular, los disipadores tipo BRB utilizan la fluencia del metal como mecanismo de disipación sísmica, evitando que la estructura principal sufra daños.
- **Energía de amortiguamiento global:** es la energía disipada debido a la deformación de la edificación desde el instante en el que los elementos estructurales pierden su propiedad de rigidez (fluyen) hasta el colapso, es decir, cuando se forman las rótulas plásticas.

En la **Figura 5.12** (a) se muestra el diagrama de energías de la estructura sin ningún dispositivo de disipación. Como se muestra en la **Tabla 5-6**, la componente principal de disipación de energía corresponde al amortiguamiento global con un 78.54% de la energía total de entrada. Es un resultado natural ya que al no tener ninguna riostra casi tres cuartas partes de la energía se disipa por la deformación de la estructura.



**Figura 5.12.** Diagrama de disipación de energía de la estructura (a) sin BRBs (b) con BRBs de prediseño y (c) con BRBs optimizados.

Fuente: ETABS

Elaborado por: Los autores.

**Tabla 5-6.***Componentes de energía disipada.*

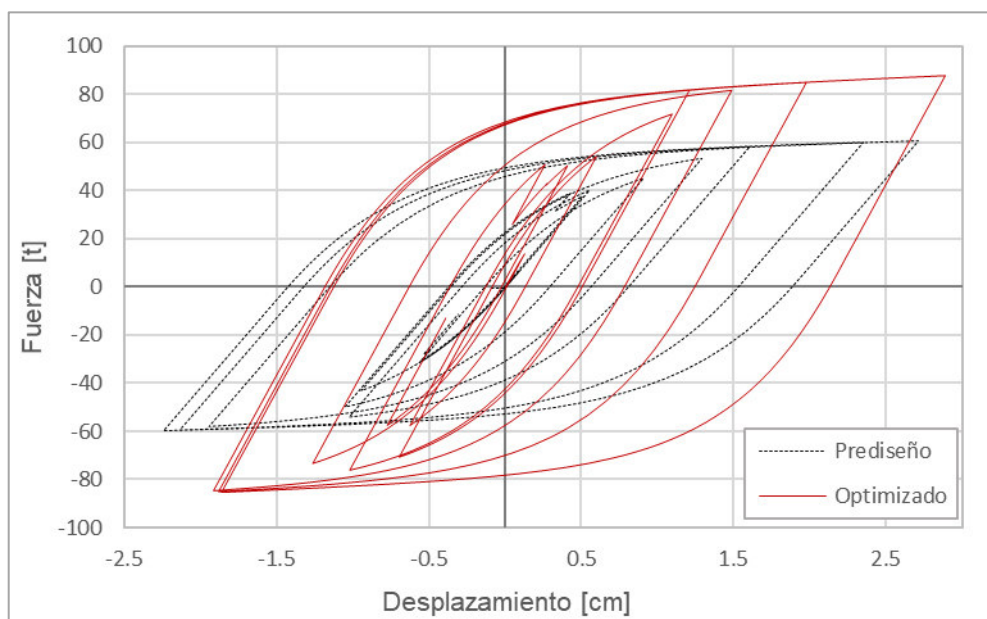
SIN BRB						
CASO DE CARGA	ENERGÍA DE ENTRADA	ENERGÍA CINÉTICA	ENERGÍA POTENCIAL	ENERGÍA AMORTIGUAMIENTO GLOBAL	ENERGÍA AMORTIGUAMIENTO HISTÉRICO	ERROR
	[tonf-cm]	[tonf-cm]	[tonf-cm]	[tonf-cm]	[tonf-cm]	[tonf-cm]
953-1	73173.03	20046.11	22177.27	57838.65	7261.36	593.60
		27.22%	30.76%	78.54%	9.86%	0.81%
PREDISEÑO						
953-1	45640.53	7992.61	9652.29	25309.11	18582.26	147.21
		17.33%	21.96%	54.88%	40.30%	0.32%
OPTIMIZADO						
953-1	28013.12	3806.23	6154.16	13916.77	12874.16	51.38
		13.36%	23.26%	48.86%	45.19%	0.18%

**Elaborado por:** Los autores.

Por otro lado, es evidente en el diagrama de disipación de energía de la estructura con las rigideces de prediseño (Figura 5.12 (b)) que, una buena porción de la energía de entrada (40.30%) es disipada por el sistema de riostras y el amortiguamiento global bajó hasta un 54.88%. En cuanto a la estructura con riostras optimizadas (Figura 5.12 (c)), la disipación por amortiguamiento histérico es aún más alta con un 45.19% mientras que la disipación por amortiguamiento global es de 48.86%. Entonces, es evidente que los BRBs cumplen con su propósito y aunque la diferencia porcentual de la disipación por amortiguamiento histérico entre la estructura de prediseño y la optimizada es solo de un 8.56%, otras componentes como los porcentajes de disipación por energía cinética, que va desde el 27.22% en la estructura sin riostras, se reduce a un 17.33% en la estructura con riostras de prediseño y llegando hasta un 13.36% en la estructura de BRBs optimizadas. En otras palabras, una fracción de energía cinética se transfiere a las riostras para ser disipada por el comportamiento no lineal de los BRBs.

### 5.2.5 CICLOS DE HISTÉRESIS

A continuación, se muestran los resultados del diagrama  $F - \delta$  registrados en uno de los disipadores ubicado en el segundo piso entre los ejes 1A -1B Figura 3.3. Como se explicó anteriormente, en la *Figura 2.9*, una riostra sin un sistema de restricción al pandeo sufre una pérdida abrupta de rigidez una vez que alcanza su límite de carga axial a compresión. No obstante, un BRB permite desarrollar la ductilidad del elemento, evitando un cambio abrupto de rigidez, lo cual mantiene un cambio gradual uniformizando su ciclo de histéresis, considerándose como estable al no presentar desviaciones importantes con cada ciclo. Una mayor área del ciclo de histéresis se traduce en mayor energía de disipación, lo cual se corrobora en la *Figura 5.13*, donde se aprecia claramente el aumento de área en el caso del ciclo de histéresis del BRB optimizado. Este incremento está acorde con el aumento de energía disipada por amortiguamiento histerético que se observó anteriormente.

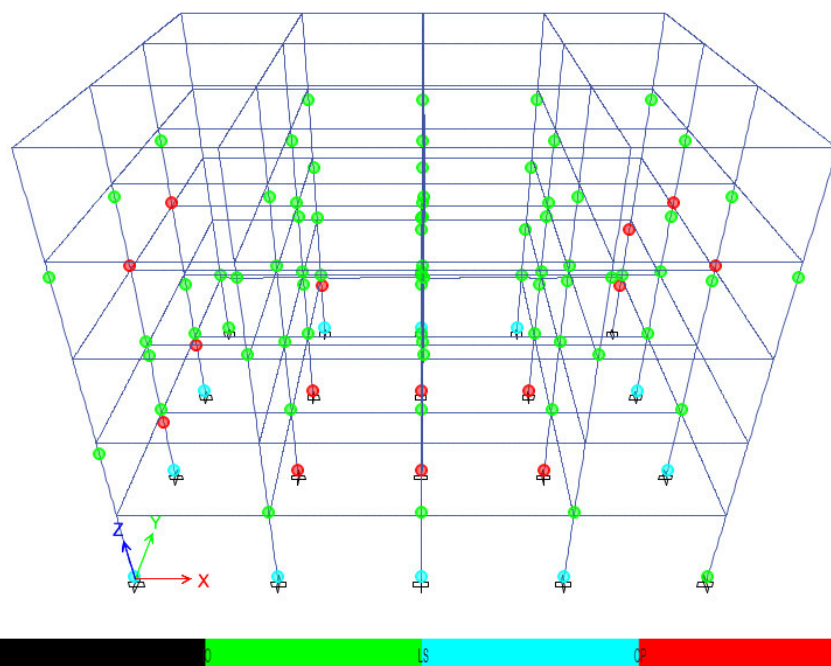


**Figura 5.13.** Ciclo de histéresis para el disipador de prediseño y el disipador optimizado en la misma ubicación de la estructura.

**Elaborado por:** Los autores.

### 5.2.6 RÓTULAS PLÁSTICAS

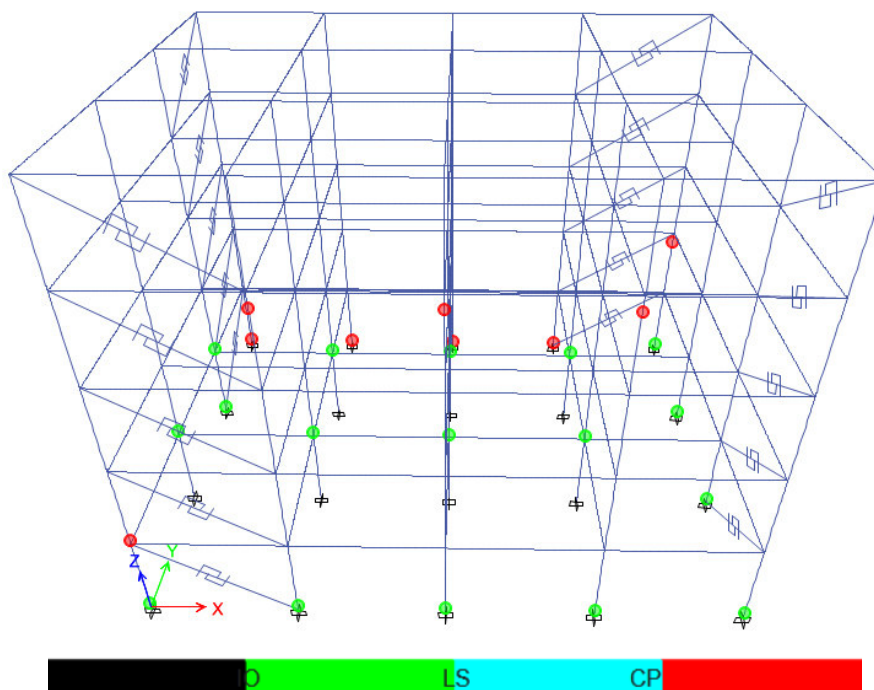
A continuación, se analiza el comportamiento de la estructura bajo los valores de áreas calculadas por el AG. Para este efecto, extraemos las áreas dadas por el mejor cromosoma de la última generación de algunas pruebas y las introducimos a ETABS para visualizar sus consecuencias sobre los niveles de desempeño y los números de rótulas plásticas obtenidas. Como punto de partida comparativo, la *Figura 5.14* muestra los niveles de desempeño de la estructura sin ninguna clase de sistema de disipación de energía. Como se puede apreciar, hay 11 en el rango de LS - CP (color cyan) y 15 en el rango  $>CP$  (color rojo). Por otra parte, la *Figura 5.15* muestra la estructura con las áreas de prediseño en donde se aprecia una disminución a 9 rótulas en el rango  $>CP$  y 0 rótulas en el rango de LS - CP.



**Figura 5.14.** Niveles de desempeño de los componentes de la estructura sin BRBs sometida a la aceleración del sismo 953-2.

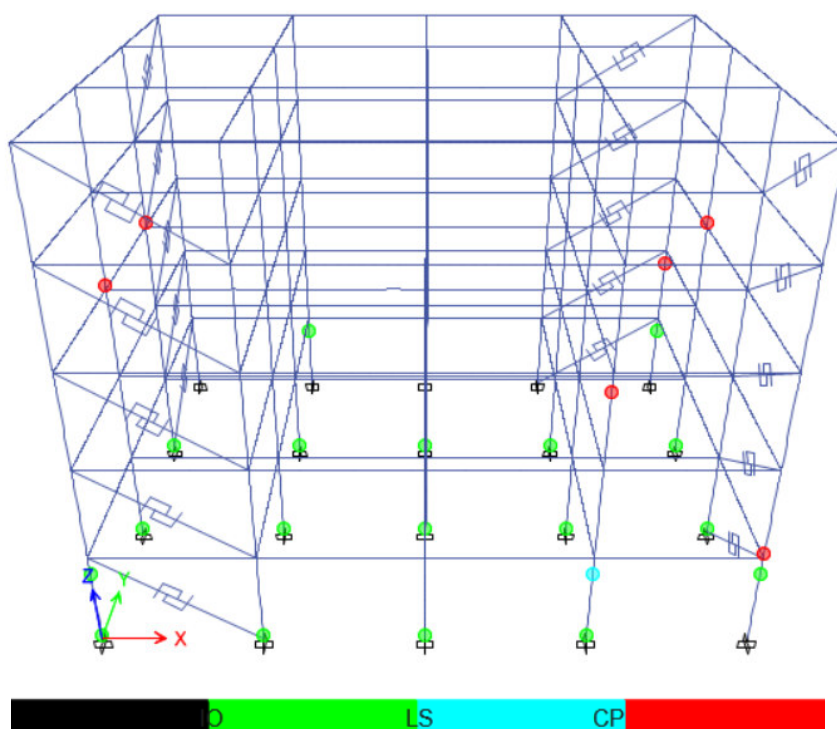
**Elaborado por:** Los autores.





**Figura 5.15.** Niveles de desempeño de los componentes de la estructura con BRBs de prediseño sometida a la aceleración del sismo 953-2.

Elaborado por: Los autores.

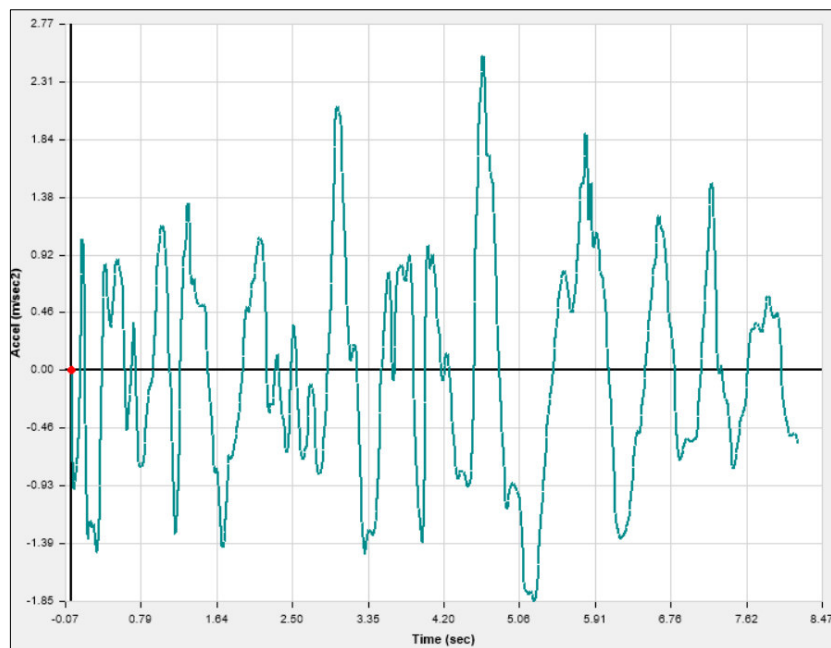


**Figura 5.16.** Niveles de desempeño de los componentes de la estructura con BRBs optimizados sometida a la aceleración del sismo 953-2.

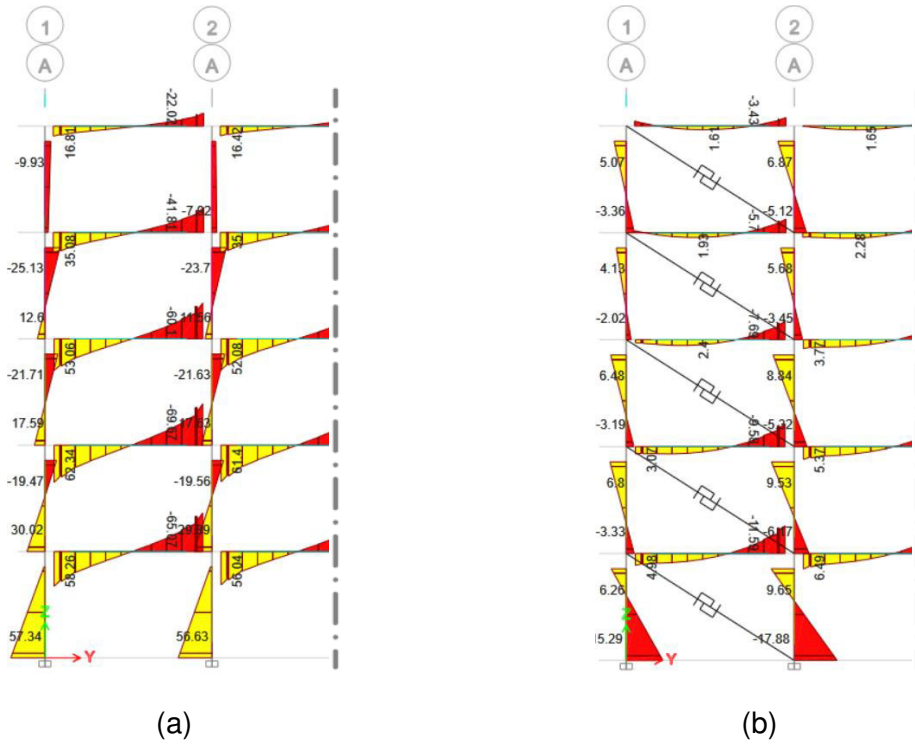
Elaborado por: Los autores.

La *Figura 5.16* contiene el análisis de niveles de desempeño para las áreas optimizadas por el AG de la Prueba #6, donde se observa 1 rótula plástica en el rango entre LS – CP y 6 rótulas plásticas en el rango >CP. Pese a que la función objetivo de esta prueba efectivamente muestra una reducción de las derivas, esto no necesariamente implica que las rótulas críticas (>CP) disminuirán. Los AG bajo el criterio de optimización que busca alcanzar las derivas objetivo está ligado con la propiedad de rigidez de los BRBs, es decir, la estructura se rigidiza aumentando los núcleos de los BRBs para alcanzar las derivas objetivo.

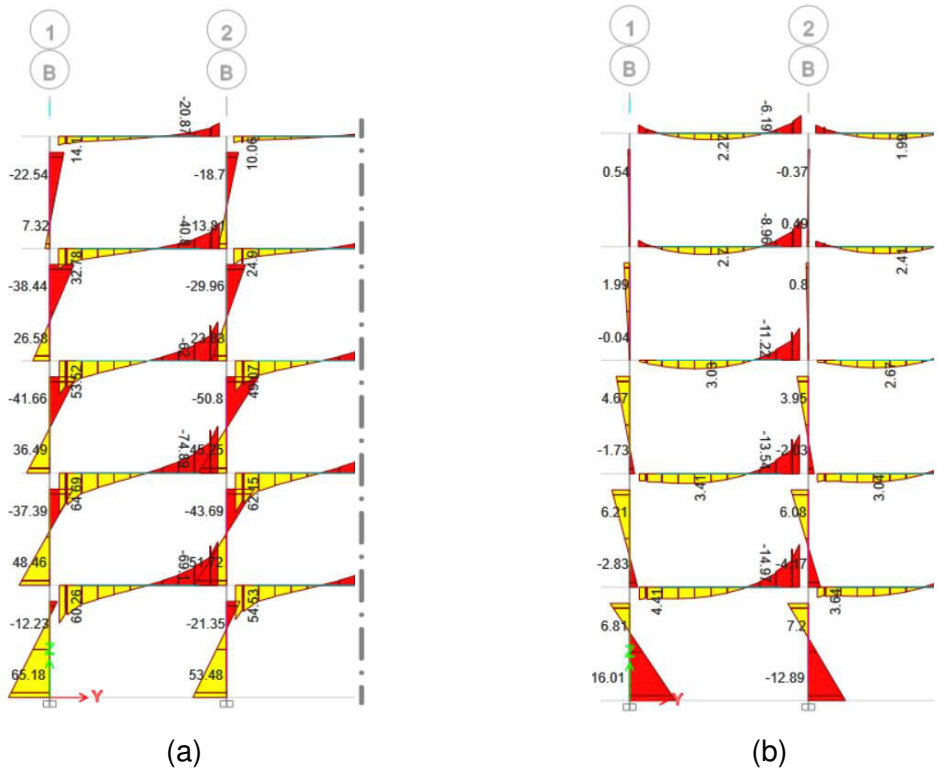
Se analiza los pórticos de la estructura sin BRBs y con BRBs optimizados para el pico de la aceleración de la señal de análisis (*Figura 5.17*) encontramos que su aceleración pico está en el tiempo  $t = 4.65$  [s].



**Figura 5.17.** Gráfica Aceleración vs tiempo de la señal 953-2.  
Elaborado por: Los autores.



**Figura 5.18.** Diagrama de momentos para los ejes externos 1A y 2A en el instante pico de la señal 953- 2 [s] en los pórticos externos para la (a) estructura sin BRBs y (b) estructura con BRBs optimizados.  
**Elaborado por:** Los autores.



**Figura 5.19.** Diagrama de momentos para los ejes internos 1B y 2B en el instante pico de la señal 953- 2 [s] en los pórticos internos para la (a) estructura sin BRBs y (b) estructura con BRBs optimizados.  
**Elaborado por:** Los autores.

En la *Figura 5.18* y la *Figura 5.19* para el instante  $t = 4.65[s]$  se observa que existe una redistribución de las cargas sísmicas cuando se refuerza la estructura con BRBs. Dichas cargas se redistribuyen de los pórticos internos hacia los pórticos reforzados (disposición geométrica mostrada en la *Figura 3.19*) debido a que tienen mayor rigidez.

Es importante notar en este punto que la evaluación de las AG está basada en la normativa (VISION 2000, 1995) (véase la *Tabla 2-6*) que considera únicamente las derivas como parámetro para evaluar los niveles de desempeño. Este criterio uni-objetivo ha sido comprobado bajo un análisis matemático mostrado en la sección 5.1, en donde se demuestra la minimización de la función. No obstante, este criterio no es suficiente para lograr la eliminación de rótulas plásticas en rango  $>CP$ . Por tanto, se debería considerar en el criterio multi-objetivo que incluya la posibilidad de modificar la disposición de los BRBs en los pórticos internos para que la distribución de momentos se distribuya de manera uniforme en toda la estructura.

## CAPÍTULO 6

### 6 TRABAJOS FUTUROS

En este capítulo se presenta un análisis alternativo, donde se realiza la optimización mediante iteración manual considerando los niveles de desempeño como criterio principal. Cabe recalcar que al ser un método manual el resultado final que se alcanza será óptimo dentro de un rango de búsqueda limitado, es decir, dentro de 11 iteraciones se ha seleccionado el mejor.

Para este proceso de optimización se realizó una serie de pruebas partiendo de la contabilización del número de rótulas que alcanzaron un nivel de desempeño entre LS-CP y >CP (*Figura 5.15*). Las áreas del núcleo de los BRBs son iteradas manualmente partiendo de las áreas de prediseño mostradas anteriormente en la *Tabla 5-4*. Estas se modifican en base a nuestro criterio cuantificando el número de rótulas plásticas a nivel de cada piso como se muestra en la *Tabla 6-1* y *Tabla 6-2*. El criterio de iteración fue la determinación de los resultados gráficos del análisis no lineal e identificar en qué piso se obtuvieron más rótulas con nivel entre LS – CP y >CP.

Se realizó un total de 11 iteraciones manuales analizando la estructura para las señales 953-1 y 953-2, resumiendo la cantidad de rótulas encontradas como se muestra a continuación.

**Tabla 6-1**

Número de rótulas con nivel de desempeño >CP en cada piso para el sismo 953-1.

		<b>Sismo 953-1</b>										
<b>ITERACIÓN #</b>		<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>	<b>8</b>	<b>9</b>	<b>10</b>	<b>11</b>
PISO 5		–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
PISO 4		–	3	3	–	–	1	1	–	–	–	–
PISO 3		–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
PISO 2		–	3	3	–	1	–	1	1	–	–	2
PISO 1		3	4	4	4	3	5	3	5	4	6	3
Número total de Rótulas en nivel de desempeño >CP		3	10	9	4	4	6	5	6	4	6	5
Número de Rótulas en nivel de desempeño entre LS y >CP		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

**Elaborado por:** Los autores.

**Tabla 6-2**

Número de rótulas con nivel de desempeño >CP en cada piso para el sismo 953-2.

		<b>Sismo 953-2</b>										
<b>ITERACIÓN #</b>		<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>	<b>8</b>	<b>9</b>	<b>10</b>	<b>11</b>
PISO 5		–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
PISO 4		3	2	–	–	–	–	–	–	–	–	2
PISO 3		–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
PISO 2		1	1	2	–	–	–	–	–	–	1	5
PISO 1		5	5	3	5	7	7	8	6	7	6	3
Número total de Rótulas en nivel >CP		9	8	5	5	7	7	8	6	7	7	10
Número de Rótulas en nivel entre IO y LS		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

**Elaborado por:** Los autores.

En la *Tabla 6-1* la primera iteración pertenece a las áreas de prediseño indicadas en la *Tabla 5-4*. Para el sismo 953-1, esta primera iteración arrojó 0 rótulas con nivel entre LS – CP y 3 rótulas con nivel >CP. Mientras que en la *Tabla 6-2* se observa que para la segunda componente del sismo crítico 953-2, arrojó 0 rótulas con nivel entre LS – CP y 9 rótulas con nivel >CP.

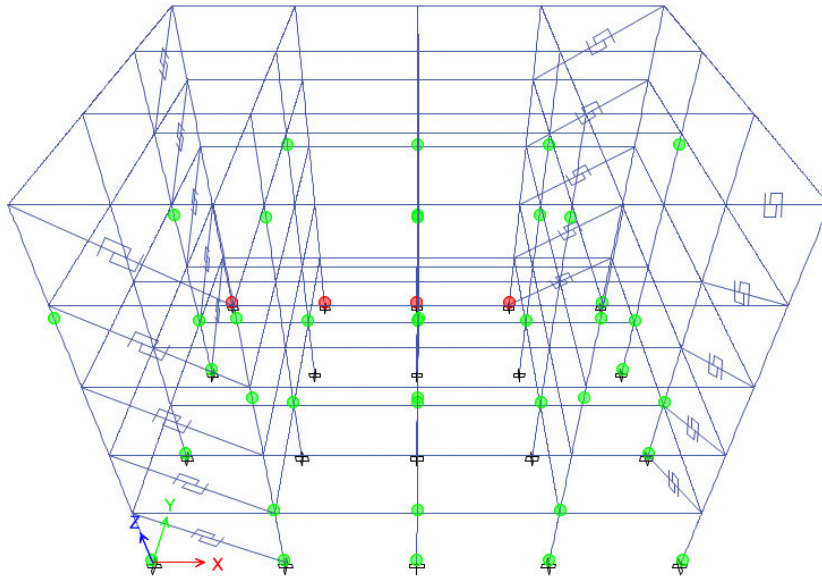
**Tabla 6-3.***Áreas de los núcleos usados en cada iteración manual.*

ITERACIÓN #	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]
<b>PISO 5</b>	6.00	6.50	6.00	<b>3.00</b>	3.00	2.00	1.00	1.00	3.00	0.70	6.00
<b>PISO 4</b>	12.00	12.00	12.00	<b>6.00</b>	6.00	7.00	6.00	3.00	6.00	1.40	12.00
<b>PISO 3</b>	16.00	15.00	16.00	<b>9.00</b>	9.00	9.00	9.00	6.00	9.00	2.10	16.00
<b>PISO 2</b>	19.00	17.00	19.00	<b>13.50</b>	10.50	13.50	13.50	8.00	12.00	2.80	19.00
<b>PISO 1</b>	20.00	19.00	22.00	<b>12.00</b>	12.00	15.00	20.00	10.00	15.00	3.50	20.00

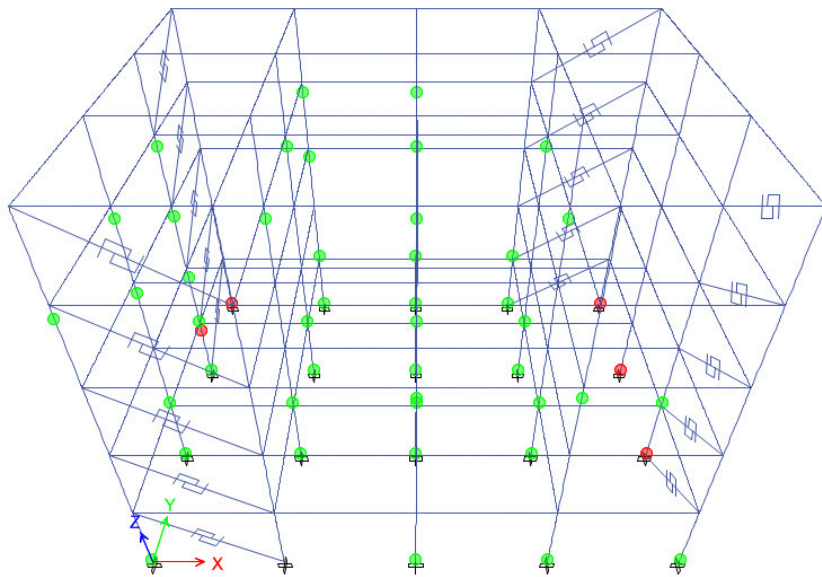
**Elaborado por:** Los autores.

Se determinó que la iteración más óptima es la #4 puesto que, se puede observar una tendencia a mejorar el desempeño de la estructura cuando se van reduciendo las áreas de la iteración #1 (áreas de prediseño) hasta la iteración #4. La tendencia encontrada fue la de reducir el número de rótulas con nivel >CP conforme se disminuye el área de los BRBs. Sin embargo, después la iteración #4 reducir aún más las áreas provocó una tendencia al incremento de rótulas con nivel >CP.

Seguido se muestran los resultados gráficos de la iteración #4, la cual es el resultado óptimo. Se puede observar en la *Figura 6.1* que existe un incremento de 1 rótula en nivel >CP con respecto a la estructura con BRBs de prediseño. Mientras que en la *Figura 6.2*, que existe una reducción de 5 rótulas en nivel >CP.



**Figura 6.1.** Desempeño de la estructura con BRB para sismo 953-1 con áreas de la iteración #4.  
**Fuente:** ETABS.



**Figura 6.2.** Desempeño de la estructura con BRB para sismo 953-2 con áreas de la iteración #4.  
**Fuente:** ETABS.



De acuerdo con los resultados expuestos anteriormente se tiene que, el proceso de iteración manual es un método poco práctico, pues el resultado obtenido es óptimo dentro del espacio de búsqueda presentado (número de iteraciones). Es decir, dentro de las 11 iteraciones, la número 4 es la óptima presentando menor número de rótulas en nivel LS-CP y >CP. No obstante, si el número de iteraciones aumenta, existe la posibilidad de encontrar áreas con las cuales se presente un menor número de rótulas en nivel LS-CP y >CP.

Por otra parte, se tiene que la estructura analizada presenta una geometría idealizada con el objeto de reducir el mayor número de variables. Se trata de una estructura homogénea, con la misma altura de entrepiso y vanos de igual longitud, lo que simplificó el cálculo a un disipador BRB con la misma área del núcleo por piso. Sin embargo, este proceso de iteración manual es muy poco viable para una estructura real, pues la irregularidad que presentan complica el análisis lo cual requiere de aumentar el espacio de búsqueda para alcanzar algún óptimo local.

## CAPÍTULO 7

### 7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 7.1 CONCLUSIONES

Con lo expuesto en los capítulos 4 y 5 encontramos que, los algoritmos genéticos (AG) han sido implementados en un código basado en AG binarios puestos a prueba para resolver un problema de optimización. En dichas pruebas los AG buscan la reducción de los resultados para asemejarse a la función objetivo (conjunto de derivas objetivo). En las 6 pruebas presentadas en la sección 5.1 se demostró que la evaluación con AG efectivamente disminuye la discrepancia entre los resultados obtenidos y los esperados, mostrando que la tendencia general es decreciente. Esto se traduce en que, conforme se ejecutan más generaciones, los cromosomas obtenidos resultan en derivas que se asemejan más hacia la función objetivo.

Por otra parte, existe el riesgo de que los AG se ejecuten durante varias horas sin lograr la convergencia con la función objetivo. Debido a esto, se realizó un análisis incremental para identificar los criterios de convergencia más adecuados para evaluar el proceso de los AG. Por ejemplo, la Prueba #6 con los mejores resultados obtenidos, posee los parámetros  $N_{iter} = 50$ ,  $N_{pob} = 32$ ,  $X_{mut} = 20\%$ ,  $N_{stop-elite} = 32$ ,  $tol_{best} = tol_{mean} = 0.01$ . La prueba tomó un tiempo de  $t = 27.66$  [h] en ejecutar 1600 instancias de ETABS. La condición de convergencia alcanzada fue  $N_{iter} = 50$ , lo que significa que ejecutadas las 50 iteraciones los AG mostraron los resultados alcanzados hasta este punto. Su gráfica (Figura 5.8) muestra que la tendencia del promedio de la población fue claramente la disminución.

Una limitación importante encontrada en el uso de la metodología presentada es el poder de cómputo disponible. Las aplicaciones de análisis estructural, como ETABS, usan una gran cantidad de memoria RAM y requieren procesadores cada vez más potentes. Por tal motivo, se debe encontrar un

balance apropiado entre la complejidad del modelo usado y su costo computacional. Sin embargo, la sobre simplificación de los modelos podría arrojar resultados que no representen adecuadamente la realidad, debido a esto, se debe hacer más estudios de este tipo de modelamiento y sus limitaciones.

El criterio uni-objetivo de los AG busca encontrar las áreas de los núcleos de los BRBs con los cuales la estructura alcance las derivas objetivo. Este criterio está estrechamente ligado a la propiedad de rigidez de los disipadores y, ya que la estructura con BRBs de prediseño es más flexible se observa un incremento de las áreas de los disipadores optimizados mostrados en la *Tabla 5-4*.

En cuanto al análisis de las derivas, se observó una reducción con el uso de los disipadores de prediseño y optimizados. La *Tabla 5-5* muestra notables mejoras porcentuales respecto a la estructura sin BRBs para todos los pisos. En promedio, incluso la estructura de prediseño ya muestra mejoras del 21.21% respecto a las derivas iniciales. Aún más importante, la estructura optimizada alcanza reducciones del 46.91%. La diferencia entre el caso de prediseño y el caso optimizado radica básicamente en una diferencia de rigideces. Como se puede apreciar en la *Tabla 5-4*, las áreas optimizadas son mayores que las áreas de prediseño, lo cual implica claramente una mayor rigidez de la estructura.

De igual forma, el diagrama de desplazamiento de nodos (*Figura 5.11*) confirma el aporte de rigidez y amortiguamiento de los disipadores tanto para la estructura con BRBs de prediseño como para la estructura con BRBs optimizados. Donde se aprecia que los picos para la estructura con BRBs de prediseño han disminuido, siendo el pico máximo el que ha tenido mayor reducción con un 26.0% con respecto a la estructura sin disipadores, mientras que para los BRBs optimizados ha reducido el 48.6%. Además, se presenta un desfase en el tiempo de los picos de desplazamiento, esto se debe a que conforme aumenta la rigidez y amortiguamiento, la estructura alcanza menores aceleraciones durante las oscilaciones. Específicamente se tiene que el tiempo entre los picos de la estructura con BRBs de prediseño reduce el 1.25% con respecto a la estructura sin BRBs, mientras que el optimizado reduce el 1.40%.

Por otra parte, los diagramas de disipación de energía mostraron que efectivamente, la inclusión de BRBs aumenta la disipación de los distintos tipos de energía (*Tabla 5-6*). Específicamente, la energía disipada por amortiguamiento histerético (energía que provoca la fluencia de los elementos de la estructura principal y/o fluencia del núcleo de los BRBs) aumentó para la estructura sin BRBs desde 9.86% con respecto a la energía de entrada, hasta 40.30% para los BRBs de prediseño, alcanzando el 45.19% con los BRBs optimizados, tal y como se esperaba (*Figura 5.12*). Este incremento de disipación por amortiguamiento histerético está acorde con los ciclos de histéresis presentados en el capítulo 5 (*Figura 5.13*), donde se aprecia claramente el aumento del área en los ciclos de histéresis del BRB optimizado con respecto al área BRB de prediseño.

De igual manera, la energía disipada por amortiguamiento global (energía que provoca la formación de rótulas plástica de la estructura) disminuyó para la estructura sin BRBs desde un 78.54% con respecto a la energía de entrada, a un 54.88% con el uso de los BRBs de prediseño, llegando hasta un 48.66% con los BRBs optimizados. Adicionalmente, la energía cinética (energía que provoca el desplazamiento horizontal de la estructura) disminuyó para la estructura sin BRBs desde un 27.22% con respecto a la energía de entrada, a un 17.33% con BRBs de prediseño, llegando al 13.36% con BRBs optimizados.

Las herramientas API presentaron ciertas limitantes, ya que no permiten acceder a toda la cantidad de resultados cuantitativos y/o cualitativos que nos ofrece el software ETABS. Debido a esto, el criterio de optimización está limitado a definirse con base a la disponibilidad de las API. Para este caso en particular se definieron las derivas como criterio de optimización. Es así como, la evaluación de los AG está basada en la normativa (VISION 2000, 1995) (*Tabla 2-6*) que considera los niveles de desempeño en función de las derivas. Por consiguiente, para la estructura con BRBs optimizados el análisis de derivas indica un nivel de desempeño IO (ocupación inmediata). Sin embargo, la estructura presentó 6 rótulas en nivel >CP (prevención al colapso) en los pórticos reforzados con disipadores. Dichos resultados sugieren que la estructura se encuentra en el nivel

de prevención al colapso según el software especializado ETABS, el cual está basado en la norma (ASCE-7, 2016).

Con base a lo expuesto anteriormente se encuentra que, el criterio uni-objetivo sustentado en el análisis de derivas no es suficiente para lograr la eliminación de rótulas plásticas en rango  $>CP$ . Por tanto, se debería considerar un criterio multi-objetivo que incluya la posibilidad de modificar la disposición de los BRBs en los pórticos de toda la estructura para que la distribución de cargas sísmicas se distribuya de manera uniforme. Adicionalmente, el criterio multi-objetivo podría incluir los niveles de desempeño de BRBs y de los elementos de la estructura principal (vigas y columnas), el cambio de secciones de (vigas y columnas) con armado de acero, entre otros.

El proceso de iteración manual adicional presentado en el capítulo de trabajos futuros es un método poco práctico, pues el resultado obtenido es óptimo dentro del espacio de búsqueda presentado. Es decir, dentro de las 11 iteraciones, la número 4 es la óptima presentando menor número de rótulas en nivel LS-CP y  $>CP$ . No obstante, si el espacio de búsqueda aumenta, existe la posibilidad de encontrar áreas con las cuales se presente un menor número de rótulas en nivel LS-CP y  $>CP$ . Por otra parte, se tiene que la estructura analizada presenta una geometría idealizada con el objeto de reducir el mayor número de variables. Es decir, se trata de una estructura homogénea, con la misma altura de entrepiso y vanos de igual longitud, lo que simplificó el cálculo a un disipador BRB con la misma área del núcleo por piso. Sin embargo, este proceso de iteración manual es muy poco viable para una estructura real, pues su irregularidad complicaría el análisis, por lo cual se requiere aumentar el espacio de búsqueda para alcanzar algún óptimo local. En comparación con la aplicación de los AG cuyo espacio de búsqueda fue de 1600 iteraciones con relación a una iteración manual con un valor de 11, se encuentra que, este proceso puede ser automatizado por medio de AG en trabajos futuros para resolver este tipo de problemas. Se sugiere utilizar un criterio multi-objetivo más elaborado que incluya algún método o procedimiento de análisis de los niveles de desempeño de las rótulas plásticas.

## 7.2 RECOMENDACIONES

Para mejorar el proceso de optimización, se considera necesario incluir criterios adicionales sobre los disipadores como una mejor definición de la geometría de la riostra, mejor caracterización de los materiales componentes de la riostra usando leyes constitutivas más sofisticadas, la modificación de las secciones y armado de los elementos del sistema de pórticos, etc. Igualmente, se debe considerar factores como energía disipada y cálculo del nivel de desempeño de las rótulas de manera independiente.

En adición, para futuros trabajos se recomienda implementar una función objetivo multiobjetivo, que tome en cuenta otras restricciones como la minimización del número de rótulas plásticas, distintas posibles configuraciones geométricas de los BRBs, secciones de los elementos estructurales, así como sus cuantías de acero o incluso costos económicos de los elementos. Cabe mencionar que para lograr esto se debe considerar un análisis ponderal, en el que alcanzada cierta convergencia de un objetivo se redefine otro y así sucesivamente hasta alcanzar una optimización global.

## BIBLIOGRAFÍA

- A. Gheidi, M. M. (2009). Effect of filler material on local and global behaviour of buckling-restrained braces.
- Abedini, H., & Hoseini, S. R. (2020). Optimum design of buckling-restrained braced frames,. *ELSEVIER, Volume 25*, Pages 99-112.
- ACI 318. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete*. Míchigan, Estados Unidos: American Concrete Institute.
- Aguiar. (2017). Microzonificación Sísmica de Quito. *Segunda edición*. (D. d. Construcción, Ed.) Quito: Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.
- Aguiar Falconi , R. (2013). Microzonificación de Quito. *Ira edición*. (C. d. Científicas, Ed.) Quito, Ecuador: Universidad de Fuerzas Armadas ESPE.
- Aguiar Falconi, R. (Abril de 2008). Análisis Sísmico de Edificios. Quito, Ecuador.
- Aguiar, R. (2012). *Dinámica de Estructuras con CEINCI-LAB*. Quito-Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas ESPE.
- Aguiar, R. (2012). *Dinámica de Estructuras con CEINCI-LAB*. Quito-Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas ESPE.
- Aguiar, R., Del Castillo , F., Mizonbe, J., & Mendoza, P. (2016). Rehabilitación de edificio afectado por el terremoto del 16 de abril de 2016 en la ULEAM. *Gaceta Técnica*, 9-22. Obtenido de [https://www.scipedia.com/public/Aguiar\\_et\\_al\\_2016a](https://www.scipedia.com/public/Aguiar_et_al_2016a)
- Aiken, I. D., Black, C. J., & Makris, N. (1 de Junio de 2004). Component Testing, Seismic Evaluation and Characterization of Buckling-Restrained Braces. *JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING* , 130, 15. doi:10.1061/~ASCE!0733-9445~2004!130:6~880!

- AISC 341. (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago: American Institute of Steel.
- ALACERO. (2018). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero. 5° edición*. Argentina: Asociación Latinoamericana del acero (alacero).
- Alvarado, A. (2012). *Néotectonique et cinématique de la déformation continentale en Equateur*. (.. Sciences, Ed.) Français: Université de Grenoble.
- Angeline, P. J. (1995). Evolution revolution: An introduction to the special track on genetic and evolutionary programming. *IEEE Exp. Syst. Appl.*, 10, 6-10.
- ASCE 41. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston, Virginia, Estados Unidos de América: American Society of Civil Engineers.
- ASCE-7. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and*. Virginia, EUA.: Structural Engineering Institute.
- ASTM International. (2014). *A36/A36M - 14 Standard Specification for Carbon Structural Steel*. West Conshohocken: American Society for Testing and Materials.
- Back, T. (1994). Selective pressure in evolutionary algorithms: A characterization of selection mechanisms. *Proc 1st IEEE Conf. on Evolutionary Computation*, 57-62.
- Baluja, S., & Caruana, R. (1995). Removing the Genetics from the Standar Genetic Algorithm. *International Conference on Machine Learning*.
- Black, C., Makris, N., & Aiken, I. (September de 2002). Component testing, stability analysis and characterization of buckling-restrained Unbonded Braces. Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Bozorgnia, Y., & Bertero, V. (2006). *Earthquake engineering from Engineering Seismology to performance Based Engineering. 1a ed.* New York: CRC Press.



- Bruneau, M., Uang, C.-M., & Sabelli, R. (2011). *Ductile design of steel structures*. McGraw-Hill.
- Calderón, J. (2020). *Análisis comparativo de las respuestas estructurales en edificaciones de 3,8 y 12 pisos en la ciudad de Quito utilizando acelerogramas escalados y artificiales; [Tesis de Pregrado, Universidad Central del Ecuador]*. Obtenido de <http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/21854?mode=full>
- Cancelado, R. (2013). Experimental Characterization of Practical Scale Buckling Restrained Braces under Cyclic Testing. *39*, pp. 17-23. Bogotá, Colombia: Revista de Ingeniería. Universidad de los Andes.
- Carreño, E., Bravo , B., Suárez, A., & Tordesillas, J. (1999). *Registro y Tratamiento de Acelerogramas*. España: Instituto Geográfico Nacional.
- Chang, C. M., Shia, S., & Lai, Y. A. (2018). Seismic design of passive tuned mass damper parameters using active control algorithm. *Journal of Sound and Vibration*, *426*, 150-165.
- Chazallet, S. (2016). *Python 3: los fundamentos del lenguaje*. (E. ENI, Ed.)
- Chopra, A. (2014). *Dinámica de Estructuras*. Naucalpan de Juárez, México: PEARSON EDUCACIÓN.
- Christopoulos, C., & Filiatrault, A. (2006). *Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation*. Italia: IUSS Press.
- Coley, D. A. (1999). *An Introduction to Genetic Algorithms for Scientists and Engineers*. London: World Scientific Publishing Co.
- Columbia, B., East, M., & Vesuvius, M. (2006). *Advanced civil infrastructure materials*. *1a ed.* WOODHEAD PUBLISHING LIMITED.

- CoreBrace. (13 de 7 de 2021). *CoreBrace superior seismic performance*. Obtenido de Vancouver City Hall: <https://corebrace.com/project/vancouver-city-hall/>
- CSI. (2020). USER'S GUIDE. *ETABS v19 SAP FIRE Analysis and Design of Building Systems*. USA: Copyright © Computers & Structures, Inc.
- CSI. (2021). IGENMAI. *CSI Spain | Application Programming Interface (API)*. Recuperado el 1 de Julio de 2021, de [https://www.csiespana.com/estat/40/application-programming-interface-\(api\)#](https://www.csiespana.com/estat/40/application-programming-interface-(api)#)
- Cueva, A., & Gonzáles, D. (2013). *Diseño por desempeño de edificaciones de hormigón armado con muros de corte*. Quito, Ecuador: EPN.
- Dampo Systems S.A. (2010). *Manual de diseño de estructuras equipadas con disipadores histeréticos. I*. Obtenido de <http://www.dampo.com.mx/wp-content/uploads/2020/10/Manual-de-diseño-de-estructuras-equipadas-con-disipadores-sismicos.pdf>
- Di Cesare, A., & Ponzo, F. C. (23 de Marzo de 2017). Seismic Retrofit of Reinforced Concrete Frame Buildings with Hysteretic Bracing Systems: Design Procedure and Behaviour Factor. *Hindawi*. doi:<https://doi.org/10.1155/2017/2639361>
- Dueñas, L., & Kwasinski, A. (1 de Jinio de 2012). Quantification of Lifeline System Interdependencies after the 27 February 2010 Mw 8.8 Offshore Maule, Chile, Earthquake. *SAGE Journals*, 28. doi:<https://doi.org/10.1193/1.4000054>
- Eguren, P. A., Ricse, A., & Huamaní, H. (2012). *Análisis y diseño de estructuras con aisladores sísmicos en el Perú*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Farhat, F., Nakamura, S., & Takahashi, K. (1 de agosto de 2008). Application of genetic algorithm to optimization of buckling restrained braces for seismic upgrading of existing structures. *ELSEVIER*, 87, 110-119. doi:<https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2008.08.002>

- FEMA 751. (2012). *Recommended Seismic Provisions: Design Examples*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.
- García, R. G., Valdovinos, R., Valdés, G. J., González, R. L., & Marcial, R. J. (17 de June de 2020). Analysis of Repair Costs of Scholar Buildings Affected by Earthquakes Using Data Mining. *SpringerLink*. Obtenido de [https://link.springer.com/chapter/10.1007/978-3-030-49076-8\\_5](https://link.springer.com/chapter/10.1007/978-3-030-49076-8_5)
- Gere, J. M., & Goodno, B. J. (2018). *Mecánica de Materiales* (9na Edición ed.). (C. Learning, Ed.) Boston, USA.
- Gere, J. M., & Weaver, W. J. (1967). *Análisis de Estructura Reticulares*. Compañía Editorial Continental, S.A.
- Goldberg, D. E., & Deb, K. (1991). A comparative analysis of selection schemes used in genetic algorithms. *Foundations of Genetic Algorithms*, 69-93.
- Goli, B., Yerramasetty, K., Nagarathinam, L., & Nandam, S. (Diciembre de 2017). Analytical Study of Buckling Restrained Braced Frames Under Lateral Loads Using Etabs. *International Journal of Pure and Applied Mathematics*, 115. Obtenido de <https://www.researchgate.net/publication/321480111>
- González, M., & Mases, M. (2003). RIESGO SÍSMICO. *Enseñanza de las Ciencias de la Tierra*, 44-53.
- Haupt, R. L., & Haupt, S. E. (2004). *Practical genetic Algorithms*. Hoboken: John Wiley & Sons, Inc.
- Holland, J. H. (1992). Genetic Algorithms. *Scientific American*, 267(1), 66-73.
- Hussai, S., P. V., Satari, M. A., & Lin, S. (2006). Buckling Restrained Braced Frames (BRBF) Structures: Analysis, Design and Approvals Issues. Long Beach: in Proceedings of the 75th SEAOC Annual Convention.

- Hussain, S., Benschoten, P. V., Satari, M. A., & Lin, S. (2006). Buckling Restrained Braced Frames (BRBF) Structures: Analysis, Design and Approvals Issues. Long Beach: in Proceedings of the 75th SEAOC Annual Convention.
- IG EPN. (10 de 6 de 2011). *Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional*. Obtenido de ESTUDIO SÍSMICO DE LA ZONA DE SUBDUCCIÓN FRENTE A LAS COSTAS DE MANABÍ: <https://www.igepn.edu.ec/servicios/noticias/425-estudio-s%C3%ADsmico-de-la-zona-de-subducci%C3%B3n-frente-a-las-costas-de-manab%C3%AD?cv=1>
- Instituto Geofísico - EPN. (2011). *LA INFORMALIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN ES EL MAYOR RIESGO EN UN TERREMOTO*. Recuperado el 2021, de igepn: <https://www.igepn.edu.ec/servicios/noticias/381-la-informalidad-en-la-construcci%C3%B3n-es-el-mayor-riesgo-en-un-terremoto>
- Janikow, C. Z., & St. Clair, D. (1995). Genetic algorithms simulating nature's methods of evolving the best design solution. *IEEE Potentials*, 14, 31-35.
- Jiménez Tintaya, C. O. (2007). Procesamiento digital de señales sísmicas en entorno MATLAB. *Instituto Geofísico del Perú*, 6. Obtenido de [http://jro.igp.gob.pe/subwebs/200511\\_teps1/presentaciones/CJimenez\\_ProcSenales\(explic\).pdf](http://jro.igp.gob.pe/subwebs/200511_teps1/presentaciones/CJimenez_ProcSenales(explic).pdf)
- Kazeminezhad, M. &. (2003). The effect of controlled cooling after hot rolling on the mechanical properties of a commercial high carbon steel wire rod. 24, 6, 415-421. *Materials & design*.
- Kelly, J. M., Skinner, R. I., & Heine, A. J. (1992). Mechanism of energy absorption in special devices for use in earthquake resistant structures.
- Khampanit, A., Leelataviwat, S., Kochanin, J., & Warnitchai, P. (19 de Septiembre de 2014). Energy-based seismic strengthening design of non-ductile reinforced

concrete frames using buckling-restrained braces. *ELSEVIER*, 81, 110–122.  
doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.09.033>

Kimura, K., Takaeda, Y., Yoshioka, K., Furuya, N., & Takemoto, Y. (1976). An experimental study on braces encased in steel tube and mortar.

Li, G.-Q., & Li, J.-J. (2007). *Advanced Analysis and Design of Steel Frames. 1a ed.* (J. W. Sons, Ed.) Chichester.

M.Mazzolani, F., & Wada, A. (2012). *Behaviour of Steel Structures in Sesimic Areas. 1a ed.* CRC Press.

Manola, M. M., & Koumousis, V. K. (2010). The role of redundancy and overstrength in earthwuaque resistant design. *9th International Congress on Mechanics Limassol*. Cyprus: Institute of Structural Analysis & Aseismic Research National Technical University of Athens .

Martelli, A., Forni, M., & Clemente, P. (2012). Recent Worldwide Application of Seismic Isolation and Energy Dissipation and Conditions for Their Correct Use. *In Proceedings on electronic key of the 15th World conference on earthquake engineering (15WCEE), Vol. 52*, pp. 24-28. Lisbon.

Mehrkian, B., Bahar, A., & Chaibakhsh, A. (10 de Noviembre de 2018). Semiactive conceptual fuzzy control of magnetorheological dampers in an irregular base-isolated benchmark building optimized by multi-objective genetic algorithm. *WILEY*. doi:10.1002/stc.2302

Mehrkian, B., Bahar, A., & Chaibakhsh, A. (10 de Noviembre de 2019). Semiactive conceptual fuzzy control of magnetorheological dampers in an irregular base-isolated benchmark building optimized by multi-objective genetic algorithm. 26. doi:10.1002/stc.2302

- Mejía, D. J. (2020). Estimación para edificaciones de concreto reforzado con arriostramiento restringido al pandeo del coeficiente de disipación de energía R en zona de amenaza sísmica alta. 548. Bogotá, Colombia. Obtenido de <https://repositorio.unal.edu.co/handle/unal/78679>
- Merter, O., & Ucar, T. (2015). Evaluation of Performance Levels of RC Frames Using Plastic Energy Demand and Interstory Drift Ratio Concepts. *18, 10*, 1747-1761. *Advances in Structural Engineering*.
- MIDUVI. (2016). *Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015*. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda del Ecuador.
- Mora, E. (2020). Apuntes de Clase de Ingeniería Sísmica. Quito, Ecuador: Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Escuela Politécnica Nacional.
- Mora, E. D., Aguirre, J. J., & Bone, J. L. (2020). Mopdelling and calibration of infill frame-buildings, using ambient vibration tests and genetic algorithm. *Int. J. Structural Engineering, 10(4)*, 330-352. doi:10.1504/IJSTRUCTE.2020.109856
- NEC-15-CG. (2014). *Cargas no Sísmicas*. Quito, Ecuador: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda del Ecuador.
- NEC-15-DS. (2014). *Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente*. Quito, Ecuador: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda del Ecuador.
- NEC-15-HM. (2014). *Estructuras de Hormigón Armado*. Quito, Ecuador: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda del Ecuador.
- Nippon Steel. (13 de 7 de 2021). *Nippon Steel Engineering*. Obtenido de UBB Unbonded Brace:  
[https://www.eng.nipponsteel.com/english/whatwedo/building/response\\_control\\_and\\_seismic\\_isolation\\_devices/ubb/](https://www.eng.nipponsteel.com/english/whatwedo/building/response_control_and_seismic_isolation_devices/ubb/)

- Nix, A., & Vose, M. D. (1992). Modeling genetic algorithms with MARKov chains. *An. Math. Art. Intell.*, 5, 79-88.
- Ontiveros, P., P., S., Miguel, L. F., & Riera, J. D. (2019). Reliability-based optimum design of passive friction dampers in buildings in seismic regions. *190*, 276-284. *Engineering Structures*.
- Oviedo, J. A., & Duque, M. d. (2006). SISTEMAS DE CONTROL DE RESPUESTA SÍSMICA EN EDIFICACIONES. *6*, 105-120. *Revista EIA*.
- Pacific Earthquake Engineering Research (PEER). (20 de Julio de 2021). *PEER Ground Motion Database*. Obtenido de <http://ngawest2.berkeley.edu>
- Pan, W. H., Tong, J. Z., Guo, Y. L., & Wang, C. M. (2020). Optimal design of steel buckling-restrained braces considering stiffness and strength requirements. *Engineering Structure*.
- Park, K., Oh, B. K., Park, H. S., & Choi, S. W. (1 de Diciembre de 2015). GA-Based Multi-Objective Optimization for Retrofit Design on a Multi-Core PC Cluster. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 30, 965-980. doi:<https://doi.org/10.1111/mice.12176>
- Paulay, T., & Park, R. (1988). *Estructuras de Concreto Reforzado*. México DF, México: Limusa.
- Paz, M. (1992). *Dinámica Estructural Teoría y Cálculo 3ed*. Barcelona, España: Reverté, S.A.
- R. Wigle, V., & Fahnestock, L. A. (2010). Buckling-restrained braced frame connection performance. *Journal of Constructional Steel Research*, (66), 65-74.
- Reynolds, J., Rezgui, Y., Kwan, A., & Piriou, S. (20 de March de 2018). A zone-level, building energy optimisation combining an artificial neural network, a genetic

algorithm, and model predictive control. *ELSEVIER*, 729-739. Obtenido de <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S036054421830522X?msclid=39353d18c0b611ecba8f2651fb5f5b27>

Romo, M., Mendoza, M., & García, S. (2000). Geotechnical Factors In Seismic Design of Foundations State-Of-The-Art Report. *12 th World Conference on Earthquake Engineering*, 33. New Zealand.

Shah, S. P. (1997). An overview of the fracture mechanics of concrete. *Cement, concrete and aggregates*, 19, 2, 79-86.

Shen, Z. Y., Li, G. Q., Chen, Y. Y., Zhang, Q. L., & Chan, S. L. (2005). Fourth International Conference on Advances in Steel Structures. *1a ed.* Shanghai, China: Elsevie.

Shi, C., & Mo, Y. L. (2008). High-Performance Construction Materials. *1a ed.* Buffalo, NY, U.S.A: World Scietific Publishing Co. Pte. Ltd.

Shook, D., Roschkea, P., Lin, P., & Lohc, C. (Febrero de 2008). GA-optimized fuzzy logic control of a large-scale building for seismic loads. *ELSEVIER*, 30, 436-449. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2007.04.008>

Singh, M., Singh, S., & Moreschi, L. (2002). Tuned mass dampers for response control of torsional buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 749-769. doi:<http://dx.doi.org/10.1002/eqe.119>

Sivanandam, S. N. (2008). Genetic algorithms. *In Introduction to genetic algorithms*, pp. 15-37. Berlin, Heidelberg: Springer.

Smith, S. (1999). The Scientist and Engineer's Guide to Digital Signal Processing, ed. San Diego, Estados Unidos de América: California Technical Publishing.



- Takeuchi, T., Hajjar, J., Matsui, R., Nishimoto, K., & Aiken, I. (2010). Local buckling restraint condition for core plates in buckling restrained braces. pp. 139-149. *Journal of Constructional Steel Research*.
- Taranath, B. (2004). *Wind and Earthquake Resistant Buildings. vol. 18, 1a ed.* Los Angeles: Marcel Dekker.
- Taranath, B. S. (2012). *Structural Analysis and Design of Tall Buildings. 1a ed.* Boca Raton: CRC Press.
- Tena, C. A., Hernández, R. H., Godínez, D. E., Pérez, R. L., Grande, V. A., Urbina, C. L., & Villegas, J. O. (2020). PERFORMANCE OF COLLAPSE PREVENTION DESIGNED BUILDINGS DURING THE SEPTEMBER 19, 2017 EARTHQUAKE IN MEXICO CITY. *The 17th World Conference on Earthquake Engineering* (pág. 12). Sendai: 17WCEE.
- Tsai, K. C., Chen, H. W., Hong, C. P., & Su, Y. F. (1993). Design of Steel Triangular Plate Energy. *vol. 9, 505-528. Earthquake Spectra*.
- UNISDR. (Enero de 2013). AMÉRICA DEL SUR: Una visión regional de la. *Oficina de las Naciones Unidas para la Reducción del Riesgo de Desastres*. Obtenido de [https://www.eird.org/wikiesp/images/Visi%c3%b3n\\_regional\\_de\\_la\\_situaci%c3%b3n\\_de\\_riesgo\\_de\\_desastres\\_America\\_del\\_Sur\\_FINAL.pdf](https://www.eird.org/wikiesp/images/Visi%c3%b3n_regional_de_la_situaci%c3%b3n_de_riesgo_de_desastres_America_del_Sur_FINAL.pdf)
- Villacreses, C., Mieles, Y., Delgado, D., & Alcívar, S. (15 de Septiembre de 2020). A Look at the Traditional Construction During the Earthquake of 7.8 Mw of Pedernales 2016 (Ecuador): The Case of Portoviejo City. *Springer*. doi:[https://doi.org/10.1007/978-3-030-35533-3\\_44](https://doi.org/10.1007/978-3-030-35533-3_44)
- VISION 2000. (1995). *Performance Based Seismic Engineering of. Sacramento, California, USA: Structural Engineers Association of California.*

- Wakabayashi, M., Nakamura, T., Katagihara, A., Yogoyama, H., & Morisono, T. (1973). Experimental Study on the elasto-plastic behaviour of braces enclosed by precast concrete panels under horizontal cyclic loading.
- Wakabayashi, M., Nakamura, T., Katagihara, A., Yogoyama, H., & Morisono, T. (1973). Experimental Study on the elasto-plastic behaviour of braces enclosed by precast concrete panels under horizontal cyclic loading.
- Xie, Q. (2005). State of the art of buckling-restrained braces in Asia. pp. 727-748. *Journal of Constructional Steel Research*.
- Zheng, L., Huang, B., Zhang, Q., & Lu, X. (12 de Mayo de 2018). Experimental and analytical study on vibration control effects of eddy-current tuned mass dampers under seismic excitations. *ELSEVIER*. doi:<https://doi.org/10.1016/j.jsv.2017.10.035>
- Zhou, F., & Tan, P. (2018). Recent progress and application on seismic isolation energy dissipation and control for structures in China. *17, 1*, 19-27. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*.
- Zhou, P. P., Li, G. M., Li, M., & Dong, Y. H. (2013). *New Frontiers in Engineering Geology and the Environment*. *1a ed.* Heidelberg, Alemania: Springer.
- Zitzler, E., & Thiele, L. (1999). Multiobjective evolutionary algorithms: a comparative case study and strength Pareto approach. *IEEE Trans. Evol. Comput.*, *3*, 257-271.

## ANEXO 1

Los códigos de programación con los que se llevó a cabo en este trabajo se encuentran en el repositorio de GitHub

<https://github.com/StevenMRV/Algoritmos-Geneticos/tree/Codigo-AG>.

El Repositorio contiene:

### ARCHIVOS MATLAB

- **Corec\_Filt\_2020A.m**  
Es una función de MATLAB que corrige la línea base y filtra acelerogramas.
- **EspectroRespuesta\_BetaNewmark2020A.m**  
Es una función de MATLAB que calcula el espectro de respuesta de un acelerograma.
- **Intensidad\_Areas.m**  
Es una función de MATLAB que recorta acelerogramas por duración significativa
- **Escalamiento\_acelerogramas.m**  
Es un script de MATLAB que realiza el escalamiento de acelerogramas.

### ARCHIVOS PYTHON 3

- **MAIN.py**  
Es un script que contiene las funciones necesarias para la ejecución del AG y para conectar Python a ETABS a través de sus APIs. Puede verse como una biblioteca de funciones.
- **AG TESIS.py**  
Es un script que contiene los parámetros iniciales para la ejecución del AG. Llama a las funciones de MAIN.py para la ejecución del AG.

### MODELO DE ETABS

- **MODELO\_EVALUAR COL BRBF.EDB**  
Es el modelo inicial ejecutable de ETABS necesario para correr el algoritmo.