

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



**ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE EL MÉTODO
ESTÁTICO EQUIVALENTE Y EL MÉTODO POR
DESEMPEÑO SÍSMICO EN EL DISEÑO DE EDIFICIOS
DE ESTRUCTURAS DE ACERO**

PRESENTADO POR:

IMNA VERENICE CENTENO REYES

CHRISTOPHER ALEXANDER PÉREZ ALVARADO

PARA OPTAR AL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, JUNIO 2017

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR :

MSC. ROGER ARMANDO ARIAS ALVARADO

SECRETARIO GENERAL :

MSC. CRISTOBAL HERNÁN RÍOS BENÍTEZ

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

DECANO :

ING. FRANCISCO ANTONIO ALARCÓN SANDOVAL

SECRETARIO :

ING. JULIO ALBERTO PORTILLO

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

DIRECTOR :

ING. JORGE OSWALDO RIVERA FLORES

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:

INGENIERO CIVIL

Título :

**ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE EL MÉTODO
ESTÁTICO EQUIVALENTE Y EL MÉTODO POR
DESEMPEÑO SÍSMICO EN EL DISEÑO DE EDIFICIOS
DE ESTRUCTURAS DE ACERO**

Presentado por :

IMNA VERENICE CENTENO REYES

CHRISTOPHER ALEXANDER PÉREZ ALVARADO

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docente Asesor :

MSC. FREDY FABRICIO ORELLANA CALDERÓN

San Salvador, Junio 2017

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docente Asesor :

MSC. FREDY FABRICIO ORELLANA CALDERÓN

AGRADECIMIENTOS

A **Dios Todopoderoso** por ser nuestro guía y velar por nosotros en todo el camino que hemos recorrido durante el trabajo de graduación, dándonos fortaleza, paciencia y coraje en los momentos de mayor adversidad, permitiéndonos culminar nuestra meta con éxito y satisfacción.

Al **Msc. Fredy Fabricio Orellana Calderón** por ser nuestro asesor y guiarnos durante todo el proceso del trabajo de graduación, aclarándonos dudas sobre ciertas terminologías y brindándonos consejos sobre las temáticas y como desarrollarlas. Además, agradecerle por poseer la paciencia y serenidad en todo momento con nosotros y en el momento de evaluar nuestros objetivos.

Al **Dipl.-Ing.; Ing. Manuel de Jesús Gutiérrez Hernández** por compartir sus conocimientos con respecto a la interpretación de resultados y como abordarlos, los cuales fueron fundamentales en la aclaración de los objetivos. También, agradecerle por presionarnos en todo momento para obtener el mayor conocimiento posible con respecto a las temáticas desarrolladas en el trabajo de graduación.

Al **Ing. Jorge Oswaldo Rivera Flores** por siempre estar a la disposición de aclararnos cualquier duda con respecto al desarrollo del trabajo de graduación.

Al **personal docente de la Escuela de Ingeniería Civil** por brindarnos todo el conocimiento básico de la carrera, los cuales aplicaremos en nuestro ámbito laboral.

A **nuestros compañeros y amigos de la carrera** por motivarnos y aconsejarnos en todo momento durante el trabajo de graduación.

¡GRACIAS TOTALES!

DEDICATORIA

A **Dios** por su infinita misericordia y su bondad, por darme la vida, la sabiduría y fortaleza en todo momento. Por estar atento a mis peticiones y responder en el tiempo perfecto, por brindarme la paciencia necesaria para no desistir, por no dejarme sola y haber puesto en mi camino personas que han sido mi soporte durante todo el periodo de estudio, por ser mi guía y mi ayudador desde mi nacimiento hasta el día de hoy. Por este triunfo alcanzado, a ti sea la gloria.

A mi madre **María Elvira Reyes Reyes** por su incondicional apoyo perfectamente mantenido a través del tiempo y la distancia, por creer en mí, por su comprensión, por sus oraciones, consejos, valores, por la motivación constante en seguir sin desmayar, pero más que nada, por su amor.

A mi padre **Samuel Antonio Centeno Medrano** quien ha sido uno de los pilares fundamentales en todo lo que soy, en mi educación, por orar por mí, por su dedicación y esfuerzo para brindarme su apoyo absoluto. Gracias por darme una carrera para mi futuro.

A mis hermanas, **Yosselin Raquel Centeno** y **Elvira Iveth Centeno**, porque han contribuido al cumplimiento de una de mis más importantes metas, por compartir conmigo grandes experiencias y vivencias únicas, por escucharme siempre, orar por mí y mis proyectos y por estar presente en cada uno de mis logros.

A mis abuelos, **Luis Alonso Reyes** y **Elida Reyes de Reyes**, por llevarme siempre en oración, por estar a mi pendiente y por amarme.

A mis amigos, **Melvin René Rivera** y **Gabriela Patricia González**, por haberme acompañado a lo largo de esta trayectoria, por brindarme apoyo, amistad, afecto, ternura y consolarme en los momentos más difíciles. Gracias por formar parte de mi historia.

Imna Verence Centeno Reyes

A mis compañeros de la universidad, **Tatiana Carolina Chavarría, Luis Solórzano Navarro, Eduardo Duarte Bonilla, Julio Valdivieso Cardoza, Nelson Ricardo Pacas, René Alberto Claros y José Nelson Alvarado**, por compartir grandes momentos divertidos y de estrés a lo largo de mi carrera, por apoyarnos mutuamente en nuestra formación profesional y por convertirse en grandes compañeros y amigos.

A **Christopher Alexander Pérez** por aportar y asistir al desarrollo de este trabajo de investigación, gracias por su esfuerzo y dedicación.

DEDICATORIA

A mi madre, **Ana Gloria Alvarado**, por ser mi apoyo incondicional y mi mayor fan, la cual nunca se preocupó de que fallara dada la fe y confianza que tiene en mí. Gracias a ella, la perseverancia fue mi motivación de continuar mis estudios, los cuales un paso de éstos está culminando con el trabajo de graduación. Los valores y principios que me enseñó nunca serán lo suficientemente agradecidos; pero este trabajo es una dedicatoria por todos los esfuerzos y sacrificios que ella realizó para que obtuviera una buena educación, esperando seguir enorgulleciéndola y triunfar a su lado en la vida.

A mi hermana mayor, **Flor de María Alvarado**, por ayudarme en todo lo concerniente a creatividad y brindarme ideas que en el futuro emplearé en mi carrera. Este trabajo es dedicado a ella, por el esfuerzo y paciencia que ha tenido ella conmigo y, por nunca dejar de creer en mí, motivándome ante diversas adversidades que se presentaron durante el desarrollo del trabajo de graduación.

A mi abuelo, **Emilio Alvarado**, por ser un padre para mí, estar allí siempre que lo necesite. A pesar de que ya no te encuentras físicamente entre nuestra familia, espero que me sigas vigilando y cuidando al lado de tu perrito fiel **Psycho**, mostrándome el sendero que debo seguir para continuar siendo una persona de bien como tú lo fuiste.

A mi prima y gemela, **Estefhany Alvarado**, por ser una persona incondicional. A pesar de que a la edad de nueve años fuimos separados por la distancia territorial, siempre has estado presente en mi vida, hemos vivido grandes experiencias juntos, apoyándome y motivándome en mis estudios.

A mi tía, **Yesenia Batres**, por ser mi segunda mamá, la cual me impulsa que estudie y que sus motivaciones fueron clave en mis estudios de niñez, las cuales son reflejadas en la culminación del trabajo de graduación.

Christopher Alexander Pérez Alvarado

A mi tío, **Jorge Alvarado**, por ser una figura de admiración, de quién sigo aprendiendo que las dificultades en la vida se siguen enfrentando con tranquilidad y serenidad, sin importar lo adversas que sean.

A mi prima y hermanita menor, **Melany Alvarado**, por ser una niña muy dulce, con quién revivo muchos recuerdos de mi niñez, los cuales me dan paciencia y tranquilidad en momentos difíciles.

A mi tía, **María Molina**, por ayudarme en cualquier cosa que necesitara, brindarme espacios de estudios y entender las dificultades que se presentaron en mi carrera.

A mi tía, **Noelia Areli Alvarado**, por ayudarme siempre que la necesite y brindarme conocimientos económicos que aplicaré durante toda mi carrera.

A mis mejores amigos, **Melvin Salazar** y **Stefanie Menjivar**, por brindarme su apoyo y motivarme durante toda la carrera y en mis estudios básicos. A pesar de no vernos seguido, han sido un soporte incondicional en mi vida.

A mi mejor amiga en la carrera, **Tatiana Chavarría**, por apoyarme y brindarme una experiencia agradable durante todo el proceso universitario.

A mis amigos y vecinos, **Michelle Anzora**, **Steven Anzora** y **Sandra Anzora**, por apoyarme durante la carrera y siempre estar presente durante las entregas de mis logros.

A mi padre, **Opher Pérez**, por enseñarme lo que no debo hacer en la vida.

Al resto de mi familia, mi abuela **Irma Alvarado**, **Francisco Molina**, **Edward Molina**, **Brandon Molina**, **Enrique Alvarado** y **Yelena Alvarado**; por todo el apoyo durante mis años de estudio.

Christopher Alexander Pérez Alvarado

ÍNDICE DE CONTENIDO

CAPÍTULO I: GENERALIDADES	1
1.1 Introducción.....	1
1.2 Antecedentes.....	2
1.3 Planteamiento del problema.....	5
1.4 Objetivos.....	6
1.4.1 Objetivo general.....	6
1.4.2 Objetivos específicos.....	6
1.5 Alcances.....	6
1.6 Limitaciones.....	7
1.7 Justificación.....	7
1.8 Descripción capitular.....	8
1.8.1 Capítulo I: Generalidades.....	8
1.8.2 Capítulo II: Métodos de diseño sísmico.....	9
1.8.3 Capítulo III: Comportamiento de las estructuras de acero y métodos de análisis.....	9
1.8.4 Capítulo IV: Criterios para el análisis y diseño estructural de los edificios.....	10
1.8.5 Capítulo V: Análisis y diseño de edificios de estructuras de acero mediante el método estático equivalente.....	10
1.8.6 Capítulo VI: Análisis y diseño de edificios de estructuras de acero mediante el método de diseño por desempeño sísmico.....	10
1.8.7 Capítulo VII: Análisis comparativo de resultados.....	11

1.8.8 Capítulo VIII: Conclusiones y Recomendaciones.....	11
CAPÍTULO II: MÉTODOS DE DISEÑO SÍSMICO.....	12
2.1 Método estático lineal o estático equivalente.....	12
2.1.1 Evolución histórica del método estático equivalente.....	12
2.1.1.1 <i>Nacimiento y crecimiento de la ingeniería sísmica en los primeros años.....</i>	<i>12</i>
2.1.1.1.1 <i>Eventos sísmicos y su importancia en el desarrollo de métodos sismorresistentes.....</i>	<i>13</i>
2.1.2 Procedimiento del método estático equivalente.....	19
2.1.2.1 <i>Coefficiente sísmico.....</i>	<i>20</i>
2.1.2.2 <i>Distribución vertical de la fuerza cortante.....</i>	<i>29</i>
2.1.2.3 <i>Distribución horizontal del cortante.....</i>	<i>30</i>
2.1.2.4 <i>Determinación y límites de la deriva de entrepiso.....</i>	<i>31</i>
2.1.2.5 <i>Efectos P-Delta.....</i>	<i>32</i>
2.1.2.6 <i>Volteo.....</i>	<i>33</i>
2.2 Análisis estático no lineal.....	34
2.2.1 Evolución histórica del método basado en desempeño.....	34
2.2.2 Procedimiento del análisis estático no lineal.....	39
2.2.2.1 <i>Análisis Pushover.....</i>	<i>40</i>
2.2.2.1.1 <i>Determinación de la curva Pushover.....</i>	<i>41</i>
2.2.2.2 <i>Proceso para determinar la demanda sísmica.....</i>	<i>44</i>
2.2.2.2.1 <i>Método de espectro de capacidad.....</i>	<i>45</i>
2.2.2.2.2 <i>Método de coeficiente de desplazamiento.....</i>	<i>63</i>
2.2.3 Objetivos de desempeño.....	69
2.2.3.1 <i>Niveles de desempeño de un edificio específico.....</i>	<i>71</i>
2.2.3.1.1 <i>Niveles de desempeño estructural.....</i>	<i>71</i>

2.2.3.1.2 Niveles de desempeño no estructural.....	73
2.2.3.2 Designación de los niveles de desempeño específico del edificio....	74
2.3 Análisis dinámico.....	76
2.3.1 Análisis modal espectral.....	76
2.3.2 Análisis historia del tiempo.....	77
2.3.2.1 Tipos de análisis de historia del tiempo.....	77
2.3.3 Análisis dinámico lineal.....	78
2.3.4 Análisis dinámico no lineal.....	79
CAPÍTULO III: COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO Y MÉTODOS DE ANÁLISIS.....	80
3.1 Acero como material estructural.....	80
3.1.1 Propiedades del acero estructural.....	81
3.1.1.1 Propiedades mecánicas.....	81
3.1.1.2 Propiedades físicas.....	83
3.1.2 Ventajas y desventajas del acero estructural.....	83
3.2 Aspectos generales del comportamiento estructural de acero.....	85
3.3 Relaciones esfuerzo – deformación.....	86
3.4 Comportamiento sísmico de las estructuras de acero.....	87
3.5 Tipos de estructuras de acero en edificios.....	89
3.5.1 Estructura apoyada en muro de carga.....	89
3.5.2 Estructura reticular.....	90
3.5.3 Estructuras de grandes claros.....	91
3.5.4 Estructuras combinadas de acero y concreto.....	91

3.6 Tipos de conexiones en estructuras de acero.....	92
3.6.1 Conexiones atornilladas.....	92
3.6.2 Conexiones soldadas.....	93
3.6.3 Conexiones compuestas.....	94
3.7 Teoría del análisis plástico.....	95
3.7.1 Módulo plástico.....	96
3.8 Análisis y diseños plásticos.....	98
3.8.1 Análisis plástico.....	99
3.8.2 Diseño plástico.....	100
3.8.3 Requisitos del AISC.....	100
3.9 Rótulas plásticas y mecanismos de falla.....	101
3.9.1 Localización de la rótula plástica para cargas uniformes.....	104
3.10 Métodos de análisis para el diseño de estructuras de acero.....	105
3.10.1 Método LRFD: Diseño con Factores de Carga y Resistencia.....	106
3.10.1.1 Combinaciones de carga.....	106
3.10.2 Método ASD: Diseño por Esfuerzos Permisibles.....	108
3.10.2.1 Combinaciones de carga.....	108
CAPÍTULO IV: DISEÑO CONCEPTUAL DE LOS EDIFICIOS Y CRITERIOS PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	109
4.1 Estructuración de edificios.....	109
4.1.1 Diseño conceptual.....	109
4.1.1.1 Criterios generales de estructuración sísmica.....	109
4.1.1.2 Criterios específicos de estructuración sísmica.....	112
4.1.1.2.1 Propiedades geométricas.....	112

4.1.1.2.2	<i>Propiedades de masa</i>	116
4.1.1.2.3	<i>Propiedades de rigidez</i>	116
4.2	Análisis estructural.....	119
4.2.1	Combinaciones de carga.....	119
4.3	Análisis modal espectral.....	120
4.3.1	Sismo de diseño.....	120
4.4	Descripción de los edificios.....	123
4.4.1	Estructuración sísmica.....	123
4.4.2	Predimensionamiento.....	133
4.4.3	Materiales.....	134
4.5	Evaluación de cargas actuantes en la estructura.....	135
4.5.1	Proceso de bajado de carga.....	136
CAPÍTULO V: ANÁLISIS Y DISEÑO DE EDIFICIOS DE ESTRUCTURAS DE ACERO MEDIANTE EL MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE		145
5.1	Parámetros para el análisis de edificios mediante el programa ETABS.....	145
5.1.1	Condiciones geotécnicas.....	145
5.1.1.1	<i>Zonificación sísmica</i>	145
5.1.1.2	<i>Características del suelo</i>	146
5.1.2	Factor de importancia.....	147
5.1.3	Factor de modificación de respuesta.....	147
5.1.4	Periodo fundamental del edificio.....	148
5.1.5	Orígenes de masa.....	148
5.2	Estructura modelada en ETABS.....	150
5.3	Análisis de las edificaciones por el método estático equivalente.....	155

5.3.1 Análisis sísmico.....	155
5.4 Evaluación del cortante basal.....	160
5.4.1 Distribución vertical de la fuerza cortante.....	160
5.5 Revisión del periodo fundamental de vibración generado por el método B.....	165
5.6 Revisión de los desplazamientos y derivas de entrepiso máximas.....	171
5.6.1 Revisión de las derivas de entrepiso máximas.....	171
5.6.2 Desplazamientos permisibles en cada nivel.....	174
5.7 Datos obtenidos del programa ETABS.....	176
CAPÍTULO VI: ANÁLISIS Y DISEÑO DE EDIFICIOS DE ESTRUCTURAS DE ACERO MEDIANTE EL MÉTODO POR DESEMPEÑO SÍSMICO.....	186
6.1 Definición del objetivo de desempeño.....	186
6.2 Análisis sísmico en las edificaciones.....	186
6.2.1 Propiedades del material no lineal.....	187
6.2.1.1 Modelos de histéresis.....	187
6.2.1.1.1 Modelo de histéresis cinemático.....	188
6.2.1.1.2 Modelo de histéresis de Ramberg-Osgood.....	189
6.2.1.1.3 Modelo de histéresis Takeda.....	190
6.2.1.1.4 Modelo de histéresis degradante.....	191
6.2.1.1.5 Modelo de histéresis de endurecimiento BRB.....	191
6.2.1.1.6 Modelo de histéresis isotrópico.....	192
6.2.1.2 Valores de radio de amortiguamiento según el material estructural.....	193
6.2.2 Origen de masa.....	195

6.2.3 Rigidez secante.....	196
6.2.4 Definición de rótulas plásticas.....	197
6.2.4.1 Curva de deformación plástica.....	198
6.2.5 Patrones de carga.....	200
6.2.4.1 Distribución uniforme.....	201
6.2.4.2 Distribución de cargas en triangular.....	201
6.2.4.3 Distribución modal.....	202
6.3 Proceso para determinar la demanda sísmica.....	202
6.4 Determinación del punto de desempeño.....	203
6.4.1 Revisión del objetivo de desempeño.....	203
6.4.1.1 Límites de desplazamiento.....	203
6.4.1.2 Mecanismos de falla.....	205
6.5 Aplicación del método por desempeño sísmico en el diseño y análisis de las edificaciones.....	205
6.5.1 Objetivo de desempeño de los edificios.....	205
6.5.2 Estructuras modeladas y diseñadas en ETABS.....	206
6.5.2.1 Distribución de rigidez en los niveles del edificio.....	211
6.5.3 Análisis espectral modal.....	213
6.5.4 Patrones de carga.....	216
6.5.4.1 Distribución de cargas en triangular (Propuesto por la NTDS).....	216
6.5.4.2 Distribución uniforme.....	219
6.5.4.3 Distribución modal.....	222
6.5.5 Resultados del método por desempeño sísmico a través de ETABS.....	224
6.5.5.1 Localización del punto de desempeño.....	224
6.5.5.2 Punto de desempeño más desfavorable.....	245
6.5.5.3 Límites de desplazamiento.....	246
6.5.5.4 Límites de derivas.....	250

6.5.5.4.1 Derivas por entrepiso cercanas al punto de desempeño.....	251
6.5.5.4.2 Desplazamientos, derivas y cortantes en el punto máximo de la estructura.....	255
6.5.5.4.3 Revisión del objetivo de desempeño.....	264
6.5.5.5 Mecanismos de falla en las estructuras.....	265
6.5.6 Resultados del método por desempeño sísmico a través de SAP2000.....	274
6.5.6.1 Localización del punto de desempeño.....	274
6.5.6.2 Límites de desplazamiento.....	278
6.5.6.3 Límites de derivas.....	281
6.5.6.3.1 Derivas por entrepiso cercanas al punto de desempeño.....	281
6.5.6.3.2 Derivas por entrepiso en el desplazamiento máximo de las edificaciones.....	284
6.5.6.4 Mecanismos de falla en las estructuras.....	287
CAPÍTULO VII: ANÁLISIS COMPARATIVO DE RESULTADOS.....	296
7.1 Evaluación por desempeño sísmico de las estructuras diseñadas por el método estático equivalente.....	296
7.1.1 Localización del punto de desempeño.....	296
7.1.2 Mecanismos de falla en las estructuras.....	300
7.2 Comparación de resultados de diseño entre el método estático equivalente y el método por desempeño sísmico.....	303
7.2.1 Secciones de elementos sismorresistentes.....	303
7.2.2 Distribución de rigideces.....	309
7.2.3 Comparación de los desplazamientos máximos de los niveles del edificio y desplazamientos en el punto de desempeño.....	312

7.2.4 Comparación de las derivas máximas de los niveles del edificio y derivas en el punto de desempeño.....	314
7.2.5 Energía de deformación máxima.....	317
7.2.5.1 <i>Diseño por método estático equivalente y evaluado por desempeño sísmico.</i>	317
7.2.5.2 <i>Diseño mediante método por desempeño sísmico.</i>	319
CAPÍTULO VIII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	323
8.1 Conclusiones.....	323
8.1.1 Configuración geométrica.....	323
8.1.2 Condiciones geotécnicas.....	324
8.1.3 Método de la fuerza lateral equivalente.....	324
8.1.4 Método de diseño por desempeño sísmico.....	325
8.1.4.1 <i>Fijación del punto de desempeño.</i>	325
8.1.4.2 <i>Mecanismos de falla.</i>	327
8.1.4.3 <i>Curva de capacidad.</i>	329
8.1.5 Variables del comportamiento de las edificaciones.....	331
8.1.6 Beneficios de la aplicación de un método con respecto al otro.....	332
8.2 Recomendaciones.....	334
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	336
ANEXOS	338

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura II-1: Mapa de zonificación sísmica de El Salvador en diferentes periodos de tiempo.</i>	21
<i>Figura II-2: Curva de capacidad y niveles de desempeño. Tomada de (ATC-40, 1996).</i>	41
<i>Figura II-3: Curva de capacidad.</i>	42
<i>Figura II-4: Múltiples curvas de capacidad requeridas para la degradación de resistencia del modelo.</i>	43
<i>Figura II-5: Curva de capacidad con las degradaciones totales de resistencia modeladas.</i>	44
<i>Figura II-6: Representación bilineal de la curva de capacidad.</i>	47
<i>Figura II-7: Calculo de amortiguamiento para la reducción espectral.</i>	49
<i>Figura II-8: Ejemplo de espectro de demanda reducido.</i>	52
<i>Figura II-9: Curva de espectro de capacidad, curva de espectro de respuesta y punto inicial de prueba.</i>	54
<i>Figura II-10: Relación bilineal del espectro de capacidad y espectro de demanda reducido.</i>	54
<i>Figura II-11: Identificación del punto de desempeño.</i>	55
<i>Figura II-12: Espectros de demanda para diferentes amortiguamientos efectivo y espectro de capacidad.</i>	56
<i>Figura II-13: Representación bilineal del espectro de capacidad.</i>	56
<i>Figura II-14: Resultado de desplazamiento vs amortiguamiento efectivo.</i>	57
<i>Figura II-15: Determinación del punto de desempeño.</i>	57
<i>Figura II-16: Representación bilineal del espectro de capacidad.</i>	59
<i>Figura II-17: Determinación del punto de desempeño 1.</i>	60
<i>Figura II-18: Determinación del punto de desempeño 2.</i>	60
<i>Figura II-19: Ejemplos de radios de pendiente.</i>	61
<i>Figura II-20: Representación bilineal del espectro de capacidad, post fluencia positiva.</i>	63
<i>Figura II-21: Representación bilineal del espectro de capacidad, post fluencia negativa.</i>	64
<i>Figura III-1: Fractura en una placa base de columna de una estructura de pórtico arriostrado.</i>	88

<i>Figura III-2: Fractura de soldadura de penetración completa en una conexión de pórtico resistente a momento.</i>	88
<i>Figura III-3: Estructura de acero apoyada en muros de carga.</i>	90
<i>Figura III-4: Esquema de una estructura reticular.</i>	90
<i>Figura III-5: Estructuras para grandes claros.</i>	91
<i>Figura III-6: Columnas embebidas al concreto reforzado.</i>	92
<i>Figura III-7: Diagrama esfuerzo – deformación del acero.</i>	96
<i>Figura III-8: Diagrama de plasticidad total.</i>	97
<i>Figura III-9: Diagrama de la primera fluencia.</i>	98
<i>Figura III-10: Mecanismos de colapsos en viga continua</i>	100
<i>Figura III-11: Formación de articulación plástica en una viga simplemente apoyada.</i>	102
<i>Figura III-12: (a) Viga empotrada en los extremos con carga puntual en el centro del claro</i> <i>(b) Articulaciones plásticas en viga empotrada en los extremos con carga puntual en el centro del claro.</i>	102
<i>Figura III-13: (a) Viga empotrada en un extremo y apoyada en el otro con carga puntual</i> <i>(b) Articulaciones plásticas en viga empotrada en un extremo y apoyada en el otro con carga puntual.</i>	103
<i>Figura III-14: (a) Viga empotrada en un extremo y apoyada en el otro con carga uniformemente distribuida (b) Diagrama de momento de viga empotrada en un extremo y apoyada en el otro con carga uniformemente distribuida (c) Trabajo virtual del mecanismo de falla de una viga empotrada en un extremo y apoyada en el otro con carga uniformemente distribuida.</i>	105
<i>Figura IV-1: Ejemplos de plantas de forma irregular.</i>	111
<i>Figura IV-2: Irregularidad en elevación: Cambio abrupto en la geometría.</i>	111
<i>Figura IV-3: Tipos de arriostramientos más utilizados.</i>	114
<i>Figura IV-4: Tamaño y proporción del edificio donde: $\frac{H}{B} < 4$ y $\frac{L}{B} < 2.5$.</i>	114
<i>Figura IV-5: a) Esquema de entrante. Es irregular si $b > 15\%B$</i> <i>b) Esquema de entrante. Es irregular si $b > 20\%B$.</i>	115
<i>Figura IV-6: Irregularidad geométrica vertical.</i>	115

<i>Figura IV-7: Irregularidad en altura: Cambio abrupto en la masa.</i>	116
<i>Figura IV-8: Entrepiso débil.</i>	118
<i>Figura IV-9: Espectro de Diseño (NTDS).</i>	121
<i>Figura IV-10: Espectro de Diseño (UBC, 1994).</i>	122
<i>Figura IV-11: Planta del edificio de baja altura.</i>	124
<i>Figura IV-12: Tamaño y proporción del edificio de baja altura.</i>	124
<i>Figura IV-13: Configuración geométrica en planta del edificio de baja altura.</i>	125
<i>Figura IV-14: Configuración geométrica en elevación del edificio de baja altura.</i>	125
<i>Figura IV-15: Planta del edificio de mediana altura.</i>	126
<i>Figura IV-16: Tamaño y proporción del edificio de mediana altura.</i>	127
<i>Figura IV-17: Configuración geométrica en planta del edificio de mediana altura.</i>	127
<i>Figura IV-18: Configuración geométrica en elevación de mediana altura.</i>	128
<i>Figura IV-19: Planta del edificio de gran altura.</i>	129
<i>Figura IV-20: Tamaño y proporción del edificio de gran altura.</i>	130
<i>Figura IV-21: Configuración geométrica en planta de gran altura.</i>	131
<i>Figura IV-22: Configuración geométrica en elevación de gran altura.</i>	132
<i>Figura IV-23: Representación de dimensiones de escaleras.</i>	141
<i>Figura V-1: Edificio de baja altura correspondiente a 4 niveles modelada en ETABS.</i>	153
<i>Figura V-2: Edificio altura media correspondiente a 11 niveles modelada en ETABS.</i>	154
<i>Figura V-3: Edificio de gran altura correspondiente a 20 niveles modelada en ETABS.</i>	155
<i>Figura V-4: Espectro de respuesta elástico del edificio de baja altura.</i>	158
<i>Figura V-5: Espectro de respuesta elástico del edificio de mediana altura.</i>	158
<i>Figura V-6: Espectro de respuesta elástico del edificio de gran altura.</i>	159
<i>Figura V-7: Distribución de masa del edificio de baja altura.</i>	160
<i>Figura V-8: Distribución de masa del edificio de altura moderada.</i>	161
<i>Figura V-9: Distribución de masa del edificio de gran altura.</i>	161
<i>Figura VI-1: Curva de histéresis cinemático.</i>	189
<i>Figura VI-2: Curva de histéresis de Ramberg-Osgood.</i>	190
<i>Figura VI-3: Curva de histéresis Takeda.</i>	190

<i>Figura VI-4: Curva de histéresis para la degradación de resistencia.</i>	191
<i>Figura VI-5: Curva de histéresis de endurecimiento BRB.</i>	192
<i>Figura VI-6: Curva de histéresis isotrópico.</i>	193
<i>Figura VI-7: Curva esfuerzo-carga superficial con modelo de Mander.</i>	194
<i>Figura VI-8: Curva esfuerzo-carga superficial con modelo simple.</i>	195
<i>Figura VI-9: Ilustración de los conceptos de rigidez inicial y rigidez secante para una respuesta completa no lineal de una estructura.</i>	196
<i>Figura VI-10: Longitud de rótulas plásticas.</i>	197
<i>Figura VI-11: Curva de fuerza vs desplazamiento en rótulas plásticas de elementos primarios.</i>	198
<i>Figura VI-12: Distribuciones de carga lateral.</i>	201
<i>Figura VI-13: Edificio de baja altura correspondiente a 4 niveles modelado y diseñado en ETABS.</i>	208
<i>Figura VI-14: Edificio de mediana altura correspondiente a 11 niveles modelado y diseñado en ETABS.</i>	209
<i>Figura VI-15: Edificio de gran altura correspondiente a 20 niveles modelado y diseñado en ETABS.</i>	210
<i>Figura VI-16: Espectro de Diseño del edificio de baja altura.</i>	214
<i>Figura VI-17: Espectro de Diseño del edificio de mediana altura.</i>	214
<i>Figura VI-18: Espectro de Diseño del edificio de gran altura.</i>	215
<i>Figura VI-19: Punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).</i>	225
<i>Figura VI-20: Punto de desempeño (Patrón de carga uniformemente distribuido).</i>	225
<i>Figura VI-21: Punto de desempeño (Patrón de carga basado en el modo dominante de vibración).</i>	226
<i>Figura VI-22: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).</i>	226
<i>Figura VI-23: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga uniformemente distribuido).</i>	227

<i>Figura VI-24: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en el modo dominante de vibración).</i>	227
<i>Figura VI-25: Punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).</i>	228
<i>Figura VI-26: Punto de desempeño (Patrón de carga uniformemente distribuido).</i>	229
<i>Figura VI-27: Punto de desempeño (Patrón de carga basado en el modo dominante de vibración).</i>	229
<i>Figura VI-28: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).</i>	230
<i>Figura VI-29: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga uniformemente distribuido).</i>	230
<i>Figura VI-30: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en el modo dominante de vibración).</i>	231
<i>Figura VI-31: Punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).</i>	232
<i>Figura VI-32: Punto de desempeño (Patrón de carga uniformemente distribuido).</i>	232
<i>Figura VI-33: Punto de desempeño (Patrón de carga basado en el modo dominante de vibración).</i>	233
<i>Figura VI-34: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).</i>	233
<i>Figura VI-35: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga uniformemente distribuido).</i>	234
<i>Figura VI-36: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en el modo dominante de vibración).</i>	234
<i>Figura VI-37: Punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).</i>	235
<i>Figura VI-38: Punto de desempeño (Patrón de carga uniformemente distribuido).</i>	236
<i>Figura VI-39: Punto de desempeño (Patrón de carga basado en el modo dominante de vibración).</i>	236
<i>Figura VI-40: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).</i>	237

<i>Figura VI-41: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga uniformemente distribuido).</i>	237
<i>Figura VI-42: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en el modo dominante de vibración).</i>	238
<i>Figura VI-43: Punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).</i>	239
<i>Figura VI-44: Punto de desempeño (Patrón de carga uniformemente distribuido).</i>	239
<i>Figura VI-45: Punto de desempeño (Patrón de carga basado en el modo dominante de vibración).</i>	240
<i>Figura VI-46: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).</i>	240
<i>Figura VI-47: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga uniformemente distribuido).</i>	241
<i>Figura VI-48: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en el modo dominante de vibración).</i>	241
<i>Figura VI-49: Punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).</i>	242
<i>Figura VI-50: Punto de desempeño (Patrón de carga uniformemente distribuido).</i>	243
<i>Figura VI-51: Punto de desempeño (Patrón de carga basado en el modo dominante de vibración).</i>	243
<i>Figura VI-52: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).</i>	244
<i>Figura VI-53: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga uniformemente distribuido).</i>	244
<i>Figura VI-54: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en el Modo dominante de vibración).</i>	245
<i>Figura VI-55: Niveles de desempeños en el edificio de baja altura.</i>	247
<i>Figura VI-56: Niveles de desempeños en el edificio de mediana altura.</i>	248
<i>Figura VI-57: Niveles de desempeños en el edificio de gran altura.</i>	249
<i>Figura VI-58: Representación gráfica de los niveles de desempeño en ETABS.</i>	265

<i>Figura VI-59: Rótulas plásticas en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).</i>	266
<i>Figura VI-60: Curva momento-rotación de rótulas de columnas en punto de desempeño.</i>	266
<i>Figura VI-61: Rótulas plásticas en el desplazamiento máximo del edificio (Patrón de carga basado en la NTDS).</i>	267
<i>Figura VI-62: Curva momento-rotación de rótulas de columnas en desplazamiento máximo.</i>	267
<i>Figura VI-63: Rótulas plásticas en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).</i>	268
<i>Figura VI-64: Curva momento-rotación de rótulas de vigas en punto de desempeño.</i>	269
<i>Figura VI-65: Rótulas plásticas en el desplazamiento máximo del edificio (Patrón de carga basado en la NTDS).</i>	270
<i>Figura VI-66: Curva momento-rotación de rótulas de vigas en desplazamiento máximo.</i>	270
<i>Figura VI-67: Rótulas plásticas en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).</i>	271
<i>Figura VI-68: Curva momento-rotación de rótulas de vigas en punto de desempeño.</i>	272
<i>Figura VI-69: Rótulas plásticas en el desplazamiento máximo del edificio (Patrón de carga basado en la NTDS).</i>	273
<i>Figura VI-70: Curva momento-rotación de rótulas de vigas en desplazamiento máximo.</i>	273
<i>Figura VI-71: Punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).</i>	274
<i>Figura VI-72: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).</i>	275
<i>Figura VI-73: Punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).</i>	276
<i>Figura VI-74: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).</i>	276
<i>Figura VI-75: Punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).</i>	277
<i>Figura VI-76: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).</i>	278
<i>Figura VI-77: Niveles de desempeños en el edificio de baja altura.</i>	279

<i>Figura VI-78: Niveles de desempeños en el edificio de mediana altura.</i>	280
<i>Figura VI-79: Niveles de desempeños en el edificio de gran altura.</i>	280
<i>Figura VI-80: Rótulas plásticas en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).</i>	287
<i>Figura VI-81: Curva momento-rotación de rótula de viga en punto de desempeño.</i>	288
<i>Figura VI-82: Rótulas plásticas en el desplazamiento máximo (Patrón de carga basado en la NTDS).</i>	288
<i>Figura VI-83: Curva momento-rotación de rótula de viga en desplazamiento máximo.</i>	289
<i>Figura VI-84: Rótulas plásticas en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).</i>	290
<i>Figura VI-85: Curva momento-rotación de rótula de viga en punto de desempeño.</i>	290
<i>Figura VI-86: Rótulas plásticas en el desplazamiento máximo (Patrón de carga basado en la NTDS).</i>	291
<i>Figura VI-87: Curva momento-rotación de rótula de viga en desplazamiento máximo.</i>	292
<i>Figura VI-88: Rótulas plásticas en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).</i>	293
<i>Figura VI-89: Curva momento-rotación de rótula de columna en punto de desempeño.</i>	294
<i>Figura VI-90: Rótulas plásticas en el desplazamiento máximo (Patrón de carga basado en la NTDS).</i>	295
<i>Figura VI-91: Curva momento-rotación de rótula de columna en desplazamiento máximo.</i>	295
<i>Figura VII-1: Curva de capacidad eje "X" (Patrón de carga basado en la NTDS).</i>	296
<i>Figura VII-2: Curva de capacidad eje "Y" (Patrón de carga basado en la NTDS).</i>	297
<i>Figura VII-3: Curva de capacidad eje "X" (Patrón de carga basado en la NTDS).</i>	297
<i>Figura VII-4: Curva de capacidad eje "Y" (Patrón de carga basado en la NTDS).</i>	298
<i>Figura VII-5: Curva de capacidad eje "X" (Patrón de carga basado en la NTDS).</i>	298
<i>Figura VII-6: Curva de capacidad eje "Y" (Patrón de carga basado en la NTDS).</i>	299
<i>Figura VII-7: Rótulas plásticas en el desplazamiento máximo del edificio eje "X" y eje "Y" (Patrón de carga basado en la NTDS).</i>	300

<i>Figura VII-8: Rótulas plásticas en el desplazamiento máximo del edificio eje "X" y eje "Y" (Patrón de carga basado en la NTDS).</i>	301
<i>Figura VII-9: Rótulas plásticas en el desplazamiento máximo del edificio eje "X" y eje "Y" (Patrón de carga basado en la NTDS).</i>	302
<i>Figura VII-10: Representación gráfica de energía máxima de deformación en edificio de baja altura.</i>	317
<i>Figura VII-11: Representación gráfica de energía máxima de deformación en edificio de mediana altura.</i>	318
<i>Figura VII-12: Representación gráfica de energía máxima de deformación en edificio de gran altura.</i>	318
<i>Figura VII-13: Representación gráfica de energía máxima de deformación en edificio de baja altura.</i>	319
<i>Figura VII-14: Representación gráfica de energía máxima de deformación en edificio de mediana altura.</i>	319
<i>Figura VII-15: Representación gráfica de energía máxima de deformación en edificio de gran altura.</i>	320
<i>Figura VIII-1: Curvas de capacidad del edificio de baja altura en la dirección x.</i>	325
<i>Figura VIII-2: Curvas de capacidad del edificio de mediana altura en la dirección x.</i>	326
<i>Figura VIII-3: Curvas de capacidad del edificio de gran altura en la dirección x.</i>	326
<i>Figura VIII-4: Curva de capacidad para cada estructura: a) Edificio de baja altura, b) Edificio de mediana altura y c) Edificio de gran altura.</i>	330

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla II-1: Factor de zonificación sísmica (NTDS, 1997)</i>	21
<i>Tabla II-2: Coeficientes de sitio C_o y T_o (1) (NTDS, 1997)</i>	22
<i>Tabla II-3: Categorías de ocupación (NTDS, 1997)</i>	23
<i>Tabla II-4: Factores de importancia (NTDS, 1997)</i>	24
<i>Tabla II-5: Sistemas Estructurales (NTDS, 1997)</i>	26
<i>Tabla II-6: Valores admisibles de la deriva de entrepiso Δ_a (NTDS, 1997)</i>	32
<i>Tabla II-7: Factor de modificación de amortiguamiento k</i>	50
<i>Tabla II-8: Tipos de comportamiento estructural</i>	50
<i>Tabla II-9: Factores de reducción espectral</i>	51
<i>Tabla II-10: Valor mínimo permitido de los factores de reducción del espectro de demanda</i>	52
<i>Tabla II-11: Amortiguamiento efectivo, B_{eff}, en porcentaje estructural del comportamiento tipo A</i>	61
<i>Tabla II-12: Amortiguamiento efectivo, B_{eff}, en porcentaje estructural del comportamiento tipo B</i>	62
<i>Tabla II-13: Amortiguamiento efectivo, B_{eff}, en porcentaje estructural del comportamiento tipo C</i>	62
<i>Tabla II-14: Valores para el factor de modificación C_o (FEMA 356)</i>	65
<i>Tabla II-15: Valores para el factor de masa efectiva $*C_m$ (FEMA 356)</i>	66
<i>Tabla II-16: Valores para el factor de modificación $C1$ bajo condiciones del periodo fundamental efectivo</i>	67
<i>Tabla II-17: Valores para el factor de modificación $C2$</i>	68
<i>Tabla II-18: Sismos con probabilidad de excedencia y sus correspondientes periodos de retorno (FEMA 356)</i>	71
<i>Tabla II-19: Niveles y rangos de desempeño específicos del edificio (FEMA 356)</i>	75
<i>Tabla IV-1: Criterios de estructuración sísmica correspondientes a cada estructura</i>	133
<i>Tabla IV-2: Condiciones geotécnicas correspondientes a cada estructura</i>	135

<i>Tabla IV-3: Cargas actuantes sobre losas correspondientes al edificio de baja altura.</i>	139
<i>Tabla IV-4: Cargas actuantes sobre losas correspondientes los edificios de mediana y gran altura.</i>	140
<i>Tabla V-1: Coeficientes de sitio (UBC, 1994).</i>	146
<i>Tabla V-2: Elementos obtenidos del diseño mediante el método estático equivalente.</i>	150
<i>Tabla V-3: Porcentaje de rigidez del entrepiso inferior con respecto al superior correspondiente al edificio de baja altura.</i>	151
<i>Tabla V-4: Porcentaje de rigidez del entrepiso inferior con respecto al superior correspondiente al edificio de mediana altura.</i>	151
<i>Tabla V-5: Porcentaje de rigidez del entrepiso inferior con respecto al superior correspondiente al edificio de gran altura.</i>	152
<i>Tabla V-6: Condiciones geotécnicas correspondientes a cada estructura.</i>	157
<i>Tabla V-7: Periodos de vibración para los primeros 12 modos correspondientes a cada estructura.</i>	159
<i>Tabla V-8: Cortante basal de las estructuras por medio del método B.</i>	160
<i>Tabla V-9: Fuerza de látigo concentrada en el último nivel de cada edificio.</i>	162
<i>Tabla V-10: Patrón de cargas del edificio de baja altura (según NTDS).</i>	162
<i>Tabla V-11: Patrón de cargas del edificio de mediana altura (según NTDS).</i>	163
<i>Tabla V-12: Patrón de cargas del edificio de gran altura (según NTDS).</i>	163
<i>Tabla V-13: Desplazamientos relativos para cada entrepiso del edificio de baja altura.</i>	165
<i>Tabla V-14: Revisión del periodo fundamental de vibración del edificio de baja altura.</i>	166
<i>Tabla V-15: Desplazamientos relativos para cada entrepiso del edificio de mediana altura.</i>	166
<i>Tabla V-16: Revisión del periodo fundamental de vibración del edificio de mediana altura.</i>	167
<i>Tabla V-17: Desplazamientos relativos para cada entrepiso del edificio de gran altura.</i>	168
<i>Tabla V-18: Revisión del periodo fundamental de vibración del edificio de gran altura.</i>	169
<i>Tabla V-19: Derivas y desplazamientos elásticos y plásticos del edificio de baja altura (Para $Cd_x = 8$ y $Cd_y = 8$).</i>	171

<i>Tabla V-20: Derivas y desplazamientos elásticos y plásticos del edificio de mediana altura (Para $Cd_x = 7$ y $Cd_y = 7$).</i>	172
<i>Tabla V-21: Derivas y desplazamientos elásticos y plásticos del edificio de gran altura (Para $Cd_x = 7$ y $Cd_y = 7$).</i>	172
<i>Tabla V-22: Resultados del cortante basal, rigideces y derivas.</i>	176
<i>Tabla V-23: Desplazamientos y derivas obtenidas para cada nivel en el eje F.</i>	176
<i>Tabla V-24: Desplazamientos y derivas obtenidas para cada nivel en el eje E.</i>	177
<i>Tabla V-25: Resultados del cortante basal, rigideces y derivas.</i>	177
<i>Tabla V-26: Desplazamientos y derivas obtenidas para cada nivel en el eje 6.</i>	179
<i>Tabla V-27: Resultados del cortante basal, rigideces y derivas.</i>	180
<i>Tabla V-28: Desplazamientos y derivas obtenidas para cada nivel en el eje 11.</i>	182
<i>Tabla VI-1: Valores de amortiguamiento actuales en normativa japonesa (JIR).</i>	194
<i>Tabla VI-2: Límites de Deformación (ATC 40).</i>	204
<i>Tabla VI-3: Límites de Desplazamiento y derivas (FEMA 356 y NTDS).</i>	205
<i>Tabla VI-4: Elementos obtenidos del diseño mediante el método por desempeño sísmico en el edificio de baja altura.</i>	207
<i>Tabla VI-5: Elementos obtenidos del diseño mediante el método por desempeño sísmico en los edificios de mediana y gran altura.</i>	207
<i>Tabla VI-6: Resultados de rigideces del edificio de baja altura.</i>	211
<i>Tabla VI-7: Resultados de rigideces del edificio de mediana altura.</i>	211
<i>Tabla VI-8: Resultados de rigideces del edificio de gran altura.</i>	212
<i>Tabla VI-9: Periodos de vibración para los primeros 12 modos correspondientes a cada estructura.</i>	215
<i>Tabla VI-10: Cortante basal de las estructuras obtenido a través del método B.</i>	216
<i>Tabla VI-11: Fuerza de látigo concentrada en el último nivel de cada edificio.</i>	217
<i>Tabla VI-12: Patrón de cargas según NTDS correspondiente al edificio de baja altura.</i>	217
<i>Tabla VI-13: Patrón de cargas según NTDS correspondiente al edificio de mediana altura.</i>	217
<i>Tabla VI-14: Patrón de cargas según NTDS correspondiente al edificio de gran altura.</i>	218

<i>Tabla VI-15: Patrón de carga uniforme correspondiente al edificio de baja altura.</i>	219
<i>Tabla VI-16: Patrón de carga uniforme correspondiente al edificio de mediana altura.</i>	220
<i>Tabla VI-17: Patrón de carga uniforme correspondiente al edificio de gran altura.</i>	220
<i>Tabla VI-18: Patrón de cargas modales correspondiente al edificio de baja altura.</i>	222
<i>Tabla VI-19: Patrón de cargas modales correspondiente al edificio de mediana altura.</i>	222
<i>Tabla VI-20: Patrón de cargas modales correspondiente al edificio de gran altura.</i>	223
<i>Tabla VI-21: Límites desplazamientos de la estructura de baja altura y desplazamiento en el punto de desempeño.</i>	247
<i>Tabla VI-22: Límites desplazamientos de la estructura de mediana altura y desplazamiento en el punto de desempeño.</i>	248
<i>Tabla VI-23: Límites desplazamientos de la estructura de gran altura y desplazamiento en el punto de desempeño.</i>	249
<i>Tabla VI-24: Límites de derivas del edificio de baja altura.</i>	250
<i>Tabla VI-25: Límites de derivas del edificio de mediana y gran altura.</i>	251
<i>Tabla VI-26: Resultados de derivas del edificio de baja altura en el punto de desempeño correspondiente al eje "X".</i>	251
<i>Tabla VI-27: Resultados de derivas del edificio de mediana altura en el punto de desempeño correspondiente al eje "X".</i>	252
<i>Tabla VI-28: Resultados de derivas del edificio de gran altura en el punto de desempeño correspondiente al eje "X".</i>	253
<i>Tabla VI-29: Comparación de resultados de derivas en el punto de desempeño para cada estructura.</i>	255
<i>Tabla VI-30: Desplazamientos máximos del edificio de baja altura.</i>	255
<i>Tabla VI-31: Derivas máximas del edificio de baja altura.</i>	256
<i>Tabla VI-32: Cortantes máximos en los niveles del edificio de baja altura.</i>	256
<i>Tabla VI-33: Desplazamientos máximos del edificio de mediana altura.</i>	257
<i>Tabla VI-34: Derivas máximas del edificio de mediana altura.</i>	258
<i>Tabla VI-35: Cortantes máximos en los niveles del edificio de mediana altura.</i>	259
<i>Tabla VI-36: Desplazamientos máximos del edificio de gran altura.</i>	260

<i>Tabla VI-37: Derivas máximas del edificio de gran altura.</i>	261
<i>Tabla VI-38: Cortantes máximos en los niveles del edificio de gran altura.</i>	263
<i>Tabla VI-39: Conclusiones de derivas y desplazamientos en punto de desempeño.</i>	264
<i>Tabla VI-40: Comparación de los desplazamientos en el punto de desempeño.</i>	279
<i>Tabla VI-41: Resultados de derivas del edificio de baja altura en el punto de desempeño correspondiente al eje "X".</i>	281
<i>Tabla VI-42: Resultados de derivas del edificio de mediana altura en el punto de desempeño correspondiente al eje "X".</i>	281
<i>Tabla VI-43: Resultados de derivas del edificio de gran altura en el punto de desempeño correspondiente al eje "X".</i>	282
<i>Tabla VI-44: Comparación de resultados de derivas en el punto de desempeño para cada estructura.</i>	283
<i>Tabla VI-45: Resultados de derivas del edificio de baja altura en el desplazamiento máximo correspondiente al eje "X".</i>	284
<i>Tabla VI-46: Resultados de derivas del edificio de mediana altura en el desplazamiento máximo correspondiente al eje "X".</i>	284
<i>Tabla VI-47: Resultados de derivas del edificio de gran altura en el desplazamiento máximo correspondiente al eje "X".</i>	285
<i>Tabla VII-1: Secciones de edificio de baja altura.</i>	304
<i>Tabla VII-2: Peso de niveles y de vigas y columnas en edificio de baja altura.</i>	304
<i>Tabla VII-3: Secciones de edificio de mediana altura.</i>	305
<i>Tabla VII-4: Peso de niveles y de vigas y columnas en edificio de mediana altura.</i>	306
<i>Tabla VII-5: Secciones de edificio de gran altura.</i>	307
<i>Tabla VII-6: Peso de niveles y de vigas y columnas en edificio de gran altura.</i>	308
<i>Tabla VII-7: Resultados de rigideces edificio de baja altura en eje desfavorable (eje "X").</i>	309
<i>Tabla VII-8: Resultados de rigideces edificio de mediana altura en eje desfavorable (eje "X").</i>	310

<i>Tabla VII-9: Resultados de rigideces edificio de gran altura en eje desfavorable (eje "X").</i>	311
<i>Tabla VII-10: Comparación de desplazamientos en los niveles del edificio de baja altura en el eje desfavorable (eje "X").</i>	312
<i>Tabla VII-11: Comparación de desplazamientos en los niveles del edificio de mediana altura en el eje desfavorable (eje "X").</i>	312
<i>Tabla VII-12: Comparación de desplazamientos en los niveles del edificio de gran altura en el eje desfavorable (eje "X").</i>	313
<i>Tabla VII-13: Comparación de derivas en los entrepisos del edificio de baja altura en el eje desfavorable (eje "X").</i>	315
<i>Tabla VII-14: Comparación de derivas en los entrepisos del edificio de mediana altura en el eje desfavorable (eje "X").</i>	315
<i>Tabla VII-15: Comparación de derivas en los entrepisos del edificio de gran altura en el eje desfavorable (eje "Y").</i>	316
<i>Tabla VII-16: Energía máxima de deformación en los diseños del método estático equivalente evaluados por desempeño sísmico.</i>	321
<i>Tabla VII-17: Energía máxima de deformación en los diseños por desempeño sísmico.</i>	322
<i>Tabla VII-18: Comparación de las energías máximas de deformación en los diseños obtenidos por cada método de análisis.</i>	322
<i>Tabla VIII-1: Factor de ductilidad correspondiente a cada estructura.</i>	328
<i>Tabla VIII-2: Peso de las estructuras correspondientes al método de diseño sísmico.</i>	333
<i>Tabla VIII-3: Costo total de perfiles metálicos por estructuras.</i>	333

CAPÍTULO I: GENERALIDADES

1.1 Introducción

En El Salvador, generalmente se ha utilizado el método de la fuerza lateral equivalente para el diseño de las edificaciones, el cual es un buen indicador de la respuesta elástica de la estructura, pero no toma en cuenta la formación de mecanismos de fallas y la capacidad de la estructura para un colapso progresivo cuando estas se ven sometidas a fuerzas sísmicas que generan grandes daños en los elementos estructurales que hacen exceder su capacidad elástica. Por lo tanto, se implementa un método más moderno que considera dichos criterios; si bien, es conocido como método por desempeño sísmico, basado en un análisis no lineal, aunque no existan en el país normativas que regulen su procedimiento, es indispensable indagar y adaptar conceptos mediante códigos y lineamientos, establecidos por distintos países que han pretendido encontrar los beneficios que brinda dicho método, de manera que puedan ser aplicables en el diseño de edificaciones en nuestro país.

Actualmente, en diferentes lugares se están construyendo edificaciones de acero estructural, debido a las características y propiedades que posee frente a otros materiales. Por la alta vulnerabilidad sísmica que posee El Salvador, siempre ha existido la necesidad de diseñar estructuras que tengan la capacidad para resistir fuerzas laterales externas a las que se encuentran sometidas sin que se presente el colapso, es decir que puedan brindar la seguridad adecuada contra la ocurrencia de fallas; motivo por el cual, en esta investigación se establece un análisis comparativo basado en el diseño de tres edificaciones de acero estructural para diferentes alturas, de manera que se pueda reflejar el comportamiento o estado que cada una presenta y los beneficios que se tienen al diseñar mediante el método estático equivalente y el método de diseño por desempeño sísmico.

El desarrollo de este estudio, se emplea de manera que inicialmente se comprenda el análisis y procedimiento de los métodos de diseño sismorresistentes; luego se establecen los criterios de estructuración sísmica correspondientes a cada edificio, determinando seguidamente, los materiales y las cargas a actuar en las mismas, se diseñan las estructuras

mediante ambas metodologías considerando los parámetros de diseño conforme a cada una de estas, según normativas, códigos o lineamientos; finalmente, se desarrolla una comparación tomando en cuenta variables como: rigidez, economía, desplazamientos, derivas y energía de deformación.

1.2 Antecedentes

En los últimos años, en algunos países se ha comenzado a hablar del diseño basado en el desempeño de las estructuras, como una manera más racional para plantear el problema del diseño sísmico.

Algunos sistemas de diseño empleados por años han sido útiles, pero como resultado muchos edificios fallan debido a los ambientes en los que se desempeñan, y esto se ve reflejado en los daños cualitativos de la estructura, es decir, la confiabilidad deseada en los diseños no ha sido la esperada; por ello es necesario considerar un avance tecnológico aplicando el método por desempeño sísmico.

Los edificios se han diseñado últimamente con los dos métodos más comunes para diseñar miembros de acero estructural y sus conexiones, estos son el Diseño con factores de carga y resistencia (LRFD) y el Diseño por esfuerzos permisibles (ASD), los cuales se basan en los principios del diseño de estados límites. Estos métodos consisten en diseñar elementos para que, de una serie de cargas combinadas, dichos elementos trabajen dentro del rango elástico y, además cumplan con los fundamentos básicos del diseño (economía, seguridad y funcionalidad). Pero, el método LRFD consiste en que los miembros resistan cargas mayores a las de servicio no logrando alcanzar sus estados límites de falla, por lo cual el objetivo de este método es proveer confiabilidad a la estructura bajo varias consideraciones de carga.

Aunque comúnmente se han utilizado estas metodologías, se puede observar que no satisfacen los requerimientos de funcionalidad en una edificación, ya que ignoran el estado de daño que se puede generar durante la acción de un evento sísmico; pero el método de

diseño por desempeño analiza el comportamiento de una estructura definiendo múltiples estados límites de daños.

Es bien conocida la tendencia mundial de incorporar nuevos criterios que permitan conocer con mayor precisión el comportamiento de las estructuras ante un evento sísmico determinado; por lo que en algunos países se ha acelerado la investigación en los procedimientos de diseño sísmico por desempeño, ya que todavía resulta complicado a nivel de diseño conocer el daño causado después de cualquier evento, aun cuando las estructuras se comporten aparentemente estables ante sismos intensos.

Actualmente, tanto en El Salvador como en diferentes países se ha visto la necesidad de adoptar una nueva metodología para predecir los posibles daños en las edificaciones ante eventos sísmicos, ya que años atrás, sismos de notable importancia ocasionaron daños en algunas edificaciones y, a pesar de que muchas estructuras que contaban con un diseño sismorresistente no colapsaron, las pérdidas económicas fueron de una magnitud significativa, tal como ocurrió en El Salvador en edificaciones como: El Hospital General del Instituto Salvadoreño del Seguro Social (ISSS), Hospital Nacional de Niños Benjamín Bloom, edificios de la Universidad de El Salvador, edificio Rubén Darío y el Gran Hotel San Salvador, en los eventos sísmicos del 3 de mayo de 1965 (6.5 escala de Richter), 17 de junio de 1982 (7.3 escala de Richter), 10 de octubre de 1986 (5.4 escala de Richter), 13 de enero de 2001 (7.6 escala de Richter) y 13 de febrero de 2001 (6.6 escala de Richter). En otros lugares tales como: Northridge, California, y Kobe, Japón, debido a los sismos acontecidos el 17 de enero 1994 y 17 de enero 1995 respectivamente, se vieron a la necesidad de implementar una nueva metodología para el análisis sismorresistente, ya que se demostraron algunas fallas importantes en estructuras de acero ocasionando destrucciones y el colapso de muchos edificios. Por lo que el objetivo básico de un diseño por desempeño es la seguridad del edificio debido al sismo, el cual debe considerar el control del nivel del daño estructural y no estructural cuando las estructuras se ven sujetas a sismos de diferente intensidad.

Es importante hacer notar que actualmente, en muchos países se están construyendo edificios con estructuras de acero debido al bajo peso propio que poseen estas estructuras frente a otros materiales, a su amplia disponibilidad, durabilidad y tiempo en procesos constructivos, etc.

El diseño por desempeño se ve reflejado en la capacidad que tiene un sistema estructural para comportarse ante una demanda sísmica en el intervalo inelástico y respondiendo con un cierto nivel de daños según criterios de adaptación; además este método se puede desarrollar mediante los métodos de análisis no lineales, tanto estáticos como dinámicos, los cuales consideran el análisis de los elementos estructurales en el rango plástico.

El análisis no lineal estático, recientemente es de uso común; este análisis trata de emplear la técnica denominada “Pushover” para determinar la capacidad resistente de una estructura más allá de su límite elástico. Como resultado de este análisis se obtiene una curva de capacidad que relaciona el cortante basal con el desplazamiento lateral en el tope de la estructura. En otras palabras, se recurre a este método de análisis cuando las estructuras se ven sometidas a movimientos sísmicos que provocan daños considerables a los elementos estructurales que hacen exceder su capacidad elástica.

En varios países se ha pretendido encontrar los beneficios que brinda el método de diseño por desempeño, por lo que ha sido necesario obtener algunos conceptos de diseño mediante el análisis y síntesis de códigos, normativas y lineamientos como los de la Agencia Federal de Manejo de Emergencias de los Estados Unidos (FEMA-356) y del Consejo de Tecnología Aplicada (ATC-40). Estas publicaciones son el resultado de estudios realizados por el Programa Nacional de Reducción de Riesgos Sísmicos, y la Agencia de Gobierno de los Estados Unidos; y tiene como propósito garantizar la calidad de la construcción a nivel local antes de un desastre. Es un contexto relativamente amplio en el cual se alojan edificios de muchos tipos, satisface un amplio rango de niveles de rendimiento, además considera la variedad de riesgos sísmicos en varios países del mundo.

1.3 Planteamiento del problema

En El Salvador, se ha utilizado comúnmente para el diseño estructural en las edificaciones el análisis estático lineal, conocido también como método estático equivalente, el cual se basa en convertir un sismo en una fuerza lateral estática, tomando en cuenta las propiedades dinámicas de la estructura tal como, el período fundamental de vibración, el cual se utiliza para cuantificar la fuerza cortante en la base o corte basal para distribuirla en altura y calcular los desplazamientos de la estructura.

Sin embargo, en otros países se ha optado por cambiar dicho método por uno más efectivo en cuanto al comportamiento sísmico, el cual es el método por desempeño sísmico, que consiste en la selección de esquemas de evaluación apropiados que permitan el dimensionamiento y detalle de los componentes estructurales y no estructurales, de manera que, para ciertos niveles de movimiento del terreno determinados, la estructura no deberá superar ciertos estados límites de daños. Para su aplicación, se induce una carga de sismo de servicio o se limita el desplazamiento máximo que puede ocurrir en el edificio y, se cuantifica tanto la cantidad de daño que percibe el edificio ante este movimiento sísmico, como el impacto que tienen los daños en los elementos estructurales causados por el evento.

Dado que en el país no existe una normativa ni lineamientos en la cual se detalle el diseño por desempeño sísmico; es necesario establecer un análisis comparativo de diseño entre ambos métodos y, demostrar la ventajas y desventajas que presenta el método por desempeño ante el método estático equivalente, para poder tomar a consideración dicho método en el diseño de futuras edificaciones.

Se decide que los métodos deben ser aplicados en edificios de estructuras de acero, ya que es el tipo de edificación que menos se construye en el país, pero que está en vanguardia en los proyectos de construcción de edificaciones en países como Estados Unidos, Canadá, entre otros.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

- Analizar de manera comparativa el método estático equivalente y el método por desempeño sísmico en el diseño de edificios de estructuras de acero.

1.4.2 Objetivos específicos

- Seleccionar las condiciones geotécnicas y requerimientos que presentan los edificios de estructuras de acero en base a la normativa sísmica salvadoreña.
- Diseñar edificios de estructuras de acero de baja, media y gran altura mediante el método estático equivalente, y el método de diseño por desempeño.
- Adaptar el procedimiento apropiado para la definición del desplazamiento máximo esperado de los edificios.
- Definir las ventajas que presenta el diseño por desempeño sísmico con respecto al diseño elaborado por el método estático equivalente, en los edificios de estructuras de acero.

1.5 Alcances

- Se desarrollará un análisis comparativo de las secciones de vigas y columnas, rigideces, deformaciones, derivas de entrepiso y energía de deformación, entre el método de diseño por desempeño y el método estático equivalente en el diseño de edificios de estructuras de acero.
- Describir los métodos de análisis sismorresistentes y considerar los requerimientos de análisis y diseño según: códigos, normas y lineamientos para la determinación de la demanda sísmica de diseño.

- Realizar el diseño estructural de los edificios a proponer y elegir secciones de elementos de acero estructural apropiadas para cumplir con los criterios de regularidad establecidos en la Norma Técnica para Diseño por Sismo.
- Definir los fundamentos básicos de diseño (economía, seguridad y funcionalidad), comparando las secciones estructurales obtenidas por medio del desarrollo de dichos métodos.

1.6 Limitaciones

- El análisis comparativo de los métodos estático equivalente y diseño por desempeño sísmico se efectuara a tres edificios de estructuras de acero, para diferentes alturas.
- Para las condiciones geotécnicas de la estructura, por efectos de trabajo, no se realizará un análisis de interacción suelo – estructura.
- En el país no se cuenta con códigos y lineamientos sobre el método por desempeño sísmico, por lo que la investigación adaptará normativas, publicaciones y lineamientos de Estados Unidos.

1.7 Justificación

El método de análisis por desempeño sísmico, es el método en auge en el diseño y análisis estructural de edificios. Algunos países tales como Estados Unidos, Japón, México, Canadá, han cambiado su metodología de diseño estructural ante este método innovador, debido a que presenta una mayor eficacia ante la respuesta de un sismo, brindando mayor seguridad y confianza a los usuarios, dado que en este método se puede analizar el estado inelástico de los elementos estructurales y verificar los daños que estos experimentan cuando son sometidos ante una demanda sísmica.

Con el transcurso del tiempo se está utilizando el acero como materia prima en estructuras, para perfiles, tubos estructurales, etc. Es debido a sus características físicas y mecánicas que ha logrado incrementar su consumo, permitiendo ser un material óptimo para campos como la construcción. Además, presenta propiedades que facilitan el análisis de comportamiento del material ante diferentes esfuerzos por medio de ensayos de laboratorio. El acero como material sismorresistente en edificaciones es utilizado comúnmente en países anglosajones, pero ha ido innovando el diseño estructural en otros países, debido al avance tecnológico que facilita el montaje, construcción y menores pérdidas en construcción.

Por ende, se vio la necesidad de desarrollar un trabajo de investigación, en el cual ambos aspectos se relacionen tanto el método de análisis (análisis por desempeño) y el tipo de estructura (estructuras de acero), implementando dicho método de aplicación en el diseño de tres edificaciones de acero estructural para diferentes alturas, de manera que se pueda ver reflejado el comportamiento de cada una y verificar los beneficios que brinda dicho método en cuanto a la seguridad estructural ante la presencia de sismos, economía y funcionalidad, que la que puede otorgar el método estático equivalente. Motivo por el cual, se debe establecer un análisis comparativo entre estos métodos y examinar si las ventajas presentadas por el método de diseño por desempeño sísmico podrían llegar a cambiar el método de análisis estructural en edificaciones de estructuras de acero en El Salvador.

1.8 Descripción capitular

A continuación se presenta una síntesis del proceso a seguir para el desarrollo de este trabajo de investigación, el cual se divide en ocho capítulos.

1.8.1 Capítulo I: Generalidades

En el primer capítulo se describen los antecedentes sobre la metodología que actualmente se está adoptando en algunos países y en la cual se enfocará el diseño de las edificaciones a proponer, además, se presentan las metas que se pretenden cumplir para solucionar el

problema y se da una síntesis del porqué la comparación de ambos métodos a aplicar en las edificaciones.

1.8.2 Capítulo II: Métodos de diseño sísmico

Comúnmente se utilizan dos tipos métodos de análisis sísmico: el lineal y no lineal. Los métodos de análisis lineal como el estático equivalente y el dinámico lineal son métodos simplificados que describen y toman en cuenta el rango elástico y, utilizan factores que dependen de la ductilidad de los materiales para considerar el rango inelástico. Los métodos de análisis no lineal toman en cuenta el comportamiento y las deformaciones más allá del punto de fluencia de la estructura, siendo métodos más aproximados a la realidad, con los cuales se puede determinar el comportamiento de una estructura desde las primeras degradaciones de resistencia hasta el colapso. El método de análisis estático no-lineal denominado Pushover requiere la asignación de rótulas plásticas en los extremos de los elementos para representar los mecanismos de falla generados por los incrementos de carga lateral.

En este capítulo se presenta la trascendencia, evolución y formas de aplicación de las metodologías de análisis estáticos a través del tiempo, como también, se detallan los procedimientos que se deben seguir para el desarrollo de dichos métodos de análisis, además, se define los métodos dinámicos lineal y no lineal.

1.8.3 Capítulo III: Comportamiento de las estructuras de acero y métodos de análisis

Edificios de estructuras de acero son las edificaciones que actualmente se están construyendo en muchos países, esto es debido a las características y propiedades que este material posee, ya que suele resultar ventajoso ante las edificaciones de concreto reforzado. Por lo tanto, para el análisis y diseño de las edificaciones se ha tomado el acero como material de construcción. Este capítulo está enfocado en la descripción de todo lo relacionado a estructuras de acero, desde las sus características, comportamiento y métodos de análisis para el diseño de las estructuras.

1.8.4 Capítulo IV: Criterios para el análisis y diseño estructural de los edificios

Para el diseño de las estructuras es necesario tomar en cuenta las características que estas deberán poseer, tales como geometría, materiales y todos los criterios relacionados a la estructuración sísmica; además, se tienen que definir las cargas a las cuales serán cometidas dichas estructuras. También, se deben conocer las condiciones del sismo de diseño que establece la normativa sísmica salvadoreña para la selección de la demanda a considerar.

1.8.5 Capítulo V: Análisis y diseño de edificios de estructuras de acero mediante el método estático equivalente

Conociendo la geometría de los edificios, el uso para el cual estarán destinados y la importancia de estos, se seleccionan los parámetros de las condiciones geotécnicas en base a la NTDS, relacionándolas con las condiciones adoptadas por los códigos que utilizan los programas computacionales que serán usados para el análisis y diseño. Una vez definidos estos parámetros se procede al modelo de las estructuras en el programa, definiendo propiedades y materiales, luego, se desarrolla el diseño de los edificios de estructuras de acero por el método estático equivalente, considerando las combinaciones de carga que el programa genera, los cuales son las mismas propuestos por el método LRFD. Previamente al diseño, se deben analizar las edificaciones para la preselección de perfiles, los cuales serán verificados utilizando el software ETABS.

1.8.6 Capítulo VI: Análisis y diseño de edificios de estructuras de acero mediante el método de diseño por desempeño sísmico

La metodología de diseño por desempeño requiere inicialmente la selección de un objetivo de desempeño, basado en la demanda sísmica a aplicar en la edificación y el uso para el cual estará destinado; una vez definido dicho punto, se desarrolla el modelo de la estructura, definiendo geometría y parámetros no lineales de los materiales. Realizado el diseño por desempeño sísmico en la estructura considerando varios patrones de cargas

laterales y seleccionando las secciones más adecuadas, se asignan los mecanismos de falla a los miembros sismorresistentes y se determina el punto de desempeño basados en los métodos propuestos por los programas SAP2000 y ETABS en relación a cada uno de los patrones de carga considerado.

1.8.7 Capítulo VII: Análisis comparativo de resultados

El análisis comparativo entre el método estático equivalente y el método por desempeño sísmico está basado en los desplazamientos, derivas, rigideces, energía de deformación y secciones o elementos estructurales obtenidos mediante el diseño de los edificios con relación de un método sobre otro, presentando y definiendo las ventajas y desventajas que poseen ambos métodos en cuanto a la economía, seguridad y funcionalidad.

1.8.8 Capítulo VIII: Conclusiones y Recomendaciones

Finalizando con el desarrollo, aplicación y comparación de las metodologías de la fuerza lateral equivalente y desempeño sísmico, tomando en cuenta los resultados analizados, se concluye sobre los objetivos propuestos inicialmente, si estos se cumplen tal como se esperaba, elaborando recomendaciones en base a la confiabilidad y uso de las metodologías que faciliten al desarrollo y aplicación del diseño estructural de edificios de estructuras de acero, elaborados por medio de cualquiera de estos métodos de análisis, definiendo los errores comunes presentes ante la aplicación de tales metodologías.

CAPITULO II: MÉTODOS DE DISEÑO SÍSMICO

2.1 Método estático lineal o estático equivalente

2.1.1 Evolución histórica del método estático equivalente

Así como el diseño de las columnas en base a la teoría de Euler no fue desarrollada con fines estructurales, las estructuras anteriormente se construían en base a fundamentos empíricos y en la observación de la naturaleza y otras estructuras.

Desde un principio fueron descubiertos con exactitud los fundamentos básicos de la estática los cuales han sido la base para todos los métodos de análisis. Pero, el arduo trabajo de los cálculos matemáticos que relacionan las cargas externas que actúan sobre una estructura, las reacciones provocadas en los apoyos y las fuerzas internas que se desarrollan en cada uno de sus miembros, fue la razón de la búsqueda de diversos métodos que facilitarán su utilización, lográndose por el desarrollo de la ingeniería sísmica.

2.1.1.1 Nacimiento y crecimiento de la ingeniería sísmica en los primeros años.

Algunos autores han definido el inicio de la ingeniería sísmica en diversos puntos de vista, ya que es difícil establecer una fecha exacta de la definición moderna de la ingeniería sísmica.

El Dr. Usami (1988) estableció que la ingeniería sísmica se originó como el resultado de los daños severos del terremoto Edo que sacudió a la ciudad de Tokio, Japón en 1855.

Según el Dr. John A. Hudson (1992), “La ingeniería sísmica es un tema antiguo y reciente”. Si la ingeniería sísmica es la razón por la cual se han hecho diversos intentos para mejorar la resistencia de las estructuras hechas por la humanidad ante la presencia de sismos, como ha sido demostrado por los 300 años de historia de los terremotos en China, entonces es un tema antiguo. En cambio, si es el resultado de una base científica de esfuerzos multidisciplinarios, entonces es un tema relativamente nuevo.

De acuerdo al científico Hu Y. (1996), la ingeniería sísmica dio origen a finales del siglo XIX, cuando ingenieros europeos sugirieron diseñar una estructura con un pequeño porcentaje del peso de la estructura como carga lateral. Siendo esta idea tomada y desarrollada en Japón a los inicios del siglo XX.

Diferentes eventos sísmicos y actividades relacionadas a investigaciones de estos, diseños sismorresistentes y prevenciones sísmicas, han contribuido en la ingeniería sísmica y en el desarrollo del método estático equivalente, como los que se presentan a continuación.

2.1.1.1.1 Eventos sísmicos y su importancia en el desarrollo de métodos sismorresistentes.

Durante los finales del siglo XIX e inicios del siglo XX, el interés por los sismos y sus efectos incrementaron en países como Japón, Italia y Estados Unidos (particularmente en el Estado de California); esto era debido a las consecuencias que habían ocurrido en los terremotos en Japón: Edo (1855), Mino-Awari (1891), y Kanto (1923); el terremoto en San Francisco, California, Estados Unidos (1906) y; el terremoto en Messina, Italia (1908).

El 18 de abril de 1906, un gran terremoto de 7.9 escala de Richter golpeó San Francisco y el noreste de California, donde más de 430 km de la falla de San Andrés se rompió durante este terremoto, lo cual causó un daño considerable en los lugares mencionados. Aunque el terremoto recibió atención mundial y el daño fue extenso, no motivó a los ingenieros al desarrollo de la ingeniería sísmica. Según Geschwind (1996), aunque los ingenieros aprendieron lecciones explícitas del terremoto de 1906, la mayor parte de estas lecciones no se refieren a la necesidad de más construcciones sismorresistentes. En su lugar, muchos ingenieros se refirieron a la necesidad de una mayor prevención de incendios y el uso del concreto armado como material de construcción, los cuales fueron los temas de campañas vigorosas que habían llamado la atención de los ingenieros. Sin embargo, hubo ingenieros que hicieron sugerencias más allá de las recomendaciones

generales acerca de la mejor protección contra los incendios provocados por los terremotos.

El 28 de diciembre de 1908, un gran terremoto de magnitud de 7.5 escala de Richter devastó la ciudad de Messina (Italia) con pérdidas de miles de personas, por lo que condujo a que se desarrollara una comisión especial por parte del Gobierno para investigar los sismos y proporcionar recomendaciones.

De acuerdo con Housner (1984), este sismo fue responsable para el nacimiento del diseño sísmico práctico de estructuras; y el informe de la comisión parece ser la primera recomendación ingenieril para estructuras sismorresistentes mediante el método estático equivalente.

Posterior a este terremoto, el método estático equivalente fue aparentemente propuesto por el Profesor Modesto Panetti, el cual recomendaba diseñar el primer nivel para resistir una fuerza horizontal equivalente a $1/12$ del peso del edificio en cuestión y, el segundo y tercer nivel debería ser diseñado para resistir una fuerza horizontal equivalente a $1/8$ del peso del edificio.¹ A partir de esto, el método estático equivalente fue utilizado en países con niveles altos de sismicidad alrededor del mundo, para posteriormente ser adoptados por códigos de construcción. Por ejemplo, a finales de los años 20', el método fue aplicado por el profesor Romeo Raoul Martel en el diseño de un edificio de doce niveles de marcos de acero en Los Ángeles, California.

En 1914, el ingeniero japonés Toshikata Sano desarrolló la teoría cuasi-dinámica, la cual ahora se le llama el método de coeficiente sísmico, para el diseño sismorresistente de madera, ladrillos, concreto reforzado y estructuras de acero. Dicha teoría fue publicada en un documento titulado "*Métodos para el diseño sismorresistente de casas*".

El 1 de Septiembre de 1923, el terremoto de Kanto en Japón (magnitud de 8.3 escala de Richter), causó severos daños en Tokyo y Yokohama, que contribuyeron

¹ Bozorgnia y Bertero (2006). EARTHQUAKE ENGINEERING from Engineering Seismology to Performance-Based Engineering. Boca Raton, Florida. CRC Press LLC.

significativamente en el progreso del conocimiento sísmico en Japón y al establecimiento del Instituto de Investigación Sísmica. El director de este instituto, el Profesor Kyoji Suyehiro fue convencido de la importancia de la medición directa de las aceleraciones del suelo en áreas epicentrales y los esfuerzos que dichas aceleraciones estimulaban en el desarrollo de los acelerogramas del movimiento del suelo.

Debido a este sismo, se realizó el enfoque internacional del coeficiente sísmico por parte de los ingenieros sísmicos japoneses Naito y Suyehiro, que fueron los embajadores claves de la ingeniería japonesa en el campo sísmico en el período 1900-1950. En este período de tiempo el Dr. Kyoshi Muto desarrolló su "método D" basado en la simplificación de los cálculos de la fuerza lateral necesarios para llevar a cabo los análisis requeridos en la aplicación del enfoque de coeficiente sísmico de Sano y Naito. Su método fue adoptado en 1933 como el cálculo estándar del Instituto de arquitectura de Japón. Tanto el Dr. Naito como el Dr. Muto idearon formas de distribuir racionalmente las cargas sísmicas entre los elementos estructurales, ya que era más difícil calcular la carga total sísmica sobre la estructura. Como diseñador y profesor, Muto también se dio cuenta de que una vez que las fuerzas sobre un determinado miembro fueran aproximadas (aunque las fuerzas cambiaran debido a las iteraciones de resistencias y rigideces de diseño), la tarea principal sería sobrellevar los detalles del diseño sismorresistente.

El 29 de Junio de 1925, un terremoto de 6.2 en escala de Richter ocurrió en Santa Bárbara, California. Aunque el número de muertes fue mínimo, el daño fue considerable y condujo al aumento de interés en los sismos y la preparación ante ellos. Como una consecuencia a esto, el consejo de la ciudad de Santa Bárbara aprobó un nuevo código de construcción el día 17 de Diciembre de 1925, con una cláusula de requerimientos de construcción en la cual se debía diseñar estructuras para resistir fuerzas horizontales producidas por cualquier sismo o viento.

La debilidad de la construcción en Estados Unidos fue revelada por el terremoto de Santa Bárbara de 1925, causando mucha motivación hacia la creación de una mejor ley de construcción en varias comunidades de ingenieros, arquitectos, escritores, propietarios,

banqueros y otros. Como consecuencia en 1927, con la cooperación de muchos ingenieros y arquitectos, la Conferencia Oficial de Construcciones de la Costa del Pacífico adoptó el Código de Construcción Uniforme (UBC). Las disposiciones de este código requerían que el edificio debía ser diseñado para una carga lateral aplicada a cada nivel de piso y techo, con un porcentaje constante (7.5% a 10%) de la carga total muerta más viva del edificio sobre el plano. Aunque las disposiciones del UBC 1927 no fueron adoptadas por algunas de las ciudades más grandes de California, el concepto de utilizar un coeficiente constante para estimar la fuerza lateral por diseño sísmico continuó apareciendo en las ediciones siguientes del UBC.

En 1930 en Japón, se estableció la primera norma de construcciones que abarcaba parámetros físicos, donde se recomendaba el uso del 10% del peso muerto como fuerza lateral, para simular el efecto del sismo en la estructura. Dicho concepto fue tan fundamental que la mayoría de estructuras en zonas urbanas fueron diseñadas en base a éste, utilizando valores hasta del 5% del peso estructural como fuerza lateral.

Otro evento ocurrió en California, en la ciudad de Long Beach el día 10 de Marzo de 1933, con una magnitud de 6.2 a 6.3 (escala de Richter); el cual tuvo su epicentro a 15 millas del centro de la ciudad. Debido a que afectó una región más densamente poblada que el terremoto de Santa Bárbara en 1925, causó daños más severos, destruyendo muchos edificios de la zona, incluyendo edificios escolares. Como resultado, científicos e ingenieros se movieron rápidamente para difundir sus puntos de vista acerca de los sismos y su preparación ante ellos.

Este sismo fue un punto de inflexión en el campo del diseño y construcción sismorresistente en California; ya que en 1933, posterior al sismo de Long Beach, fueron publicados los primeros códigos sísmicos obligatorios utilizados para cualquier parte de Estados Unidos según señalan Binder y Wheeler (1960).

Otra consecuencia de dicho sismo fue la aprobación de dos nuevas leyes del Estado de California: 1- La Ley de Field, la cual autorizó a la División de Arquitectura del Estado aprobar o revisar todos los planos y especificaciones de las escuelas públicas y,

proporcionar supervisión general de trabajos de construcción; 2- La Ley de Riley, la cual desarrolló disposiciones para diseños sismorresistentes y construcciones con mayores aplicaciones que las que dicta la Ley de Field.

Los registros de movimientos sísmicos obtenidos durante el terremoto de Long Beach en 1933, son entre los eventos más significativos en el campo de la ingeniería sísmica no sólo en California, sino alrededor del mundo también.

Otro gran avance en la ingeniería sísmica en este período de tiempo, fue el desarrollo del concepto de espectro de respuesta, introducido por Maurice Biot y Theodore von Kármán, que posteriormente fue expandido por George Housne; el cual se define como la respuesta máxima expresada en términos de desplazamiento, velocidad o aceleración, que produce una acción dinámica determinada en una estructura u oscilador de un grado de libertad.²

En 1926 Kyoji Suyehiro, Director del Instituto de Investigaciones de la Universidad de Tokio, fue el primero en querer representar la excitación sísmica por medio de un espectro de respuesta. Suyehiro ideó un instrumento de medición formado por 6 péndulos con diferentes periodos de vibración, con el objeto de registrar la respuesta de los mismos ante la ocurrencia de un sismo. Su valor máximo daba un punto en el espectro de respuesta de deformación.

Unos años después, Hugo Benioff propuso un instrumento similar al de Suyehiro, el cual registraba el desplazamiento de diferentes péndulos para poder determinar el valor máximo de respuesta y, construir una curva conocida actualmente como espectro de desplazamiento elástico, cuya área sería un parámetro indicador de la destructividad del sismo.

Pero finalmente todas estas ideas se expusieron en 1932 por los profesores Biot y Von Kármán, quienes estaban muy enfocados en los aspectos de la teoría dinámica, que más tarde pasarían a ser conocidos como aspectos del método de espectro de respuesta

² Bozorgnia y Bertero (2006). EARTHQUAKE ENGINEERING from Engineering Seismology to Performance-Based Engineering. Boca Raton, Florida. CRC Press LLC.

desarrollados por el Dr. Housne en 1942. El espectro de respuesta no fue utilizado en una manera específica en los códigos de construcción hasta el año 1952.

En 1952, 20 años después del desarrollo del concepto de espectros de respuesta, el período de vibración del edificio fue introducido como un medio para determinar el coeficiente de cortante basal.

En 1957, un coeficiente K que consideraba la ductilidad inherente y características de disipación de energía de las estructuras fue introducido en la ecuación del cortante basal $V=KCW$, donde K fueron los valores especificados para cuatro tipos de construcción. Según Blume (1961) la introducción de K fue un gran paso para proporcionar un cierto nivel de seguridad ante la verdadera problemática — absorción de la energía — y por primera vez se reconoció que la aceleración equivalente o el coeficiente de cortante basal C no es necesariamente solo un índice directo de resistencia del sismo y seguridad pública.

En los 50's también se presentaron los conceptos de “Estado Límite de Resistencia” y “Estado Límite de Servicio”, mediante los cuales se establecían los estados límite en que no se sobrepasarán las cargas máximas admisibles. Con estos conceptos, se desarrolló el primer método de cálculo estructural que se utilizó para la determinación de las distintas secciones de los elementos. Posteriormente, se definieron unos coeficientes que afectaban la capacidad resistente de los materiales, reduciendo así dichas capacidades con respecto a su trabajo. Los valores de los coeficientes surgieron de la llamada “teoría clásica”, que se apoyaba en la hipótesis del comportamiento elástico de los materiales y la ley de Hooke.

Fue hasta 1978 que los riesgos sísmicos fueron considerados explícitamente en las recomendaciones de diseño sísmico por el Dr. Cornell, quien desarrolló mapas de contorno para la aceleración pico efectiva (EPA) y velocidad pico efectiva (EPV). Un coeficiente de fuerza lateral dependiente del período basado en el espectro de movimiento de tierra se propuso, para ser utilizado en el diseño estructural similar al espectro de diseño que se utiliza hoy; además de la introducción de un factor de modificación de respuesta, que es similar al factor “ q ” utilizado en el Eurocódigo 8, que permitía el uso de un diseño de fuerza elástica que se esperaba que respondiera inelásticamente.

Desde 1960, ha habido grandes eventos y acontecimientos que han influido drásticamente en la ingeniería sísmica en los Estados Unidos.

Los eventos sísmicos de Alaska 1964, San Fernando 1971, México 1985, Chile 1985, Loma Prieta 1989, Northridge 1994, Kobe 1995, Kocaeli y Düzce 1999, Chi-Chi 1999, Bhuj 2001 y Bam 2003, han influenciado en la Ingeniería Sísmica, revelando algunas deficiencias del diseño sismorresistente y prácticas de construcciones, además del incremento de los datos y conocimientos acerca de las características dinámicas del movimiento sísmico del suelo, como las consecuencias socioeconómicas de los sismos.

Algunos de los acontecimientos que han facilitado mucho el análisis dinámico estructural para aplicaciones de la Ingeniería Sísmica son los avances en la informática, que además han contribuido a la mejoría de las capacidades de los demás análisis estructurales. En 1941, tardaba 8 horas para un analizador mecánico calcular y trazar un espectro de respuesta (Biot, 1941).

Otro de los grandes avances es el establecimiento del Consejo de Tecnología Aplicada (ATC) en 1971 y su primera normativa, el ATC 3-06 “Provisiones Tentativas para el Desarrollo de Regulaciones Sísmicas para el Edificio”.

Muchas de estos acontecimientos que han contribuido al desarrollo de la ingeniería sísmica se han implementado en diferentes países internacionales, El Salvador cuenta con muy poca información en este ámbito, pues ha adoptado las diferentes normativas y lineamientos de otros países incluyéndolos en la Norma Técnica Salvadoreña de Diseño Sismorresistente (NTDS), la cual se estableció a partir del año 1968.

2.1.2 Procedimiento del método estático equivalente

En nuestro país el método estático equivalente adopta la metodología descrita en la Norma Técnica para Diseño por Sismo de 1994 (NTDS), la cual se basa en criterios de diseño y en el desarrollo de fuerzas laterales estáticas de diseño con los efectos relacionados a estas.

El método estático equivalente es una simplificación de diseño para el análisis de la fuerza sísmica que afecta la estructura al presentarse un sismo; consistiendo en una fuerza lateral que se distribuye uniformemente en la altura de cada eje principal de las estructuras al ser diseñadas. El cortante basal es la fuerza total sísmica que se encuentra en la base de la estructura, el cual depende principalmente del coeficiente sísmico y que se puede expresar de la siguiente manera:

$$V = C_S \times W \quad [\text{Ec. II-1}]$$

Donde:

$V = \text{cortante basal}$

$C_S = \text{coeficiente sísmico.}$

$W = \text{carga muerta más la carga viva instantánea}$

2.1.2.1 Coeficiente sísmico.

El coeficiente sísmico se utiliza para ajustar la sobrecarga sísmica y, es el valor multiplicado al peso de la estructura que toma en cuenta aspectos tales como: factor de zona "A", factor de importancia "I", coeficientes de sitio "Co", "To", el factor de modificación de respuesta "R" y el período de la estructura "T". El coeficiente es calculado por la siguiente expresión:

$$C_S = \frac{AIC_0}{R} \left(\frac{T_0}{T} \right)^{2/3} \quad [\text{Ec. II-2}]$$

Donde:

$A = \text{factor de zona}$

$I = \text{factor de importancia}$

$C_0, T_0 = \text{coeficientes de sitio}$

$R = \text{factor de modificación de respuesta}$

$T = \text{período natural de vibración de la estructura}$

Las condiciones geológicas y criterios generales de la estructura para determinar el coeficiente sísmico son descritos en base a la normativa sísmica salvadoreña, de la siguiente manera:

– **Factor de zonificación sísmica**

El factor de zona “A” (ver tabla II-1) está basado en las aceleraciones pico efectiva de cada zona, las cuales se obtienen mediante un estudio de micro zonificación sísmica, especialmente en el área metropolitana de San Salvador, donde se concentra el mayor riesgo sísmico dado el crecimiento poblacional. En la figura II-1 se puede observar el mapa de zonificación sísmica del país a través de diferentes periodos de tiempo, en el cual se identifica la zona sísmica en la actualidad según el código de 1996.

Tabla II-1: Factor de zonificación sísmica (NTDS, 1997).

ZONA*	FACTOR “A”
1	0.40
2	0.30

**Ver figura II-1*

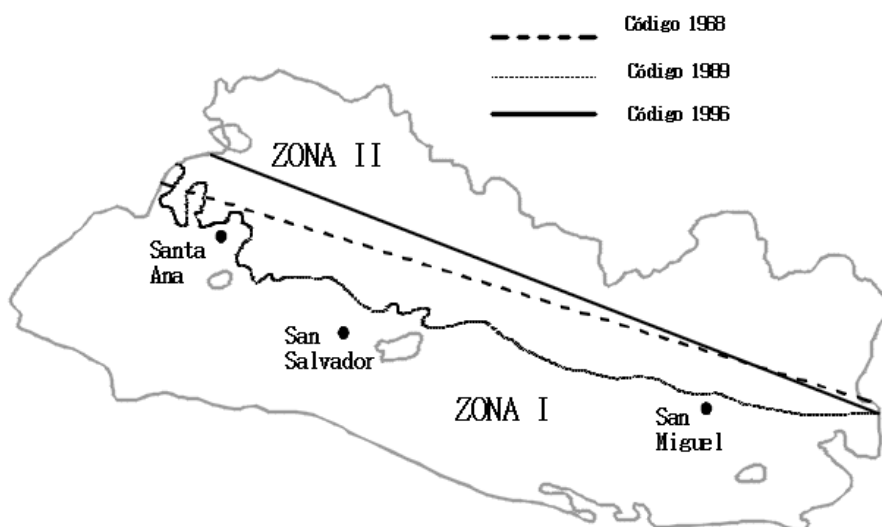


Figura II-1: Mapa de zonificación sísmica de El Salvador en diferentes periodos de tiempo.

– **Coefficientes de sitio**

Para cuantificar los efectos de la geología y las características del suelo presentes en el lugar de construcción es necesario conocer el tipo de suelo y profundidad a que se encuentra el estrato rocoso. En la NTDS se han resumido las propiedades de los perfiles de suelo que se encuentran en el país, en coeficientes de sitio C_o y T_o (ver tabla II-2).

Tabla II-2: Coeficientes de sitio C_o y T_o (1) (NTDS, 1997).

Tipo	Descripción	C_o	T_o
S₁	Perfiles de suelo siguientes: (a) Materiales de apariencia rocosa caracterizados por velocidades de onda de corte mayores de 500 m/seg. (b) Suelo con condiciones rígidas o muy densas, cuyo espesor sea menor de 30 m sobre el manto rocoso.	2.5	0.3
S₂	Perfiles de suelo siguientes: (a) Suelo con condiciones rígidas o muy densas, cuyo espesor sea menor de 30m sobre el manto rocoso. (b) Suelo con condiciones compactas o muy compactas o medianamente denso con espesor menor de 30 m.	2.75	0.5
S₃	Perfil de suelo que contiene un espesor acumulado de 4 a 12 m de suelos cohesivos blandos a medianamente compactos o suelos no cohesivos sueltos.	3.0	0.6
S₄	Perfil de suelo que contiene más de 12 m de suelo cohesivo blando o suelo no cohesivo suelto y caracterizado por una velocidad de onda de corte menor de 150 m/seg.	3.0	0.9
(1) El perfil del suelo del sitio se establecerá mediante datos geotécnicos sustentados apropiadamente. En sitios donde las propiedades del suelo no se conocen con detalle como para poder establecer el tipo de perfil de suelo, deberá usarse un perfil de suelo tipo S ₃ .			
NOTA: Se debe entender que, a mayor profundidad de la establecida para cada perfil de suelo, solo existe roca como la definida por S ₁ (a).			

– **Categorías de ocupación**

Las categorías de ocupación se clasifican conforme al uso y función de la estructura (ver tabla II-3) para lograr designar el factor de importancia “I” (ver tabla II-4), el cual proporciona un mejor comportamiento sísmico y seguridad al incrementar las fuerzas de diseño para las estructuras. Sin embargo, la NTDS hace hincapié que para lograr óptimos resultados es más efectivo mejorar aspectos como la capacidad de absorción de energía, la redundancia en el sistema sismorresistente, el control de los desplazamientos horizontales, la calidad en la supervisión y la construcción, etc.

Tabla II-3: Categorías de ocupación³.

Categorías de ocupación	Tipo de ocupación o función de la estructura
I	Comprende aquellas edificaciones que son indispensables después de un sismo, para atender la emergencia y preservar la salud y la seguridad de las personas. Incluye hospitales, centros de salud, estaciones de bomberos, centrales telefónicas y de telecomunicaciones, instalaciones escolares y militares y cualquier otra edificación y/o instalación de servicio público, almacenamiento de sustancias tóxicas que se requiere para superar la emergencia.
II	Cualquier edificación que tenga niveles altos de ocupación o edificaciones que requieren su operación en el periodo inmediatamente después del sismo. Incluye: Edificios gubernamentales, universidades, guarderías, mercados, centros comerciales con un área de más de 3000 m ² , almacenes con un área de piso de 500 m ² o más de 10 m de altura, salones que agrupan más de 200 personas, estadios con graderías al aire libre

³ Benítez, Campos y Ortega (2005). Tesis: “Guía para el diseño estructural de edificios utilizando modelos tridimensionales”. Universidad de El Salvador, El Salvador.

	para 2000 personas o más, edificios de más de 4 pisos o más de 1000 m ² por piso, museos, monumentos, terminales de transporte, instalaciones hospitalarias diferentes a las de categoría de ocupación I, locales que alojen equipo especialmente costoso, etc.
III	Construcciones que tengan niveles bajos de ocupación, incluye aquellas construcciones comunes destinadas a viviendas, oficinas, locales comerciales, hoteles, edificaciones industriales y todas aquellas construcciones no incluidas en las categorías de ocupación I y II.

Tabla II-4: Factores de importancia (NTDS, 1997).

Categoría de ocupación⁽¹⁾	Factor de Importancia I
I Establecimientos esenciales o peligrosos	1.5
II Edificios de ocupación especial	1.2
III Edificios de ocupación normal	1.0
(1) Los tipos de ocupación o funciones de la estructura dentro de cada categoría están listadas en la tabla II-3.	

– **Sistemas estructurales**

Las estructuras se clasifican como regulares o irregulares dependiendo su configuración estructural:

- *Estructuras regulares:* Son aquellas que no tienen irregularidades físicas significativas en su configuración vertical (elevación), en planta o en sus sistemas sismorresistentes.
- *Estructuras irregulares:* Son aquellas que tienen irregularidades físicas importantes en su configuración en planta, elevación, o en sus sistemas sismorresistentes. Las irregularidades en planta y en elevación pueden provocar cargas y deformaciones distintas a las asumidas en el método estático equivalente; por lo que existe la necesidad de realizar análisis dinámicos para cuantificar de una

manera más precisa y exacta, los puntos con excesivas concentraciones de esfuerzos y de esta manera poder mitigarlos.

Además, estas estructuras también se clasifican en sistemas estructurales conforme a la NTDS 1996, los cuales se refieren al sistema resistente a cargas laterales que se va a utilizar en el diseño, sus respectivos valores de factor de modificación de respuesta “R”, amplificación de desplazamiento “ C_d ” y límites de altura “H” (ver tabla II-5), preestablecidos mediante las capacidades relativas de los sistemas del edificio para disipar energía en el rango inelástico.

- *Sistema A:* Son marcos no arriostrados, que resisten todas las cargas gravitacionales y laterales para las que se diseña la estructura y que, contienen una gran capacidad de absorción de energía lográndose mediante el cumplimiento de los requisitos de detallado especial para estructuras de concreto o acero, los cuales generalmente no presentan fallas frágiles y pandeos inelásticos, y la capacidad de sus marcos está bajo la acción flexionante de las vigas.
- *Sistema B:* Son marcos no arriostrados que resisten las cargas gravitacionales, además de paredes cortantes o marcos arriostrados que resisten las cargas laterales presentes en la estructura.
- *Sistema C:* Es una estructura formada por marcos no arriostrados y por paredes cortantes o marcos arriostrados, en la cual sus componentes resisten todas las cargas verticales y horizontales, con excepción de resistir las cargas gravitacionales cuando se desplazan C_d veces el desplazamiento elástico δ_{xe} , calculado para la estructura. Los componentes se diseñan para resistir las fuerzas laterales en proporción a sus rigideces relativas y conforme a un análisis de interacción. Los marcos no arriostrados deben diseñarse para resistir por lo menos el 25% de las fuerzas laterales calculadas para la estructura.
- *Sistema D:* Es una estructura en que su resistencia a cargas gravitacionales es proporcionada por paredes o marcos arriostrados que resisten todas las cargas laterales.

- *Sistema E*: Es una estructura cuyos elementos resistentes a cargas laterales en la dirección de análisis son aislados o son considerados como tales.
- *Otros Sistemas*: En este tipo de estructuras debe mostrarse mediante datos técnicos y ensayos las características dinámicas, resistencia a fuerzas laterales y capacidad de absorción de energía que sean equivalentes a cualquiera de los sistemas anteriormente definidos.

Tabla II-5: *Sistemas Estructurales (NTDS, 1997).*

Sistema básico estructural	Sistema resistente a fuerzas laterales – descripción	$C_d^{(1)}$	R	$H^{(2)}$
Sistema A	1. Marcos de acero o concreto con detallado especial.	8	12	S.L.*
	2. Marcos de concreto con detallado intermedio.	5	5	15
	3. Marcos de acero con detallado ordinario.	6	7	30
Sistema B	1. Paredes de:			
	a. Concreto	7	8	50
	b. Mampostería	6	7	35
	2. Marcos de acero arriostrados:			
a. Excéntricamente	6	10	50	
b. Concéntricamente	7	8	50	
Sistema C	1. Paredes de concreto combinadas con:			
	a. Marcos de concreto o acero con detallado especial	9	12	S.L.
	b. Marcos de concreto con detallado intermedio o de acero con detallado ordinario	7	8	S.L.
	2. Paredes de mampostería combinadas con:			
	a. Marcos de concreto o acero con detallado especial	6	7	50
b. Marcos de concreto con detallado intermedio o de acero con detallado ordinario	5	6	30	

	3. Marcos de acero arriostrados combinados con marcos de concreto o acero con detallado especial: a. Arriostamiento excéntrico b. Arriostamiento concéntrico	6 7	12 10	S.L. S.L.
Sistema D	1. Paredes de: a. Concreto b. Mampostería 2. Marcos de acero arriostrados	6 5 5	7 6 6	35 25 50
Sistema E	1. Sistemas con masa esencialmente concentrada en el extremo superior. (Péndulo invertido) 2. Sistema con masa esencialmente distribuida en su altura	3 4	3 4	--- ---
NOTAS: (1) Factor de amplificación de desplazamientos. (2) H= Altura límite, en m. * S.L.= Sin límite de altura.				

– Periodo fundamental de vibración

El periodo natural de vibración “T” es el tiempo que tarda la estructura en realizar una oscilación y que provoca mayores daños estructurales, como resultado generándose mayores desplazamientos. El periodo se puede determinar por cualquiera de los dos métodos descritos a continuación.

• Método A.

El valor del periodo fundamental de vibración para cualquier edificio puede determinarse aproximadamente por la fórmula del ATC 3-06:

$$T = C_t \times h_n^{3/4} \quad [\text{Ec. II-3}]$$

Donde C_t es igual a 0.085 para sistemas A con marcos especiales de acero, 0.073 para sistemas tipo A de marcos de concreto reforzado y 0.049 para el resto de los sistemas, y h_n es la altura del edificio. Estos valores, intentan fijar el límite inferior de los periodos de las estructuras diseñadas de acuerdo a la NTDS. Estudios recientes de periodos han

demostrado que esta ecuación proporciona valores entre el 80% y el 90% de los valores mínimos de los periodos medidos.

La NTDS admite que los valores de C_t proporcionan una estimación de los periodos fundamentales de vibración, menores a los valores obtenidos en el rango elástico e inelástico; sin embargo, los valores se consideran consistentes y apropiados con diseños anteriores.

- **Método B.**

El periodo fundamental de vibración del edificio puede ser calculado utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, mediante un análisis apropiado como la expresión de Rayleigh o por cualquier otro análisis sustentado. La más utilizada es la ecuación modificada de Rayleigh, la cual se expresa a continuación:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i \delta_i}} \quad [\text{Ec. II-4}]$$

Donde:

T = periodo natural de vibración de la estructura

W_i = peso del nivel i

F_i = fuerza latera del nivel i

δ_i = desplazamiento lateral del nivel i relativo a la base, provocado por la fuerza F_i

g = aceleración debida a la gravedad

Nivel i = nivel de la estructura determinado por el subíndice i , $i = 1$ determina el primer nivel arriba de la base.

El valor de C_s obtenido por este método, no debe de ser menor del 80% calculado en el método A.

2.1.2.2 Distribución vertical de la fuerza cortante.

La fuerza total debe distribuirse en la altura de la estructura de acuerdo con la siguiente expresión:

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \quad [\text{Ec. II-5}]$$

Donde:

$V =$ Cortante basal.

$F_i =$ Fuerza lateral aproximadamente aplicada en el nivel i .

$F_t =$ Porción del cortante basal considerada concentrada en el piso más alto de la estructura en adición a F_i .

$$F_t = 0.07TV \quad [\text{Ec. II-6}]$$

Por lo tanto, la fuerza lateral en x se determina de la siguiente manera:

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad [\text{Ec. II-7}]$$

Donde:

$F_x =$ fuerza lateral aplicada en el nivel x

$F_t =$ fuerza de látigo para estructuras con periodos mayores de 0.7 seg, que se calcula como la descrita en la ecuación II-6 y su valor no debe ser mayor de $0.25*V$.

$W_x =$ peso de la estructura en el nivel x

$h_x =$ altura desde la base hasta el piso x .

$\sum W_i * h_i =$ sumatoria de peso por la altura desde el nivel i hasta el n .

2.1.2.3 Distribución horizontal del cortante.

El cortante de diseño horizontal (V_x) es la suma de las fuerzas F_x y F_t , arriba de un entrepiso, el cual debe distribuirse en los elementos del sistema vertical resistente a fuerzas laterales en proporción a sus rigideces, considerando la rigidez del diafragma. La fuerza cortante debe incrementarse con respecto al efecto de la torsión que se genera cuando los diafragmas no son flexibles. Un diafragma se considera flexible cuando su máxima deformación lateral es mayor que dos veces la deriva promedio del entrepiso.

El momento torsionante de diseño, debe calcularse en base a la excentricidad que se genera entre las fuerzas de diseño aplicadas en los pisos superiores a un entrepiso y las fuerzas ejercidas por los elementos resistentes verticales en ese entrepiso, incrementado por un momento torsionante accidental. El momento torsionante accidental se considera si se desplaza la masa del entrepiso a ambos lados del centro de masa, dicho desplazamiento es igual al 5% de la dimensión del edificio en un piso, en dirección perpendicular a las fuerzas que actúan en la estructura.

Cuando existe algún tipo de irregularidad torsional (si los diafragmas no son flexibles y la deriva máxima de entrepiso es mayor a 1.2 veces la deriva de entrepiso promedio de los dos extremos de la estructura) sus efectos deben considerarse incrementando la torsión accidental en cada nivel mediante un factor de amplificación “ A_x ” (Ec. II-8) o amplificando la fuerza cortante de diseño mediante un factor “ B_x ” (Ec. II-9).

$$A_x = \left(\frac{\delta_{m\acute{a}x}}{1.2\delta_{prom}} \right)^2 \quad [\text{Ec. II-8}]$$

Donde:

$A_x =$ Factor de amplificación torsional en el nivel x .

$\delta_{m\acute{a}x} =$ Máximo desplazamiento horizontal del nivel x , incluyendo la torsión accidental en un extremo de la estructura.

$\delta_{prom} =$ Promedio de desplazamientos horizontales del nivel x , incluyendo la torsión accidental de los extremos de la estructura.

$$B_x = 3.0 \frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{\Delta_{prom}} - 2.60 \leq 1.40 \quad [\text{Ec. II-9}]$$

Donde:

$B_x =$ Factor de amplificación de la fuerza cortante de diseño en el entrepiso x .

$\Delta_{m\acute{a}x} =$ Deriva máxima del entrepiso x , incluyendo la torsión accidental en un extremo de la estructura en la dirección de análisis.

$\Delta_{prom} =$ Deriva promedio del entrepiso x de los dos extremos de la estructura.

2.1.2.4 Determinación y límites de la deriva de entrepiso.

La deriva de entrepiso Δ es la diferencia de los desplazamientos totales δ_x de los niveles superior e inferior del entrepiso considerado. El desplazamiento total δ_x del centro de masa del nivel x deberá ser evaluado de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\delta_x = Cd (\delta_{xe}) \quad [\text{Ec. II-10}]$$

Cuando sea aplicable, la deriva de entrepiso Δ , deberá ser incrementada por el factor relativo a los efectos P-Delta. Los valores de deriva de entrepiso, no deberán de exceder los valores admisibles de Δ_a (tabla II-6). Para este propósito, únicamente se deberá calcular las fuerzas sísmicas utilizando el periodo fundamental calculado por el método B, haciendo caso omiso a la limitación de 80% del coeficiente sísmico calculado por medio de la ecuación II-4.

Tabla II-6: Valores admisibles de la deriva de entrepiso Δ_a (NTDS, 1997).

Tipo de Edificio	Categoría de ocupación		
	I	II	III
Edificio de un piso en acero estructural sin ningún equipo ligado a la estructura y sin acabados frágiles.	0.015 h_{sx} *	0.020 h_{sx}	S.L.**
Edificios de 4 pisos o menos y sin acabados frágiles.	0.010 h_{sx}	0.015 h_{sx}	0.020 h_{sx}
Todos los otros edificios.	0.010 h_{sx}	0.015 h_{sx}	0.015 h_{sx}

* h_{sx} es la altura del entrepiso debajo del nivel x.

** S.L = Sin límite

2.1.2.5 Efectos P-Delta.

El efecto P- Δ sobre cortantes, momentos y derivas de entrepiso x, no necesita ser considerado, cuando el coeficiente de estabilidad θ calculado con la siguiente expresión sea menor o igual a 0.10.

$$\theta = \frac{P_x(\Delta)}{V_x(h_{sx})(Cd)} \quad [\text{Ec. II-11}]$$

Donde:

P_x = carga gravitacional total actuando sobre el entrepiso x

Δ = deriva de entrepiso

V_x = cortante del entrepiso x

h_{sx} = altura de entrepiso

C_d = factor amplificador de desplazamientos

El coeficiente de estabilidad θ no debe de exceder $\theta_{m\acute{a}x}$, el cual se determina en base a la ecuación II-12:

$$\theta_{m\acute{a}x} = \frac{0.7}{\beta(C_d)} \leq 0.25 \quad [\text{Ec. II-12}]$$

Donde β , es la relación entre la fuerza cortante demandada y la fuerza cortante proporcionada del entrepiso, comprendido entre el piso x y el $x-1$. Conservadoramente es tomado como 1.0.

Cuando el coeficiente de estabilidad θ es mayor que 0.10 pero menor o igual a $\theta_{\text{máx}}$, el incremento de la deriva de entrepiso, fuerzas cortantes y momentos, deben estimarse multiplicando estos valores por el factor $1/(1-\theta)$. Cuando θ es mayor que $\theta_{\text{máx}}$, la estructura es potencialmente inestable y deberá ser rediseñada.

2.1.2.6 Volteo.

Todas las estructuras deberán resistir los momentos de volteo ocasionados por las fuerzas sísmicas F_t y F_x , que actúan en los pisos superiores al que se está considerando. Los momentos de volteo se distribuyen en forma similar a la del cortante de entrepiso generando efectos sobre cada elemento que se transmitirán hasta las fundaciones.

Para el caso de elementos sismorresistentes discontinuos, que muestran irregularidad horizontal y vertical, es decir, elementos desplazados dentro de su plano una cantidad mayor a la longitud de tales elementos, las columnas que los soportan deben tener resistencia adecuada para absorber la fuerza axial resultante de las siguientes combinaciones, en adición a otras aplicables:

$$1.00Q_p + 0.80 Q_v + \left(\frac{3}{8}R\right) Q_a \quad [\text{Ec. II-13}]$$

$$0.90Q_p \pm \left(\frac{3}{8}R\right) Q_a \quad [\text{Ec. II-14}]$$

Donde:

$Q_p =$ Acciones permanentes.

$Q_v =$ Acciones variables.

$Q_a =$ Acciones accidentales.

Los miembros horizontales en voladizo, deberán diseñarse para una fuerza neta hacia arriba de 0.5 veces la carga muerta, además de otras condiciones de carga aplicables.

2.2 Análisis estático no lineal

2.2.1 Evolución histórica del método basado en desempeño

Los eventos sísmicos han formado parte de la historia de la humanidad debido a sus características naturales de su origen y magnitud. Muchos países se han visto afectados por una serie de movimientos telúricos, que además de producir la pérdida lamentable de vidas humanas, han generado enormes daños a edificaciones estructurales. Por ende, se vio la necesidad de replantear y adoptar los procedimientos actuales de diseño sísmico enfocados a encontrar los estados límites adecuados en las estructuras para distintos niveles de intensidad sísmica observando los daños generados en las estructuras.

A partir de la década de los setenta aparecen diversidad de métodos que intentan poner en práctica la filosofía del diseño basado en desempeño; un ejemplo de ello es el reglamento de Nueva Zelanda que se encuentra entre los primeros que adoptaron un método de diseño basado en desempeño a través del diseño por capacidad.

En 1975 en Nueva Zelanda, el Dr. Park y el Profesor Thomas Paulay de la Universidad de Canterbury en Christchurch introdujeron conceptos basados en el diseño por desempeño en los principios de diseño por capacidad. A partir de este momento se comenzó a desarrollar una nueva filosofía de diseño, en la cual la distribución de la resistencia a lo largo de toda la estructura era más importante que el valor global de cortante basal de diseño.

Además, se comenzó a estudiar el comportamiento no lineal de las estructuras, concluyendo que se podían realizar análisis no lineales dinámicos, resultando estos demasiado complejos para efectos prácticos, surgiendo los métodos de análisis estáticos no lineales, que utilizan directamente las propiedades inelásticas de los materiales; el comúnmente utilizado es conocido como análisis estático no lineal “Pushover” o análisis

de colapso. El uso de esta técnica, al principio no tuvo mucha aceptación, pero fue hasta inicios del siglo XXI que adquirió importancia debido a su fácil aplicación y buenas aproximaciones a los resultados obtenidos. Esta metodología nace como una técnica simple y eficiente para estudiar la capacidad, resistencia y deformación de una estructura bajo una distribución esperada de fuerzas inerciales; inicialmente se realizó para modelos bidimensionales, pero con el paso del tiempo fue evolucionando adquiriendo ventajas en su aplicación.

A mediados de 1988, se inició una serie de discusiones informales entre expertos estadounidenses y japoneses, dentro de los cuales estaban ingenieros e investigadores para plantear la forma de cómo diseñar estructuras sismorresistentes con desempeño predecible. En 1989 se presentó el sismo de Loma Prieta, el cual produjo niveles moderados de movimiento del terreno en la zona de la Bahía de San Francisco, ocasionando pérdidas millonarias en daños directos, considerada excesiva por la comunidad de ingeniería estructural y agencias de gobierno de los Estados Unidos. Esto motivó a que en 1992 se desarrollara un marco de referencia que hiciera posible la elaboración de códigos basado en el concepto del diseño por desempeño. Cinco años después del sismo de Loma Prieta en 1989, se produjeron los sismos de Northridge en 1994 y Kobe en 1995, llevando a la comunidad ingenieril, aseguradoras y agencias federales de Estados Unidos a concluir que se debía revisar algunas de las bases en que se sustentaba la normativa del diseño sísmico, pretendiendo con esto, que la estructuras existentes se rehabilitaran y las futuras a construir se diseñaran para que no sufrieran daños durante los niveles de excitaciones sísmicas. Aunque al inicio de los noventa en Japón ya se llevaban discusiones sobre adoptar varios principios de esta metodología (diseño por desempeño) en su código de diseño sísmico, no fue hasta el evento sísmico de Kobe en 1995 que el Ministerio Japonés de Construcción planteó un proyecto oficial para el desarrollo de esta metodología.

Autores como Jack P. Moehle, profesor de ingeniería en la Universidad de California (1992), y Michael John Nigel Priestley, ingeniero sísmico de nueva Zelanda (1993), reconocen que los métodos de diseño sismorresistente basados en fuerzas y resistencias no concuerdan con el comportamiento sísmico observado en estructuras de concreto reforzado y que, es más adecuado usar métodos basados en desplazamientos y deformaciones.

Acorde con este planteamiento, se ha avanzado en el desarrollo de procedimientos de diseño basados en desempeño a través del control de desplazamientos, teniendo como objetivo último su incorporación en los códigos de diseño futuros. Dentro de los procedimientos de diseño basados en desplazamientos, algunos se enfocan al diseño de puentes, como los propuestos por Moehle (1992), Mervin Kowalsky, profesor de ingeniería estructural en la Universidad Estatal de Carolina del Norte (1995), Priestley y Calvi (2003); otros están orientados al diseño de estructuras reticulares.

Ayala y Sandoval (1999), propusieron un método de diseño basado en desempeño, que involucra implícitamente en su formulación el comportamiento no lineal de las estructuras, el cual se basa en el uso de una curva de comportamiento de un sistema de referencia de 1GDL (un grado de libertad) equivalente a uno de MGD (múltiples grados de libertad) y que responde dinámicamente en su modo fundamental. La curva de comportamiento cuenta con dos ramas, la elástica y la inelástica, correspondiente al nivel de desempeño considerado.

Posterior a 1975, la Sociedad de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC) estableció el Comité Visión 2000 con la finalidad de que a partir de 1992 se iniciaran esfuerzos por desarrollar un marco de referencia que hiciera posible la elaboración de una nueva generación de códigos basados en el concepto del diseño por desempeño. Al mismo tiempo, en Japón comenzó a plantearse un marco que permitiera el desarrollo de enfoques de diseño basados en esta filosofía.

Según la propuesta del SEAOC desarrollada en 1995 a través del COMITE VISION 2000, el desempeño de una edificación se establece de acuerdo a su importancia, relacionando para cada nivel de peligro sísmico, la combinación de comportamiento estructural y no estructural esperada.

La SEAOC (1999) incorpora objetivos relacionados con el comportamiento esperado ante diferentes niveles de sismo, incluyendo criterios asociados al daño en los elementos no estructurales y a los costos de reparación.

El documento Visión 2000 (Priestley, 2000) define claramente los objetivos de comportamiento sísmico que relaciona los niveles de comportamiento de la estructura con los niveles esperados de movimientos sísmicos. En el documento se definen cuatro niveles de comportamiento (totalmente operacional, operacional, seguridad de vida y cercano al colapso) y cuatro niveles de amenaza sísmica.

Según Kawashima y Unjoh (2004), el Código de Aplicación Japonés (JRA 1996) consideró la inclusión del método de diseño por ductilidad para los elementos estructurales más afectados por los sismos. Esta nueva versión incluía nuevas clasificaciones del suelo, con la variación del coeficiente de condiciones del sitio, la introducción de los parámetros del terremoto y métodos para el análisis dinámico de modelos y el chequeo de seguridad a partir del análisis dinámico.

En el año 2002, la JRA hizo revisión sistemática de las especificaciones de diseño sísmico considerando nuevos conceptos basados en el diseño por desempeño de la estructura, introduciendo así, aspectos relacionados con la verificación del comportamiento sísmico en general.

Instituciones internacionales como la Sociedad de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC), han impulsado la metodología de evaluación y diseño por desempeño sísmico descrita en el documento publicado por el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC-40), proponiendo métodos más avanzados y parámetros a considerar para conocer el comportamiento de las estructuras, definiendo diferentes niveles de desempeño sísmico

que corresponden a la cuantificación del máximo estado de daños cuando las edificaciones se someten a determinados niveles de movimiento sísmico.

La Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles (ASCE) estableció criterios para sismos a nivel de servicio representados por un sismo con el 50 % de probabilidad de ocurrencia en los próximos 50 años, que equivalían a un período de retorno de 43 años.

El Eurocódigo 8, establece especificaciones fundamentales para el diseño de las estructuras y los estados límites de daños que deben cumplir ante eventos sísmicos, tales como: estado límite último, donde se precisa como resultado del diseño sísmico que la estructura no colapse, sino que mantenga su estabilidad, aunque algunas partes de ella puedan sufrir daños considerables y; el estado límite de servicio, donde se evalúan sismos con alta probabilidad de ocurrencia durante la vida útil de la estructura.

La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA) establece otras especificaciones basadas en el método por desempeño sísmico, las cuales han sido actualizadas en el transcurso del tiempo, dentro de las cuales se encuentran las siguientes:

- El FEMA 349 es el plan de acción para el diseño sísmico basado en desempeño.
- El FEMA 350 se basa en los criterios de diseño sísmico recomendados para nuevos edificios de marco-momento de acero.
- El FEMA 356 es la actualización de la FEMA-273, el cual plantea la posibilidad de mejorar el desempeño de los elementos estructurales, además presenta rangos y límites para las diferentes tipologías estructurales y niveles de desempeño, en lo que se pretende conseguir un adecuado diseño sísmico.
- El FEMA 440 trata del mejoramiento de los procedimientos de análisis sísmicos estáticos no lineales.
- El FEMA 750 es la actualización de la FEMA 140 (2013), el cual es la guía para la aplicación de las provisiones recomendadas por NEHRP en el diseño sismorresistente de un edificio (1995).

Otros códigos que han adoptado el método basado en desempeño sísmico son el Código de la Ciudad de México, el Código de Construcciones Nacionales de Canadá y el Código italiano, este último reconoce en su sección 2.1 y 2.2 algunos estados límites de daño para diseño.

En el país, hasta la fecha existen pocos estudios que se han desarrollado basados en esta nueva metodología, debido a que recientemente se está extendiendo a nivel mundial, dada la necesidad de evaluar el comportamiento inelástico de las estructuras ante un evento sísmico, y el daño de esta ante los distintos niveles de intensidad sísmica.

2.2.2 Procedimiento del análisis estático no lineal

El método de análisis estático no lineal es el que incorpora directamente la respuesta material inelástica para un desplazamiento objetivo y poder determinar las deformaciones internas y cuantificarlas. Se utilizan procedimientos de análisis no lineal cuando las estructuras se ven sometidas a movimientos debido a las demandas sísmicas y, experimentan daños considerables que provocan que los elementos excedan su capacidad elástica.

A diferencia de los métodos de análisis lineal que emplean fuerzas laterales para representar una condición de diseño, los métodos de análisis no lineal utilizan desplazamientos laterales como una condición de diseño, dado que son más directos y fáciles de usar. Para una estructura y una sollicitación sísmica, el desplazamiento de demanda es una estimación de la respuesta máxima esperada durante el movimiento sísmico.

Existen diferentes métodos de análisis no lineal para evaluar estructuras que permiten comparar la capacidad de la edificación con la demanda sísmica a la cual será expuesta. El método más completo es un análisis no lineal de historia del tiempo, pero dado que es de uso general impráctico, se han planteado métodos simplificados de análisis no lineal llamados también análisis estáticos no lineales, el cual el de uso más común es la técnica denominada “Pushover”.

2.2.2.1 Análisis Pushover.

El objetivo central del análisis no lineal estático “Pushover” es la generación de la curva de capacidad, que representa el desplazamiento lateral como una función de la fuerza aplicada a la estructura. Este proceso es independiente del método utilizado para calcular la demanda y provee un valor significativo para la ingeniería.

La capacidad puede definirse como la representación gráfica de la resistencia de una estructura ante una demanda sísmica, la cual depende de la resistencia y capacidad de deformación de sus componentes individuales. Para determinar dicha capacidad más allá de su límite elástico, se requiere de un análisis no lineal tal como el procedimiento de Pushover.

El Pushover utiliza una serie de análisis elásticos de manera secuencial y luego son superpuestos para aproximar un diagrama de fuerza – desplazamiento de toda la estructura. El procedimiento de este análisis puede resumirse a un modelo matemático de la estructura, que es modificado en cada paso para tomar en cuenta la reducción de rigidez de los componentes que alcanzaron su fluencia, para luego aplicar un incremento en la fuerza externa de manera que otros componentes también alcancen su fluencia; esto continua hasta que la estructura se vuelva inestable o hasta que se alcance un límite preestablecido. Es decir, que para la aplicación de esta técnica se requiere considerar un patrón de cargas lateral que se incrementen de manera monotónica hasta que la estructura alcance su capacidad máxima y se genere la aparición de rótulas plásticas en algunos elementos de ésta.

Con la aplicación de esta técnica se pueden identificar los daños generados en los elementos que componen la estructura por medio del establecimiento de los niveles de desempeño que se describen en la sección 2.2.3 y se muestran en la siguiente curva.

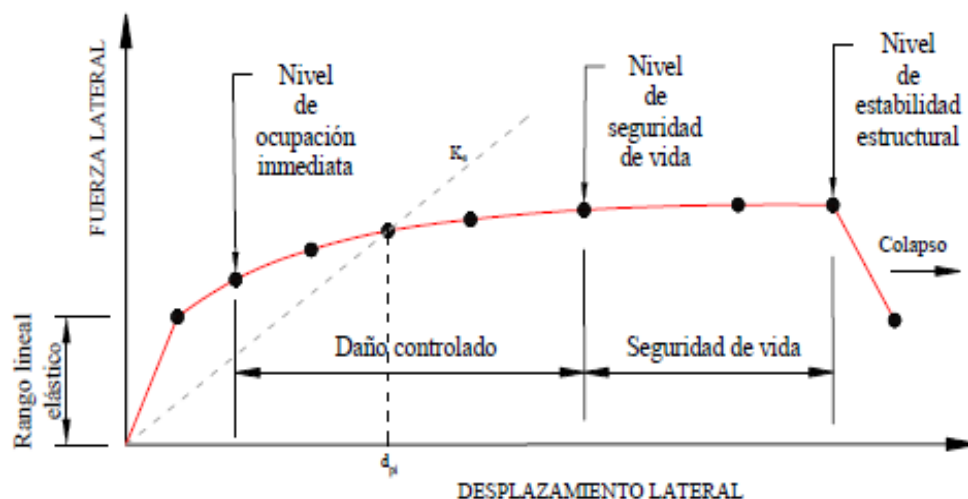


Figura II-2: Curva de capacidad y niveles de desempeño. Tomada de (ATC-40, 1996).

2.2.2.1.1 Determinación de la curva Pushover.

La curva de capacidad es generalmente construida para representar el primer modo de respuesta basado en la asunción que el periodo fundamental de vibración es la respuesta predominante de la estructura. Esto es generalmente válido para edificios con periodos fundamentales de vibración arriba de un segundo; pero para edificios con más flexibilidad y periodos fundamentales de vibración mayores a un segundo, el analista estructural deberá considerar dirigir mayores efectos en los modos durante el análisis. (ATC-40)

La mejor manera para representar la curva fuerza – desplazamiento es identificando el cortante basal y el desplazamiento en el techo. Cuando un programa computacional lineal (ETABS, SAP2000, RISA) es utilizado para construir una curva Pushover, el ATC-40 propone crear un modelo computacional de la estructura y clasificar cada elemento en el modelo como primario o secundario, para aplicar fuerzas laterales a los niveles de la estructura en proporción al producto de las masas y de las formas de los modos fundamentales, incluyendo fuerzas gravitacionales determinadas en base a la NTDS para el análisis estático lineal.

Luego, se calculan las fuerzas en los miembros para las diferentes combinaciones requeridas de fuerzas verticales y laterales, ajustando la fuerza lateral de los niveles para que algunos elementos estén tensionados dentro del 10% de las resistencias de sus miembros.

Se revisa el modelo utilizando cero rigideces o rigidez reducida para los elementos que han alcanzado su límite de fluencia, para luego aplicar un nuevo incremento de carga lateral a la estructura revisada, de manera que otros elementos también alcancen la fluencia. Se adiciona el incremento de la carga lateral y el desplazamiento del techo para obtener los valores acumulados del cortante basal y el desplazamiento en el techo. Esto se debe repetir hasta que la estructura alcance los límites, tales como: inestabilidad de los efectos $P-\Delta$, distorsiones considerables más allá del nivel de desempeño deseado, un elemento alcanzando un nivel de deformación lateral en el cual inicia la degradación de la resistencia significativa o un elemento alcanzando un nivel de deformación lateral en el cual ocurre la pérdida de la carga gravitatoria que sostiene la capacidad. Ver figura II-3 para observar una curva de capacidad típica.

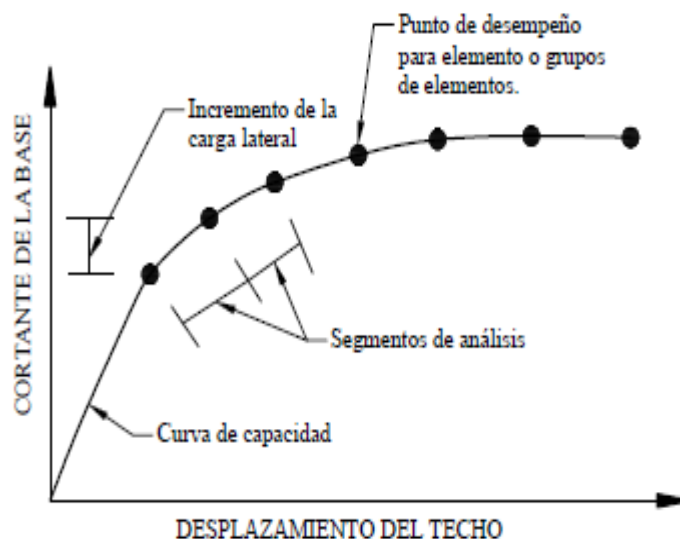


Figura II-3: Curva de capacidad.

Explícitamente la degradación de la resistencia modal global, si el incremento de carga es detenido como resultado de alcanzar niveles de deformaciones laterales en el cual todas o un porcentaje significativo de las cargas de los elementos no pueden ser resistidas por más tiempo, entonces sus resistencias han sido degradadas significativamente, para posteriormente sus rigideces ser reducidas o eliminadas; creando así una nueva curva de capacidad. Se deben crear tantas curvas Pushover adicionales como sean necesarias para adecuadamente definir las pérdidas totales de resistencias. La figura II-4 ilustra el proceso descrito, donde para la curva número 1, se detalla el primer punto de importante degradación de resistencia y, en el cual se revisa el modelo para reflejar los elementos degradados e iniciar una nueva curva de capacidad, curva de capacidad número 2. De la misma manera que la curva de capacidad número 1, la curva de capacidad número 2 muestra el primer punto de importante degradación de resistencia y para la curva en este punto, se revisa el modelo para reflejar los elementos degradados e iniciar la curva de capacidad número 3; en esta curva, el punto representa el límite último que la estructura alcanza, tales como: inestabilidad, distorsiones excesivas, o un elemento (o grupo de elementos) alcanzando un nivel de deformación lateral en el cual ocurre pérdida de carga gravitatoria que sostiene la capacidad.

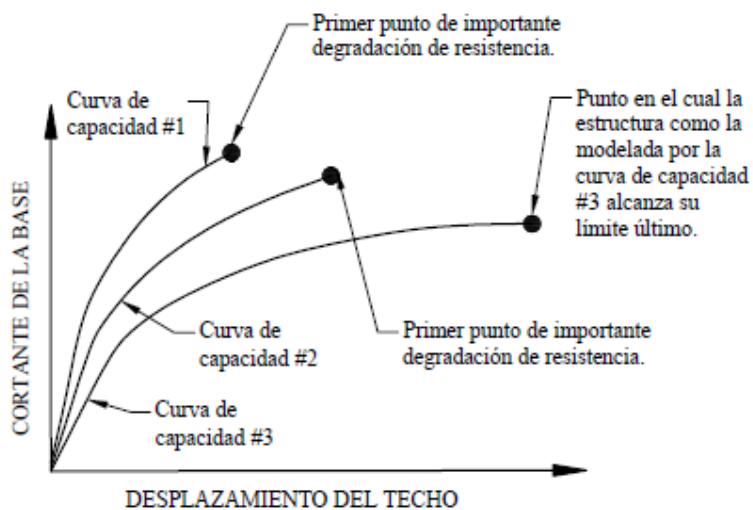


Figura II-4: Múltiples curvas de capacidad requeridas para la degradación de resistencia del modelo.

Dibujada la tercera curva de capacidad, se prosigue a mostrar las degradaciones totales de resistencia. Dicha degradación se forma a partir de haber finalizado la primera curva de capacidad, realizando una transición a la segunda curva en el mismo punto de desplazamiento en que finaliza la primera curva, luego, se sigue desplazando hasta alcanzar el punto final de la segunda curva y se realiza el mismo procedimiento de transición, hasta alcanzar el punto final de la tercera curva de capacidad. Esta curva con degradaciones tendrá forma de diente de tiburón, tal como la mostrada en la figura II-5.

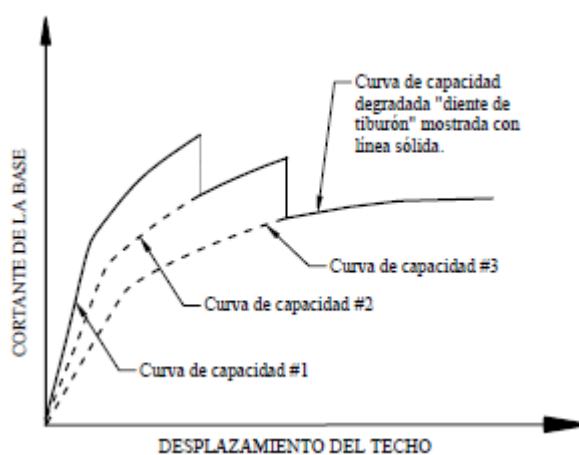


Figura II-5: Curva de capacidad con las degradaciones totales de resistencia modeladas.

2.2.2.2 Proceso para determinar la demanda sísmica.

El desarrollo de la curva de capacidad es útil porque permite conocer las características de desempeño de una edificación. Sin embargo, para determinar si es aceptable respecto a un objetivo de desempeño, es necesario estimar el desplazamiento máximo probable asociado a una solicitud sísmica.

Con el fin de poder cumplir con un nivel de desempeño fijado, se debe determinar el desplazamiento máximo probable para que sea consistente con la demanda sísmica, ya sea mediante el método del espectro de capacidad (punto de desempeño) o el método de los coeficientes (desplazamiento objetivo)

2.2.2.2.1 Método de espectro de capacidad.

Este método confronta mediante un procedimiento gráfico la capacidad de la estructura y la demanda sísmica. Para emplear el “Método del espectro de capacidad” es necesario convertir la Curva de Capacidad, que está en términos del cortante basal y desplazamiento del techo, a un Espectro de Capacidad, que es una representación de la Curva de Capacidad en un formato de Espectro de Respuesta Aceleración – desplazamiento ($S_a - S_d$).

Para transformar la curva de capacidad a espectro de capacidad se calcula el factor de participación del primer modo (FP_1) y el coeficiente de masa modal (α_1) usando las ecuaciones siguientes (Ec. II-15 y Ec. II-16):

$$FP_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i \phi_{i1}}{g} \right) \right]}{\left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i \phi_{i1}^2}{g} \right) \right]} \quad [\text{Ec. II-15}]$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i \phi_{i1}}{g} \right) \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i}{g} \right) \right] \left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i \phi_{i1}^2}{g} \right) \right]} \quad [\text{Ec. II-16}]$$

Donde:

$w_i/g =$ Es la masa asignada al nivel i .

$\phi_i =$ Es la amplitud del modo 1 en el nivel i .

Para cada punto de la curva de capacidad (V vs. δ_{TECHO}), se calcula el punto asociado S_a vs. S_d utilizando las ecuaciones siguientes (Ec. II-17 y Ec. II-18):

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad [\text{Ec. II-17}]$$

$$S_d = \frac{\delta_{TECHO}}{FP_1 \phi_{TECHO}} \quad [\text{Ec. II-18}]$$

Donde:

$V =$ Es el cortante basal

$W =$ Es el peso total de la estructura

$\delta_{TECHO} =$ Es el desplazamiento en el último piso.

Para emplear el método de espectro de capacidad también se requiere convertir la curva de espectro de aceleraciones ($S_a - T$), a una curva de Espectro de Respuesta Aceleración – Desplazamiento ($S_a - S_d$).

Para convertir el espectro de diseño del formato estándar ($S_a - T$) al formato espectral, se determina el valor del desplazamiento espectral (S_{di}) para cada punto en la curva, mediante la ecuación II-19:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} g \quad [\text{Ec. II-19}]$$

Donde:

$T_i =$ Es el período en segundos, que corresponde a un punto (S_{ai}, S_{di}) del espectro de demanda.

El espectro de respuesta elástico debe ser sucesivamente ajustado para un factor de amortiguamiento compatible con el nivel de deformaciones esperado. Para niveles altos de deformación se esperan importantes incrementos en la capacidad de disipar energía, con mayor probabilidad si la estructura cuenta con dispositivos de disipación, en cuyo caso, la demanda sísmica inicial debe ser reducida en proporción al incremento del amortiguamiento efectivo.

– **Representación bilineal del Espectro de Capacidad.**

Para poder estimar el amortiguamiento efectivo y reducir el espectro de demanda, se requiere una representación bilineal de la curva de espectro de capacidad (ver figura II-6).

Para construir la representación bilineal se define el punto (a_{pi}, d_{pi}), el cual es un punto

inicial de prueba, a partir del cual se reducirá el espectro de demanda; luego si las coordenadas del punto en la intersección del espectro de demanda reducido con el espectro de capacidad coinciden en este punto o si está dentro de un 5 % del desplazamiento del punto de desempeño tentativo, éste será el punto de desempeño. Si la intersección del espectro de demanda y el espectro de capacidad no está dentro de la tolerancia indicada, entonces un nuevo punto es seleccionado y el proceso se repite.

Según el ATC – 40, la determinación del punto de desempeño requiere de un proceso iterativo, de tal manera que se satisfaga los criterios siguientes:

1. El punto debe descansar en la curva de espectro de capacidad para representar a la estructura en un desplazamiento dado.
2. El punto también debe descansar en el espectro de demanda reducido, ya que éste, representa la degradación de la estructura para el mismo desplazamiento. Para este método, la reducción del espectro se efectúa a través del empleo de factores que están en función al amortiguamiento efectivo.

Para poder construir la representación bilineal se traza una recta a partir del origen con una pendiente similar a la rigidez inicial de la estructura, luego se dibuja la segunda línea a partir del punto (Sd_{pi}, Sa_{pi}) hasta que cruce la primera línea, de manera que el área A_1 , sea igual al área A_2 , el punto de intersección de ambas rectas definirá el punto (Sd_y, Sa_y) .

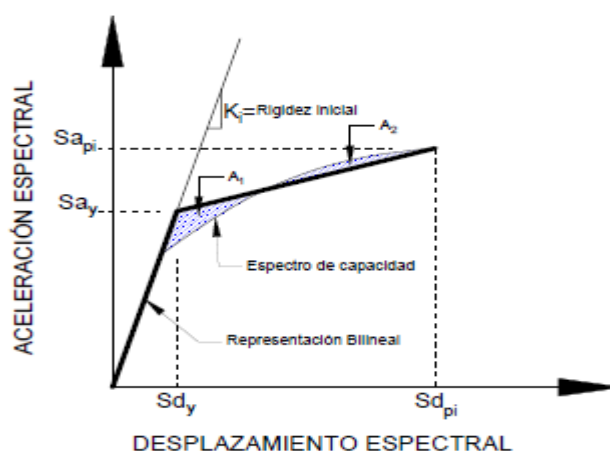


Figura II-6: Representación bilineal de la curva de capacidad.

- *Estimación del amortiguamiento efectivo y reducción del espectro de respuesta* ($\beta = 5\%$).

El amortiguamiento ocurre cuando el sismo causa que la estructura llegue a su intervalo inelástico. Este amortiguamiento puede ser visto como una combinación de amortiguamiento viscoso (inherente de la estructura) y amortiguamiento histerético.

El amortiguamiento histerético puede ser representado por un amortiguamiento viscoso equivalente, de modo que el amortiguamiento (β_{eq}) asociado al desplazamiento d_{pi} puede ser estimado de la ecuación II-20:

$$\beta_{eq} = \beta_o + 0.05 \quad [\text{Ec. II-20}]$$

Donde:

$\beta_o =$ Amortiguamiento histerético representado como amortiguamiento viscoso.

$0.05 =$ Amortiguamiento viscoso inherente de la estructura.

El amortiguamiento histerético puede ser calculado con la siguiente ecuación:

$$\beta_o = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \quad [\text{Ec. II-21}]$$

Donde:

$E_D =$ Energía disipada por el amortiguamiento.

$E_{S0} =$ Máxima energía de deformación.

En la figura II-7 se puede observar que E_D es la energía disipada por la estructura en un ciclo de movimiento, la cual es el área encerrada por un lazo de histéresis (área del paralelogramo). E_{S0} es la energía de deformación máxima asociada con un ciclo de movimiento, que es, el área del triángulo sombreado. De esta manera se llega a obtener la ecuación II-22 para el cálculo del Amortiguamiento histerético (Newmark and Hall, 1982).

$$\beta_o = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad [\text{Ec. II-22}]$$

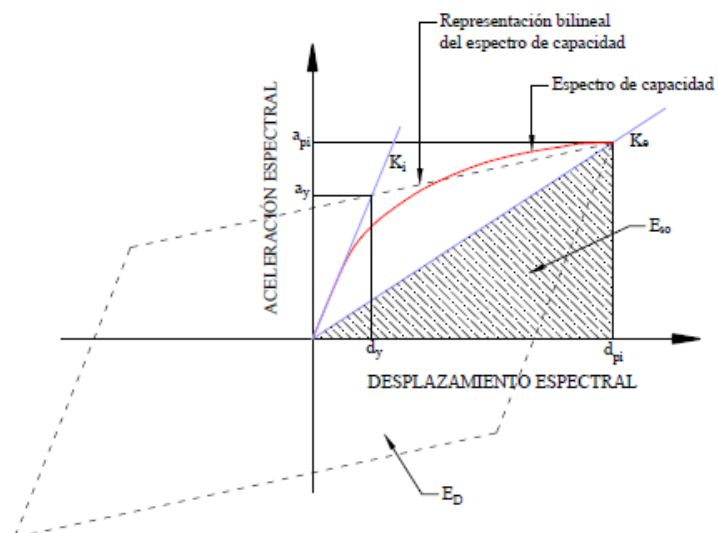


Figura II-7: Cálculo de amortiguamiento para la reducción espectral.

El modelo histerético idealizado en la Figura II-7 es una aproximación razonable para edificios de comportamiento dúctil sujetos a ciclos de movimientos sísmicos de corta duración y con un amortiguamiento viscoso menores a 30%. Para otras condiciones, el modelo histerético sobreestima el valor de amortiguamiento, por lo tanto, a la (Ec. II-22) se le debe incluir un factor de modificación de amortiguamiento k , (Ec. II-23), el cual depende del comportamiento estructural del edificio, las características del sistema de resistencia sísmica y la duración del sismo (Ver tabla II-7).

$$\beta_{eq} = k\beta_o + 0.05 \quad [\text{Ec. II-23}]$$

El comportamiento estructural del edificio se supone en tres categorías según el ATC-40 (ver tabla II-8), el comportamiento tipo A que representa un sistema dúctil (como el antes presentado), comportamiento tipo B que representa una reducción moderada en el área bajo la curva de capacidad y el comportamiento tipo C que representa un pobre comportamiento histerético con una gran reducción del área bajo la curva de capacidad.

Tabla II-7: Factor de modificación de amortiguamiento k .

Tipo de comportamiento estructural	β_o (%)	K
A	≤ 16.25	1.0
	≥ 16.25	$1.13 - \frac{0.5(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
B	≤ 25	0.67
	≥ 25	$1.13 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
C	Cualquier valor	0.33

Tabla II-8: Tipos de comportamiento estructural.

Duración del sismo	Estructura nueva	Edificio promedio existente	Edificio antiguo con ductilidad pobre
Periodo corto	Tipo A	Tipo B	Tipo C
Periodo largo	Tipo B	Tipo C	Tipo C

El ATC-40, establece los factores empleados para reducir el espectro de demanda, los cuales están dados por medio de las ecuaciones II-24 y II-25, además, proporciona factores de reducción según el tipo de amortiguamiento efectivo a considerar (ver tabla II-9), los cuales pueden ser determinados por las expresiones II-26 y II-27. Debe hacerse notar, que dichos factores de reducción espectral cuenta con valores mínimos según el tipo de comportamiento estructural (ver tabla II-10).

$$SR_A = \frac{1}{B_S} = \frac{3.21 - 0.68 \ln \left[\frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \right]}{2.12} + 5 \quad [\text{Ec. II-24}]$$

$$SR_V = \frac{1}{B_L} = \frac{2.31 - 0.41 \ln \left[\frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \right]}{1.65} + 5 \quad [\text{Ec. II-25}]$$

Donde:

SR_A = Es el valor de reducción espectral en la zona de aceleración constante del espectro.

SR_V = Es el valor de reducción espectral en la zona del rango de velocidad constante del espectro.

Tabla II-9: Factores de reducción espectral.

β_0 (%)	Comportamiento tipo A			Comportamiento tipo B			Comportamiento tipo C		
	β_{eff}	S_{RA}	S_{RV}	β_{eff}	S_{RA}	S_{RV}	β_{eff}	S_{RA}	S_{RV}
0	5	1.00	1.00	5	1.00	1.00	5	1.00	1.00
5	10	0.78	0.83	8	0.83	0.87	7	0.91	0.93
15	20	0.55	0.66	15	0.64	0.73	10	0.78	0.83
25	28	0.44	0.57	22	0.53	0.63	13	0.59	0.76
35	35	0.38	0.52	26	0.47	0.59	17	0.61	0.70
≥ 45	40	0.33	0.50	29	0.44	0.56	20	0.56	0.67

$$SR_A = \frac{1}{B_S} = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{\text{eff}})}{2.12} \quad [\text{Ec. II-26}]$$

$$SR_V = \frac{1}{B_L} = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{\text{eff}})}{1.65} \quad [\text{Ec. II-27}]$$

Tabla II-10: Valor mínimo permitido de los factores de reducción del espectro de demanda.

Tipo de comportamiento estructural	SR_A	SR_V
A	0.33	0.50
B	0.44	0.56
C	0.56	0.67

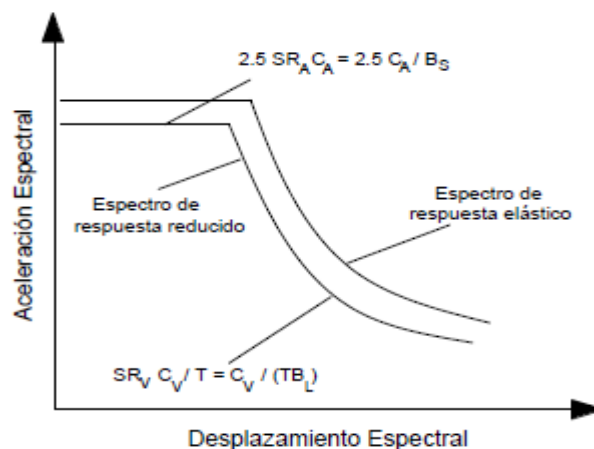


Figura II-8: Ejemplo de espectro de demanda reducido.

– **Determinación del punto de desempeño.**

Una vez que se han determinado la curva de capacidad y se ha definido el desplazamiento de demanda, se puede evaluar el desempeño de la estructura, en la cual se verifica que los componentes estructurales y no estructurales no estén dañados más allá de los límites aceptables del desempeño objetivo.

El punto de desempeño representa el máximo desplazamiento de la estructura esperado para una determinada demanda sísmica. Su localización es aproximada y puede estar dentro de un intervalo de aceptabilidad del 5% del d_{pi} a cada lado, es decir, dentro del punto de prueba previamente seleccionado.

Para simplificar el procedimiento de encontrar este punto de intersección, el ATC – 40 propone los siguientes procedimientos simplificados, los cuales están basados en el mismo principio pero se diferencian en su implementación.

Procedimiento A: Este procedimiento es más analítico que un método gráfico, permite aplicar el concepto del método de espectro de capacidad. Puede ser el mejor procedimiento para iniciar debido a que es la aplicación más directa y fácil de entender.

Para el empleo de dicho procedimiento, es necesario desarrollar el espectro de respuesta elástico apropiado ($\beta = 5\%$) y transformar la curva de capacidad en una curva de espectro de capacidad. Posteriormente, se grafican ambas curvas (espectro de capacidad y espectro de respuesta) y se selecciona un punto de prueba (d_{pi}, a_{pi}) , (ver figura II-9). Luego, se desarrolla la representación bilineal del espectro de capacidad y se localiza el punto (d_y, a_y) . Siguiendo con el procedimiento, se calculan los factores de reducción espectral y se elabora el gráfico del espectro de demanda reducido (ver figura II-10), determinando si la intersección del espectro reducido con el espectro de capacidad es cercano al punto (d_{pi}, a_{pi}) inicialmente supuesto y si, tal diferencia es tolerable, entonces dicho punto es el punto de desempeño (ver figura II-11). De no cumplir con la tolerancia establecida, se debe volver a desarrollar la representación bilineal con un nuevo (d_{pi+1}, a_{pi+1}) , que podría ser el último punto de intersección.

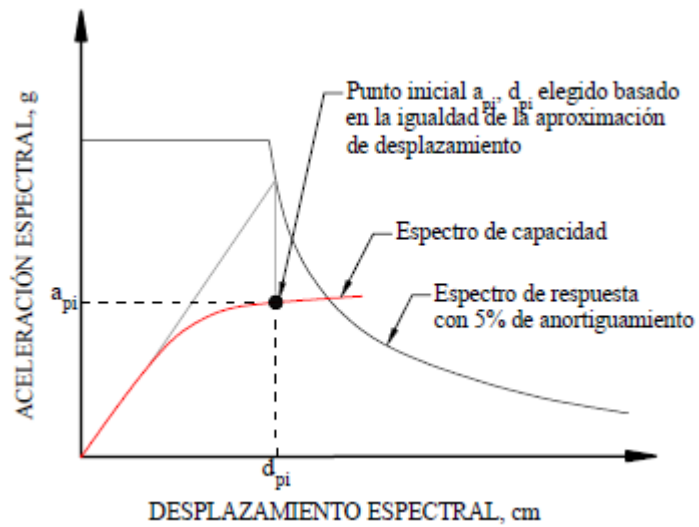


Figura II-9: Curva de espectro de capacidad, curva de espectro de respuesta y punto inicial de prueba.

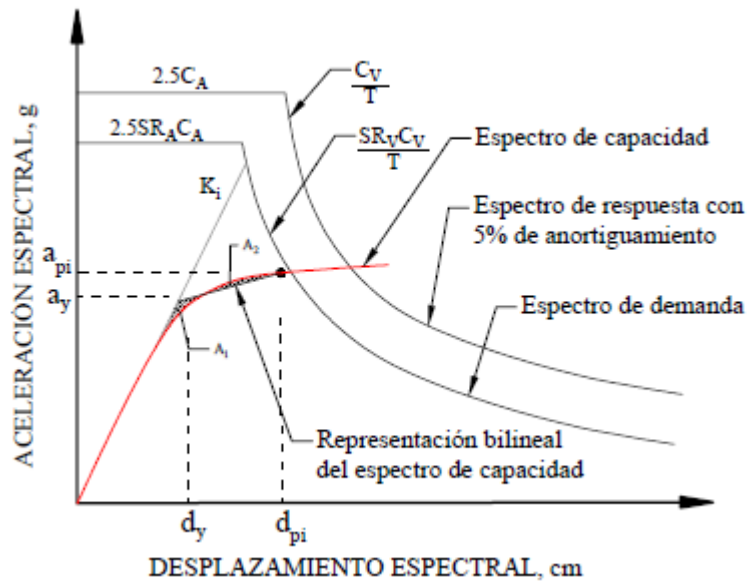


Figura II-10: Relación bilineal del espectro de capacidad y espectro de demanda reducido.

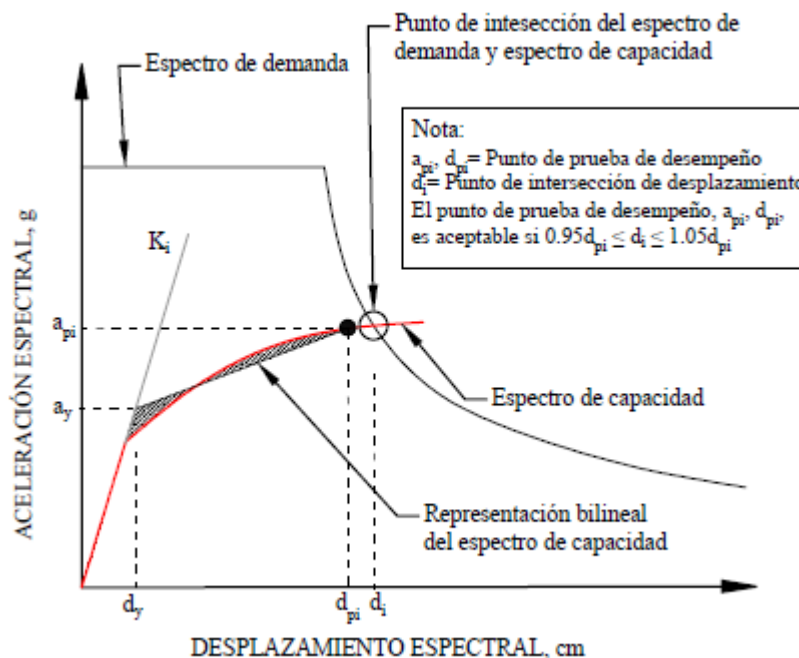


Figura II-11: Identificación del punto de desempeño.

Procedimiento B: Este procedimiento simplifica algunas hipótesis, permite una solución directa para el punto de desempeño con poca iteración. Como el procedimiento A, el procedimiento B es más un método analítico que gráfico, e involucra los siguientes pasos.

Se desarrolla el espectro de respuesta apropiado para el sitio, con 5 % de amortiguamiento y se dibuja una familia de espectros reducidos sobre el mismo gráfico; además de transformar la curva de capacidad a espectro de capacidad. La figura II-12 muestra una serie de espectros de demanda reducidos. Es conveniente, que el espectro corresponda a valores de amortiguamiento efectivo B_{eff} en un rango de 5% a un máximo valor según el tipo de comportamiento estructural del edificio descritos en la tabla II-8, donde el máximo valor para construcción tipo A es de 40%, construcción tipo B es de 29% y construcción tipo C es de 20%.

Se elabora una representación bilineal como se ilustra en la figura II-13, donde la pendiente inicial de la curva bilineal es igual a la rigidez inicial de la edificación. Para varios desplazamientos cercanos al punto a_{pi} , d_{pi} , el amortiguamiento efectivo se calcula

utilizando la ecuación II-22. Para cada valor de d_{pi} , se grafica el resultado de d_{pi} , B_{eff} sobre el mismo gráfico donde se encuentran la familia de espectros de demanda y el espectro de capacidad tal como se muestra en la figura II-14. Finalmente, se crea una línea conectando los puntos creados y, la intersección de esta línea con el espectro de capacidad define el punto de desempeño (ver figura II-15).

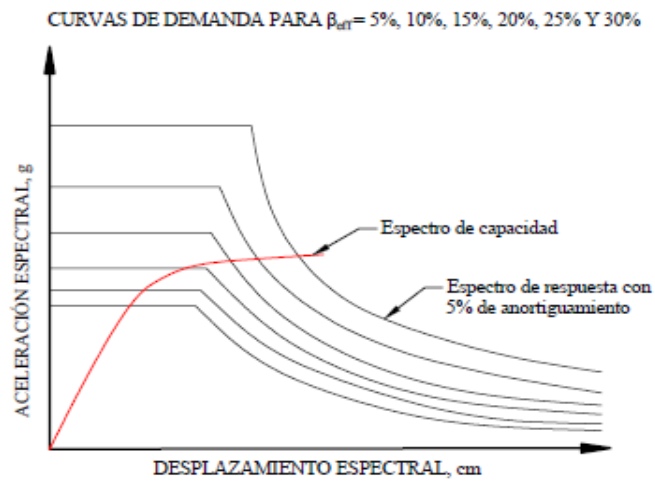


Figura II-12: Espectros de demanda para diferentes amortiguamientos efectivo y espectro de capacidad.

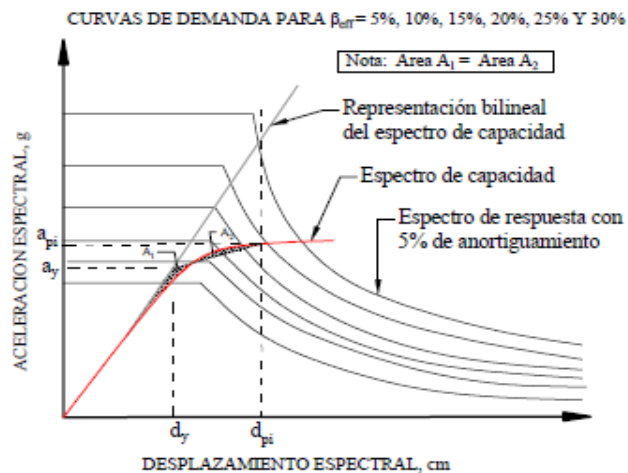


Figura II-13: Representación bilineal del espectro de capacidad.

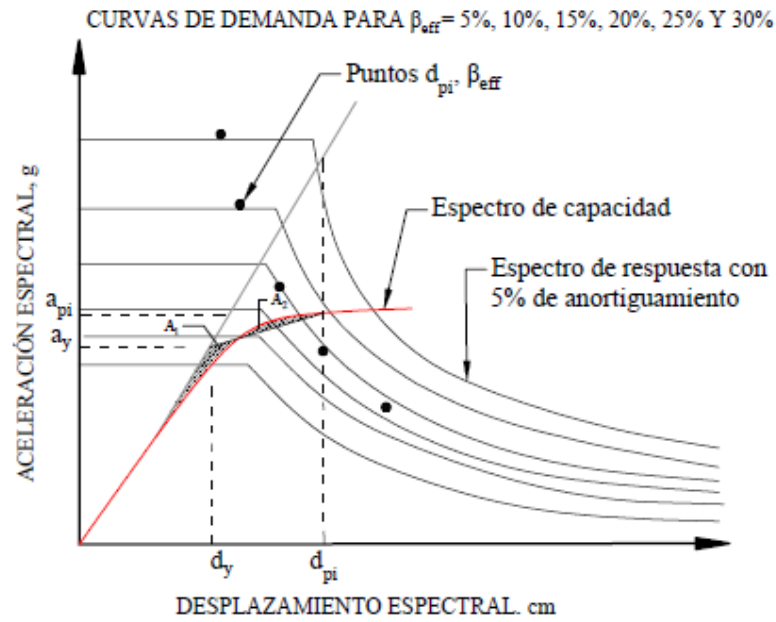


Figura II-14: Resultado de desplazamiento vs amortiguamiento efectivo.

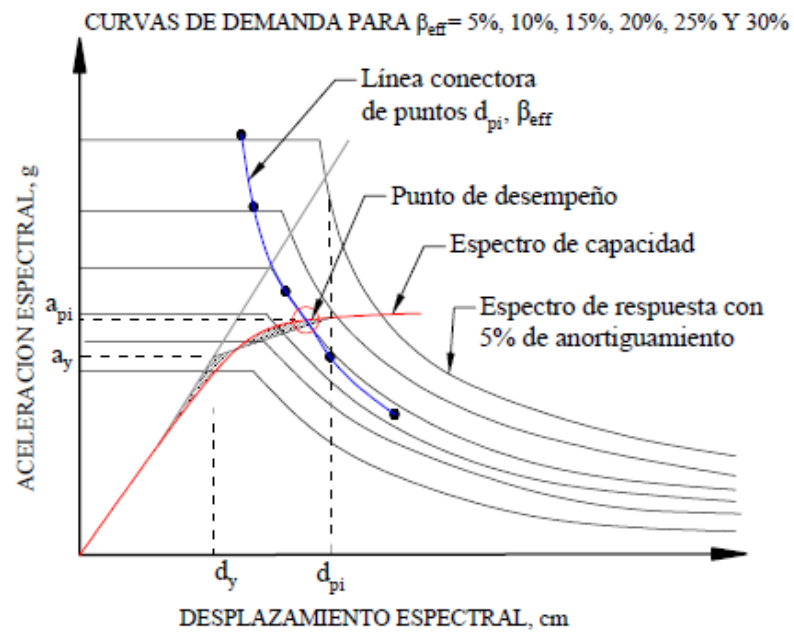


Figura II-15: Determinación del punto de desempeño.

Procedimiento C: Este procedimiento ha sido desarrollado para proveer una solución gráfica, siendo más conveniente por análisis manual, que en una programación de hoja de cálculo. Generalmente, el punto de desempeño se encuentra en el primer intento; para su determinación este procedimiento involucra los pasos siguientes.

Inicialmente, al igual que el método B se desarrolla el 5% de amortiguamiento del espectro de respuesta apropiado para el sitio y se dibuja con una serie de espectros reducidos, además de la curva de capacidad transformada a espectro de capacidad, como la mostrada en la figura II-12. Es conveniente si los espectros graficados corresponden a valores de amortiguación efectivos (B_{eff}) que van desde el 5% hasta el máximo valor permitido para el tipo de comportamiento estructural del edificio. Luego, se realiza una representación bilineal del espectro de capacidad, seleccionando el punto inicial a_{pi} , d_{pi} , en el punto más lejano hacia afuera en el espectro de capacidad o en la intersección con el 5% de amortiguamiento del espectro, o menor. Un desplazamiento ligeramente más largo que el calculado usando la igualdad de aproximación de desplazamientos (es decir 1.5 más larga) también es una estimación razonable para el d_{pi} inicial. Una representación gráfica de este paso se muestra en la figura II-16.

Una vez seleccionado el punto inicial de prueba, se determinan los radios d_{pi}/d_y y $[(a_{pi}/a_y) - 1]/[(d_{pi}/d_y) - 1]$ (Observar que el segundo término es el radio de la rigidez post-fluencia a la rigidez inicial). La figura II-19 muestra algunos ejemplos del significado físico de los radios d_{pi}/d_y y $[(a_{pi}/a_y) - 1]/[(d_{pi}/d_y) - 1]$ y ejemplos de representaciones bilineales del espectro de capacidad junto con los radios correspondientes. Basado en los radios obtenidos, se selecciona de las tablas II-11, II-12 y II-13, el valor de amortiguamiento efectivo B_{eff} según el tipo de comportamiento estructural del edificio.

Luego, se extiende la línea de la rigidez inicial hasta intersectar el 5% de amortiguamiento de la curva, etiquetada como línea 1 en la figura II-17 y, se dibuja una línea que provenga desde el origen hasta el punto a_{pi} , d_{pi} , etiquetada como línea 2. Una tercera línea se dibuja etiquetada como línea 3 en la figura II-18, desde el punto de intersección de la línea 1 con

el 5% de amortiguamiento del espectro de respuesta, hasta el punto de intersección de la línea 2 y el espectro reducido, el cual corresponde al B_{eff} determinado anteriormente. El punto donde la línea 3 interseca el espectro de capacidad es tomada como el punto de desempeño estimado (punto a_{p2} , d_{p2}). Observar en la figura II-18 que lo dibujado para B_{eff} corresponde al 24% aproximadamente. Si el desplazamiento d_{p2} está dentro del $\pm 5\%$ del desplazamiento d_{p1} , entonces el punto a_{p2} , d_{p2} , es el punto de desempeño (o en términos más generales, si el desplazamiento $d_{p(i+1)}$ está dentro del $\pm 5\%$ del desplazamiento d_{p1} , entonces el punto $a_{p(i+1)}$, $d_{p(i+1)}$ es el punto de desempeño). Si los desplazamientos no están dentro de la tolerancia especificada, entonces se deberá desarrollar nuevamente una representación bilineal, incrementando i por 1. Por lo tanto, en la segunda iteración, la línea 2 es dibujada desde el origen hasta el punto a_{p2} , d_{p2} (Presunción del punto de desempeño).

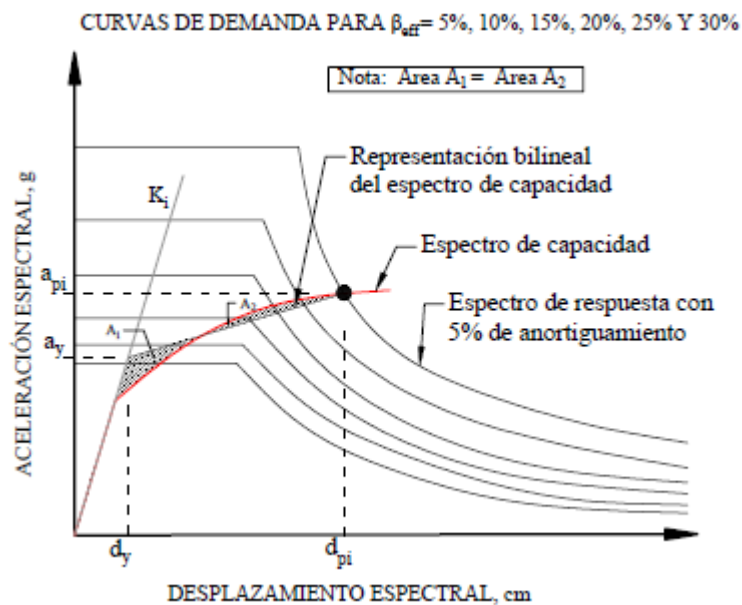


Figura II-16: Representación bilineal del espectro de capacidad.

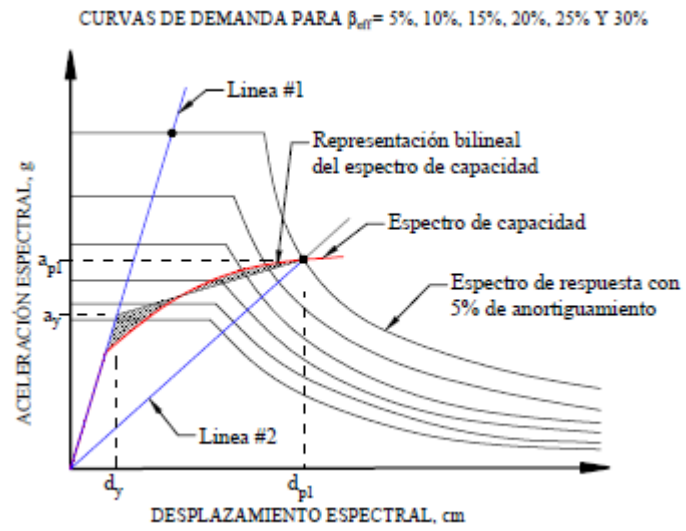


Figura II-17: Determinación del punto de desempeño 1.

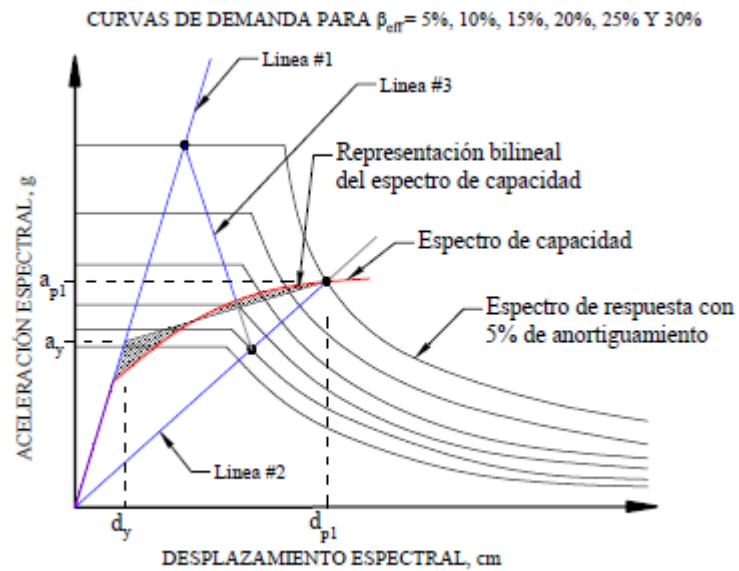


Figura II-18: Determinación del punto de desempeño 2.

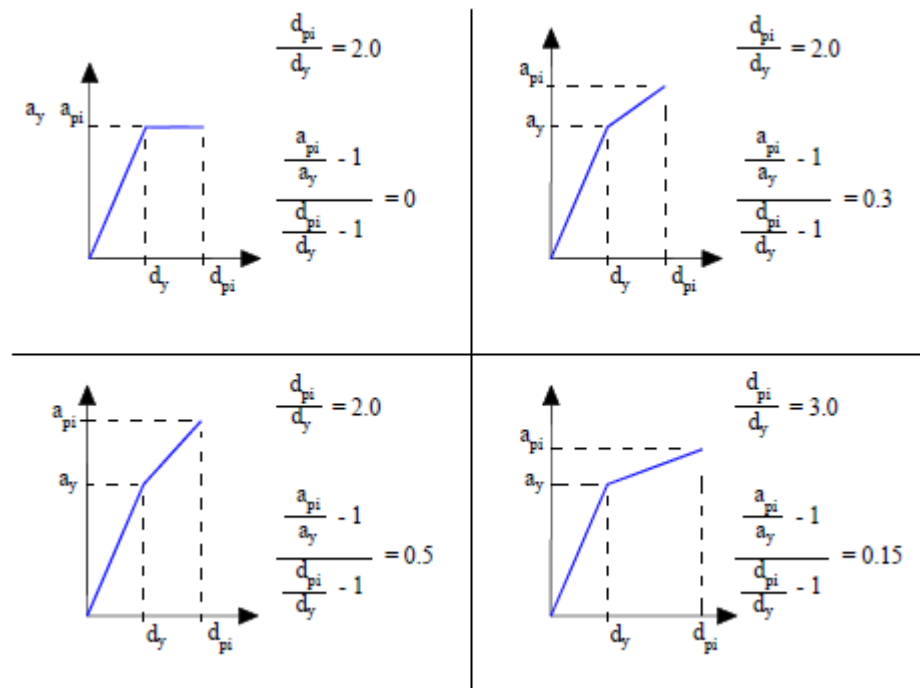


Figura II-19: Ejemplos de radios de pendiente.

Tabla II-11: Amortiguamiento efectivo, B_{eff} , en porcentaje estructural del comportamiento tipo A.

	Radio de pendiente: $[(a_{pi}/a_y) - 1]/[(d_{pi}/d_y) - 1]$						
d_{pi}/d_y	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.05	0
10	10	12	16	21	30	37	40
8	11	14	18	23	31	37	40
6	13	16	20	25	33	37	40
4	16	19	23	28	34	37	40
3	16	19	23	27	33	36	39
2	16	19	22	25	29	31	33
1.5	13	16	18	20	23	24	24
1.25	11	12	13	15	16	17	18

Tabla II-12: Amortiguamiento efectivo, B_{eff} , en porcentaje estructural del comportamiento tipo B.

	Radio de pendiente: $[(a_{pi}/a_y) - 1]/[(d_{pi}/d_y) - 1]$						
d_{pi}/d_y	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.05	0
10	9	10	12	16	23	27	29
8	9	11	13	17	24	27	29
6	10	12	15	19	25	27	29
4	11	14	17	21	25	27	29
3	12	14	17	21	25	27	29
2	12	14	16	19	22	24	25
1.5	11	12	14	15	17	18	18
1.25	9	10	10	11	12	13	13

Tabla II-13: Amortiguamiento efectivo, B_{eff} , en porcentaje estructural del comportamiento tipo C.

	Radio de pendiente: $[(a_{pi}/a_y) - 1]/[(d_{pi}/d_y) - 1]$						
d_{pi}/d_y	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.05	0
10	7	7	9	10	14	17	20
8	7	8	9	11	15	18	20
6	7	9	10	12	16	18	20
4	8	9	11	13	16	18	20
3	9	10	11	13	16	17	19
2	9	10	11	12	14	15	16
1.5	8	9	9	10	11	11	11
1.25	7	7	8	8	9	9	9

2.2.2.2.2 Método de coeficiente de desplazamiento.

El método de coeficiente de desplazamiento provee un proceso numérico directo para calcular la demanda de desplazamiento, en el cual no se requiere convertir la curva de capacidad a coordenadas espectrales. Además, se limita a edificios regulares que no sean afectados apreciablemente por los modos superiores y de torsión. Este método es establecido tanto por la FEMA 356 como por el ATC – 40.

El proceso propuesto por el FEMA-356 para determinar la demanda de desplazamiento se detalla a continuación:

– **Construcción de la representación bilineal de la curva de capacidad.**

En la construcción de la representación bilineal, se realiza por prueba y error, el trazo del segmento de post fluencia con pendiente αK_e , a partir del punto δ_t (objetivo de desplazamiento calculado). Luego se traza un segmento con pendiente K_e , a partir del origen y en la intersección de ambos segmentos se define V_y , para posteriormente, verificar que el segmento con pendiente K_e cruce a la curva de capacidad en un punto correspondiente a $0.6V_y$ (Si no coincide se repite el proceso).

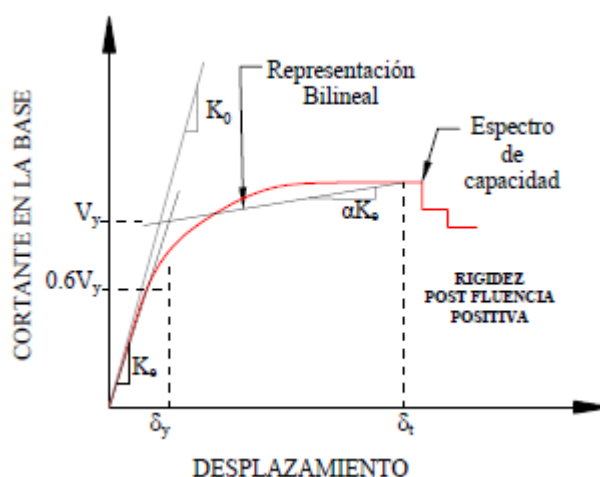


Figura II-20: Representación bilineal del espectro de capacidad, post fluencia positiva.

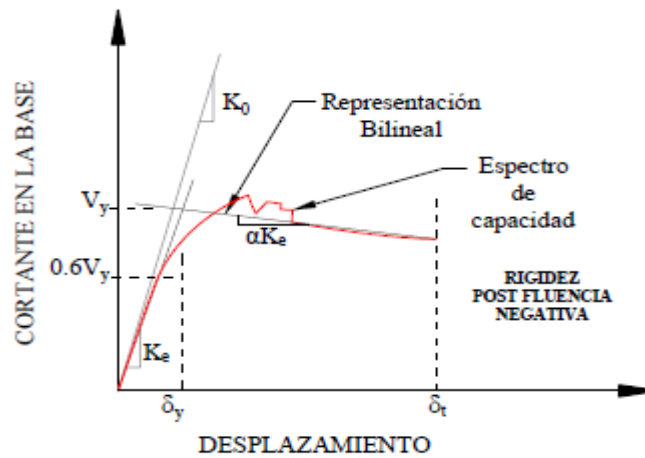


Figura II-21: Representación bilineal del espectro de capacidad, post fluencia negativa.

En ambos casos, la representación bilineal es diferente de la curva bilineal construida para el método de espectro capacidad.

– ***Cálculo del periodo fundamental efectivo.***

El periodo fundamental en la dirección bajo consideración se basa en la curva bilineal idealizada, y se calcula con la siguiente expresión:

$$T_e = T_0 \sqrt{\frac{K_0}{K_e}} \quad [\text{Ec. II-28}]$$

Donde:

T_0 = Periodo fundamental calculado de un análisis dinámico elástico.

K_0 = Rigidez lateral elástica de la estructura.

K_e = Rigidez lateral efectiva de la estructura.

– ***Cálculo del desplazamiento objetivo.***

El desplazamiento objetivo es calculado con la siguiente expresión:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad [\text{Ec. II-29}]$$

Coefficiente C_0 : *Factor de modificación relativo al desplazamiento espectral.*

Este coeficiente relaciona el desplazamiento de una estructura de VGDL y el desplazamiento de su sistema de 1GDL equivalente. Para un comportamiento elástico, si se emplea solo el primer modo, este coeficiente es igual al factor de participación del modo en el techo (nodo de control), el cual se ubica en el centro de masa de este. Si el valor absoluto del techo (nodo de control) de cada modo es normalizado a 1, el valor de este coeficiente es igual al factor de participación de masa del primer modo.

$$C_0 = r_1 = \frac{\{\Phi_1\}^T [M] \{1\}}{\{\Phi_1\}^T [M] \{1\}} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N m_i \Phi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \Phi_i^2} \right] \quad [\text{Ec. II-30}]$$

Donde:

$\Phi_1 =$ *Forma del primer modo*

$m =$ *Factor de masa efectivo*

$T =$ *Periodo natural de la estructura*

$M =$ *Masa total de los modos*

Este coeficiente se puede calcular utilizando la tabla siguiente:

Tabla II-14: Valores para el factor de modificación C_0 (FEMA 356).

Número de pisos	Edificios donde la deriva disminuye en la altura		Otros edificios
	Patrón Triangular	Patrón Uniforme	
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

Coficiente C_1 : *Factor de modificación relacionado con el máximo desplazamiento elástico esperado.*

Este factor relaciona el máximo desplazamiento elástico y el máximo desplazamiento inelástico en estructuras con lazos histeréticos completos o relativamente estables. Los valores de este coeficiente están basados en investigaciones analíticas y experimentales. Para su cálculo se emplea el valor “R”, que es la relación de la resistencia elástica requerida a la resistencia de fluencia de la estructura.

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \quad [\text{Ec. II-31}]$$

Donde:

V_y = *Se obtiene de la curva idealizada de fuerza – desplazamiento.*

W = *Peso sísmico efectivo del edificio que incluye toda la carga muerta y una porción de otras cargas de gravedad aplicables, como el peso de operación de equipos permanentes y el porcentaje de aplicación de la carga viva empleada en el diseño (no menor a 50kgf/m²)*

S_a = *Aceleración del espectro de respuesta, relacionado al periodo fundamental y al nivel de amortiguamiento del edificio, en la dirección bajo consideración.*

C_m = *Factor de masa efectiva que toma en cuenta los efectos de participación de masa de los modos altos, será igual a 1 para periodos mayores de 1.0s.*

Los siguientes valores son recomendados de utilizar para C_m :

*Tabla II-15: Valores para del factor de masa efectiva * C_m (FEMA 356).*

Número de pisos	Sistema aporticado de concreto	Sistema de muro estructural de concreto	Muros acoplados con vigas de gran peralte	Sistema aporticado de acero	Sistemas arriostrados de acero concéntrico	Sistemas arriostrados de acero excéntrico	Otros
1 – 2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Más de 3	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

* C_m debe ser tomado como 1.0, si el periodo fundamental T es mayor de un segundo.

Tabla II-16: Valores para el factor de modificación C_1 bajo condiciones del periodo fundamental efectivo.

Condición	C_1
$Si T_e < 0.1s$	1.5
$Si T_e \geq T_s$	1.0
$Si T_e < T_s$	$\frac{1.0 + (R - 1) \frac{T_s}{T_e}}{R}$

T_e = Periodo fundamental efectivo del edificio en la dirección bajo consideración.

T_s = Periodo característico del espectro de respuesta correspondiente a la transición del segmento constante de aceleración al segmento de velocidad constante.

Coficiente C_2 : Factor de modificación representado por el efecto de la forma de histéresis en el máximo desplazamiento.

Este factor de modificación representa el efecto de la forma de histéresis en la respuesta de desplazamiento máxima. Si los lazos de histéresis exhiben estrangulamiento o deterioro de la rigidez, la capacidad de disipación de energía disminuye y se podría esperar mayores desplazamientos. Este efecto es importante en estructuras de baja resistencia y corto periodo.

La FEMA 356 define 2 tipos estructuras para catalogar sistemas propensos a exhibir los efectos mencionados.

Tipo I: Estructuras donde más del 30% del cortante basal en cualquier nivel es resistido por uno o una combinación de estos sistemas:

- Pórtico resistente a momentos
- Pórticos concéntricamente arriostrados
- Pórticos con conexiones parcialmente restringidas

- Muros de Concreto Armado
- Muros de Albañilería

Tipo II: Los valores de C_2 son pequeños para niveles bajos de desempeño como el de ocupación inmediata, y son mayores para niveles altos, como prevención de colapso. Por tanto, estos valores intentan tomar en cuenta la degradación de la rigidez y el deterioro de la resistencia. La tabla II-17 muestra valores de este factor de modificación.

Tabla II-17: Valores para el factor de modificación C_2 .

Nivel de desempeño estructural	$T < 0.1s$		$T > Ts$	
	Tipo I	Tipo II	Tipo I	Tipo II
Ocupación Inmediata	1.0	1.0	1.0	1.0
Seguridad de Vida	1.3	1.0	1.1	1.0
Prevención de Colapso	1.5	1.0	1.0	1.0

Alternativamente, se puede emplear $C_2 = 1.0$ para procedimientos lineales.

Coficiente C_3 : *Factor de modificación que representa el incremento de desplazamiento que generan los efectos de segundo orden.*

Este factor de modificación representa el incremento del desplazamiento debido al efecto $P - \Delta$. Estos efectos son causados por las cargas de gravedad que actúan en la configuración deformada de una estructura, produciendo un incremento en los desplazamientos laterales. Si este efecto resulta en una rigidez post fluencia negativa en cualquier entrepiso, podría incrementar significativamente la deriva de entrepiso y el desplazamiento objetivo.

La manera en que el efecto $P - \Delta$ dinámico incrementa el desplazamiento, depende de la relación de rigidez post-fluencia negativa a rigidez elástica, el periodo fundamental de la edificación, la relación de Resistencias R, la relación de carga-deformación de cada piso, la frecuencia del movimiento sísmico y la duración del sismo.

Debido al número de variables envueltas, es difícil obtener este efecto con un solo factor de modificación. Por lo tanto, el factor C_3 debe ser calculado solo para aquellos edificios que exhiben rigidez post fluencia negativa; para considerar este efecto, se debe incluir en el modelo matemático de la relación de fuerza-deformación no lineal de los elementos y componentes sujetos a cargas axiales.

Para edificios con rigidez post fluencia positiva C_3 es igual a 1.0. Para edificios con rigidez post fluencia negativa C_3 se calculará con la ecuación siguiente:

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R - 1)^{\frac{3}{2}}}{T_e} \quad [\text{Ec. II-32}]$$

Donde:

α = Es la relación de la rigidez post fluencia y la rigidez elástica.

– **Modificación de la demanda.**

El desplazamiento objetivo es amplificado para considerar el efecto de la torsión horizontal. Esta amplificación se realiza a través del máximo valor del coeficiente η calculado para el edificio.

El coeficiente η , en cada nivel es calculado como la relación del máximo desplazamiento en cualquier punto de un piso y el desplazamiento promedio, los cuales son determinados para las cargas aplicadas.

$$\eta = \frac{\delta_{max}}{\delta_{promedio}} \quad [\text{Ec. II-33}]$$

2.2.3 Objetivos de desempeño

Un objetivo sísmico de desempeño debe ser seleccionado para el edificio, según la consistencia de uno o más alcances de desempeño. Cada alcance o meta consiste de un nivel de desempeño específico para el edificio y de un nivel de riesgo sísmico, las cuales deben ser seleccionadas considerando los objetivos básicos, mejorados o limitados.

El desempeño del edificio puede describirse cualitativamente en términos de la seguridad que brinda a los ocupantes del edificio durante y después del evento sísmico, el costo y viabilidad de restaurar el edificio a la condición de antes del sismo, el periodo de tiempo que el edificio se retira del servicio para efectuar reparaciones y, el impacto económico, arquitectónico o histórico en la comunidad. Estas características están directamente relacionadas con la extensión del daño que sería sostenida por el edificio.

Como se mencionó, un objetivo de desempeño es definido mediante el movimiento sísmico del suelo presente en el nivel de desempeño deseado en la edificación. Generalmente para sismos de servicio se establece un nivel Operacional como objetivo de desempeño, para sismos de diseño un nivel de Seguridad de Vida y para sismos máximos un nivel de Estabilidad Estructural.

Pero para ciertas edificaciones, el ATC 40 en su sección 3.4 establece un objetivo de desempeño según la funcionalidad o importancia que estas poseen. Por ejemplo, en los hospitales es necesario realizar un diseño o evaluación de desempeño con un sismo máximo y objetivo de desempeño de ocupación inmediata en los elementos estructurales.

Para nuevos edificios de importancia normal y edificios de alta ocupación se establece un objetivo de desempeño de Seguridad de Vida, para los cuales se utiliza un sismo de diseño. También, para nuevos edificios de importancia normal se puede establecer un objetivo de Estabilidad Estructural, solo si se utiliza un sismo máximo el cual afecte el edificio.

En edificios importantes y esenciales de servicio, se establece el nivel de Seguridad de Vida como objetivo de desempeño si se presenta un sismo máximo o, un nivel de Ocupación Inmediata si se presenta un sismo de servicio.

Si se va a modificar un edificio de importancia normal, el objetivo de desempeño que se define es el de Seguridad de Vida con un sismo de diseño, siempre y cuando los elementos no estructurales presenten un nivel de desempeño de Reducción de Riesgos.

En el FEMA 356, el alcance de daños a un edificio se clasifica como un nivel de desempeño del edificio. Al determinar los objetivos de desempeño se puede seleccionar

una amplia gama de niveles de desempeños específicos del edificio. Las probabilidades de niveles de peligros sísmicos utilizados y sus correspondientes periodos de retorno en promedio de años entre los acontecimientos de gravedad similar son las siguientes:

Tabla II-18: Sismos con probabilidad de excedencia y sus correspondientes periodos de retorno (FEMA 356).

Sismo con probabilidad de excedencia	Periodo de retorno (años)
50%/50 años	72
20%/50 años	225
10%/50 años	474
2%/50 años	2475

Estos periodos de retorno están típicamente alrededor de 75, 225, 500 y 2500 años respectivamente.

2.2.3.1 Niveles de desempeño de un edificio específico.

Un nivel de desempeño específico de un edificio consiste de una combinación de un nivel de desempeño estructural o no estructural seleccionado.

2.2.3.1.1 Niveles de desempeño estructural.

El nivel de desempeño estructural de un edificio debe ser seleccionado de los cuatro niveles de desempeño estructural discretos y de los dos rangos intermedios de desempeño estructural.

Los niveles de desempeño estructural son: Ocupación Inmediata (S-1), Seguridad de Vida (S-3), Prevención del Colapso (S-5), y No considerado (S-6). Los rangos intermedios de desempeño estructural son: Rango de Control de Daños (S-2), y Rango de Seguridad Limitada (S-4).

Los criterios de aceptación por desempeño dentro del rango de desempeño de control de daño estructural, se obtienen interpolando los criterios de aceptación previstos para la ocupación inmediata y niveles de desempeño estructural de seguridad de vida. Los

criterios de aceptación de desempeño dentro del rango de desempeño estructural de seguridad limitada, se obtienen interpolando los criterios de aceptación para la seguridad de vida y niveles de desempeño estructural de prevención del colapso.

- El nivel de desempeño estructural Ocupación Inmediata (S-1).

Es el estado de daño posterior al sismo, en el cual solo daño estructural muy limitado ha ocurrido y, los sistemas básicos sismorresistentes del edificio conservan casi toda sus rigideces y fuerzas ante el evento presente. El riesgo de daños peligrosos para la vida como resultado del daño estructural es muy bajo y, aunque algunas reparaciones menores estructurales pueden ser apropiadas, estas generalmente no serían necesarias para la reocupación.

- Rango de desempeño estructural Control de Daños (S-2).

Es el rango continuo de los estados de daño entre los niveles de desempeño estructural de seguridad de vida (S-3) y ocupación inmediata (S-1). Diseñar por este rango de desempeño puede ser deseable para minimizar el tiempo de reparación y la interrupción de operación, como parte de los medios para proteger sus equipos y contenidos de valor o, para preservar importantes características históricas cuando el costo de diseño para la ocupación inmediata es excesivo.

- Nivel de desempeño estructural Seguridad de Vida (S-3).

Es el estado de daño posterior al sismo que incluye daño a los componentes estructurales, pero, retiene un margen ante el inicio de un colapso parcial o total de acuerdo a lo descrito en el FEMA 356 para niveles de desempeño estructural.

- Rango de desempeño estructural Seguridad Limitada (S-4).

Es el rango continuo de los estados de daño entre los niveles de desempeño estructural de seguridad de vida (S-3) y prevención del colapso (S-5).

- Nivel de desempeño estructural Prevención del Colapso (S-5).

Es el estado de daño posterior al sismo que incluye daños a los componentes estructurales, de tal forma que la estructura continua soportando cargas gravitatorias, pero no posee un margen contra el colapso de acuerdo a lo descrito en el FEMA 356 para niveles de desempeño estructural.

Un objetivo que no corresponde a ningún desempeño de la estructura se clasificará como desempeño estructural No Considerado (S-6).

2.2.3.1.2 Niveles de desempeño no estructural.

El nivel de desempeño no estructural de un edificio es seleccionado de los cinco niveles de desempeño no estructural discretos: Operacional (N-A), Ocupación Inmediata (N-B), Seguridad de Vida (N-C), Riesgos Reducidos (N-D) y No Considerado (N-E).

- Nivel de desempeño no estructural Operacional (N-A).

Es el estado del daño posterior al sismo, en el cual los componentes no estructurales son hábiles para soportar las funciones ante el sismo presente en el edificio.

- Nivel de desempeño no estructural Ocupación Inmediata (N-B).

Es el estado del daño posterior al sismo, que incluye el daño estructural a los componentes no estructurales, además de accesos al edificio y sistemas de Seguridad de Vida (generalmente permanecen disponibles y operables), siempre que la alimentación de energía esté disponible.

- Nivel de desempeño no estructural Seguridad de Vida (N-C).

Es el estado del daño posterior al sismo, que incluye daño estructural a los componentes no estructurales, pero el daño no es amenazante hacia la vida.

- Nivel de desempeño no estructural Riesgos Reducidos (N-D).

Es el estado del daño posterior al sismo, en el cual el daño estructural a los componentes no estructurales podría potencialmente crear riesgos decrecientes, además de altos riesgos en dichos componentes, pero los cuales son asegurados y no caen en zonas de público general. Preservación de la salida, protección de incendios, y problemas similares a la seguridad de vida, no son el objetivo en este nivel de desempeño no estructural.

Un objetivo que no corresponde a ningún desempeño de los componentes no estructurales se clasificará como desempeño no estructural No Considerado (N-E).

2.2.3.2 Designación de los niveles de desempeño específico del edificio.

Un nivel de desempeño específico del edificio debe ser designado alfanumérico con un número representando el nivel de desempeño estructural y, una letra representando el nivel de desempeño no estructural (Ej: 1-B, 3-C). Si un nivel de desempeño estructural además de Ocupación Inmediata (S-1), Seguridad de vida (S-3) o Prevención del Colapso (S-5) es seleccionado, la designación numérica representará la extensión del daño estructural esperado en el rango de desempeño estructural seleccionado.

- Nivel de Desempeño Operacional del Edificio (1-A).

Para lograr el nivel de desempeño operacional del edificio (1-A), los componentes estructurales del edificio deben cumplir los requerimientos del nivel de desempeño estructural de Ocupación Inmediata (S-1), y los componentes no estructurales deben cumplir con los requerimientos del nivel de desempeño no estructural Operacional (N-A).

- Nivel de Desempeño Ocupación Inmediata del Edificio (1-B).

Para lograr el nivel de desempeño ocupación inmediata del edificio (1-B), los componentes estructurales del edificio deben cumplir los requerimientos del nivel de desempeño estructural de Ocupación Inmediata (S-1), y los componentes no estructurales deben cumplir con los requerimientos del nivel de desempeño no estructural Ocupación Inmediata (N-B).

- Nivel de Desempeño Seguridad de Vida del Edificio (3-C).

Para lograr el nivel de desempeño seguridad de vida del edificio (3-C), los componentes estructurales del edificio deben cumplir los requerimientos del nivel de desempeño estructural de Seguridad de Vida (S-3), y los componentes no estructurales deben cumplir con los requerimientos del nivel de desempeño no estructural Seguridad de Vida (N-C).

- Nivel de Desempeño Prevención del Colapso del Edificio (5-E).

Para lograr el nivel de desempeño prevención del colapso del edificio (5-E), los componentes estructurales del edificio deben cumplir los requerimientos del nivel de desempeño estructural de Prevención del Colapso (S-5), y los componentes no estructurales en este nivel de desempeño no deben ser considerados.

A continuación, se presenta los rangos y niveles de desempeño estructural y no estructural que pueden combinarse en una edificación:

Tabla II-19: Niveles y rangos de desempeño específicos del edificio (FEMA 356).

Niveles de desempeño no estructural	Niveles y rangos de desempeño estructural					
	S-1 Ocupación Inmediata	S-2 Rango de Control de Daños	S-3 Seguridad de Vida	S-4 Rango de Seguridad Limitada	S-5 Prevención del Colapso	S-6 No considerado
N-A Operacional	Operacional 1-A	2-A	NR	NR	NR	NR
N-B Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata 1-B	2-B	3-B	NR	NR	NR
N-C Seguridad de Vida	1-C	2-C	Seguridad de vida 3-C	4-C	5-C	6-C
N-D Riesgos Reducidos	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
N-E No considerados	NR	NR	NR	4-E	Prevención del colapso 5-E	No rehabilitado

2.3 Análisis dinámico

El análisis dinámico está basado en las oscilaciones o vibraciones que puede sufrir una estructura alrededor de su posición de equilibrio. Esto se presenta cuando las estructuras se ven sujetas a cargas o desplazamientos en la base, desarrollando acciones opuestas al movimiento, cuya magnitud depende de su flexibilidad y de su masa. Si las cargas dinámicas se aplican lentamente, las fuerzas de inercia serán pequeñas, justificando un análisis estático. En cambio, si la aplicación de las cargas es súbita, las fuerzas de inercia adquieren importancia y sus efectos se harán sentir en los esfuerzos resultantes.

El análisis dinámico debe aplicarse a toda edificación clasificada como irregular, ya sea edificaciones convencionales utilizando el Análisis Modal Espectral o edificaciones especiales donde se requiere del análisis Historia del Tiempo.

2.3.1 Análisis modal espectral

El cálculo modal espectral es utilizado comúnmente en el análisis dinámico y generalizado por las normas sismorresistentes. Este intenta combinar estimaciones estadísticas históricas, con la teoría de dinámica estructural, su proceso se orienta a la obtención de un conjunto de fuerzas actuantes sobre los niveles de la edificación y se considera que las componentes horizontales de dichas fuerzas (esfuerzos cortantes) sean aplicadas en el centro de masa de cada nivel y tendrán que ser resistidas por columnas, vigas y otros elementos de la estructura.

Dicho análisis es también conocido como método de la respuesta espectral, siendo éste un método ventajoso para estimar los desplazamientos y fuerzas en los elementos de un sistema estructural. El método implica el cálculo de los valores máximos de los desplazamientos y las aceleraciones en cada modo usando un espectro de diseño, el mismo que representa el promedio o la envolvente de espectros de respuesta para diversos sismos, con algunas consideraciones adicionales expuestas en los códigos de diseño. El número de modos a considerar deben ser suficientes para capturar por lo menos el 90% de participación de masa.

Estos valores máximos se combinan mediante un promedio ponderado entre la media y la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de tales valores máximos (método SRSS) o, a través de la combinación cuadrática completa (método CQC), que considera una correlación entre los valores modales máximos. Por cualquiera de estas formas se obtienen los valores más probables de desplazamientos y fuerzas. Dicho en otras palabras, este análisis es realizado usando espectros de respuestas lineales elásticos, no modificados, para explicar la respuesta no lineal esperada.

Para el desarrollo y aplicación de un análisis modal espectral se deben tomar en cuenta la modelación de la estructura, la definición de las matrices de masas y rigideces, cálculo de factores de participación estática, la determinación de aceleraciones o desplazamientos y cálculo de respuestas modales.

2.3.2 Análisis historia del tiempo

Es un método muy poco utilizado debido a que presenta cierto grado de complejidad, además, consume tiempo y, los resultados pueden variar sustancialmente. Una de sus principales funciones consiste en analizar la estructura aplicando una aceleración en la base. Dicho análisis se clasifica en dos tipos.

2.3.2.1 Tipos de análisis de historia del tiempo.

1. De condiciones de contorno No lineales: Es usado para analizar estructuras con condiciones de soportes no lineales como aisladores en la base y amortiguadores en un evento sísmico.
2. Inelástico: Es un análisis dinámico que considera la no linealidad del material de una estructura.

2.3.3 Análisis dinámico lineal

Es un análisis aplicado a edificios modelados con rigideces linealmente estáticas y valores de amortiguamientos viscosos equivalentes a un nivel de desempeño. La distribución de fuerzas en altura, las fuerzas internas y los desplazamientos en el sistema deben ser calculados utilizando el método linealmente estático. Para su aplicación debe considerarse el análisis de la estructura para múltiples grados de libertad, siendo esto una mejor suposición y aproximación al comportamiento dinámico que tiene la edificación.

El análisis dinámico se caracteriza por usar diferentes métodos para su aplicación, por ejemplo, el método de espectro de respuesta, y análisis de historia del tiempo. Si se utiliza el método de espectro de respuesta, se calculan las respuestas modales picos por los modos suficientes para capturar al menos el 90% de la masa participante del edificio en cada una de las dos direcciones horizontales ortogonales principales. Los radios de amortiguamiento modal reflejan el amortiguamiento en el edificio en los niveles de deformación menores que la deformación de rendimiento.

Las fuerzas picos de los miembros, los desplazamientos, las fuerzas y los cortantes en los niveles, y las reacciones en la base por cada modo de respuesta deberán combinarse mediante cualquier regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) o la regla de la combinación completa cuadrática (CQC).

Por otra parte, si se utiliza el método de historia del tiempo, se calcula la respuesta del edificio utilizando historias del tiempo grabadas o sintetizadas como movimiento base. En este caso, es la matriz amortiguada asociada con el modelo matemático la que refleja el amortiguamiento en el edificio en los niveles de deformación cercanos a la deformación de rendimiento.

Los parámetros de respuesta deberán ser calculados para cada análisis de la historia del tiempo. Por ejemplo, si tres o más análisis de historias del tiempo son desarrollados, la respuesta máxima del parámetro de interés será utilizado para el diseño. Si siete o más pares consistentes de movimientos del suelo horizontal son utilizados para el análisis de

historia del tiempo, se utilizará el promedio de todas las respuestas de los parámetros de interés que serán permitidos para el diseño.

Todas las fuerzas y deformaciones calculadas en cualquiera de los métodos anteriormente mencionados, ya sea el de espectro de respuesta o historia del tiempo, deberán ser multiplicadas por el producto de los factores de modificación C_1 , C_2 , C_3 corregidos para considerar los efectos de torsión. Estos factores fueron descritos en la sección 2.2.2.2.2 en el método de coeficientes de desplazamientos.

2.3.4 Análisis dinámico no lineal

Consiste en la utilización del análisis historia del tiempo obteniendo a través de este, la distribución de fuerzas sísmicas en su altura, los desplazamientos esperados y las fuerzas internas resultantes; los valores obtenidos resultan ser aproximaciones muy acertadas a las que ocurrirían en un evento sísmico. La FEMA 356 establece que, para el análisis sísmico de un edificio, un modelo matemático que incorpora directamente las características no lineales de fuerza-deformación de los componentes y elementos individuales del edificio, deberá ser objeto del movimiento sísmico representado por la historia del tiempo. Para obtener dichas fuerzas y deformaciones es necesario construir un espectro usando archivos de aceleraciones telúricas registradas como base de datos de partida.

CAPÍTULO III: COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO Y MÉTODOS DE ANÁLISIS

3.1 Acero como material estructural

Durante muchas décadas, no ha sido posible descubrir cuando se utilizó el hierro por primera vez, pero ha tenido una gran influencia en el avance de la civilización desde los tiempos más remotos. El acero como material estructural es bastante reciente, debido al trabajo que se generaba producir hierro soldable por fusión hace muchos años y, fue gracias a la metalurgia y a la soldadura eléctrica que el uso del acero se incrementó. Este material se fue introduciendo poco a poco como elementos de fundición, elementos tubulares y elementos redondos que facilitan la esbeltez de las modernas estructuras metálicas.

Las primeras estructuras construidas con metal fueron los puentes, posteriormente se comenzaron a construir edificios. Desde estas primeras aplicaciones el acero ha ido ganando uso, pero la técnica del concreto reforzado lo ha limitado debido a que las estructuras de acero presentan un mayor costo; aunque actualmente se están construyendo edificaciones con acero estructural ya que es muy recomendable para construcciones sismorresistentes, debido a que se caracteriza por ser bastante resistente, rígido y dúctil, además, posee la capacidad de soportar deformaciones plásticas sin disminuir su capacidad resistente.

Este material puede definirse como el resultado de la aleación de hierro, carbono y pequeñas cantidades de otros elementos, tales como el silicio, fósforo, azufre y oxígeno que le atribuyen características específicas. Tal material puede laminarse económicamente en una variedad de formas y tamaños sin un cambio apreciable en sus propiedades físicas. Según su forma se clasifica en:

- **Perfiles estructurales:** Definidos como piezas de acero laminado cuya sección transversal puede ser en forma de I, H, T, canal o ángulo. Los más convenientes son los perfiles de acero I o W, T y canal, que tienen grandes módulos de sección en proporción a sus áreas de sus secciones transversales.
- **Barras:** Son piezas de acero laminado cuya sección transversal puede ser circular, hexagonal o cuadrada en todos los tamaños.

Los primeros perfiles de acero estructural elaborados en Estados Unidos en 1819, fueron ángulos de hierro laminados y, años después en 1884 se laminaron por primera vez las vigas I, y se montó la primera estructura reticular. Otro acontecimiento se dio en 1908, donde se laminaron las primeras vigas de patín ancho. El acero no se fabricó económicamente en Estados Unidos sino hasta finales del siglo XIX. Actualmente, la mayor parte de los perfiles y placas de acero estructural que se producen en Estados Unidos se elaboran fundiendo la chatarra de acero obtenida de automóviles viejos y de la chatarra de perfiles estructurales, motores, máquinas de escribir, resortes de camas, entre otros.

3.1.1 Propiedades del acero estructural

El acero ha logrado incrementar su consumo y cantidad de usos, debido a sus características que le permiten ser un material óptimo para campos como la construcción, industria de maquinaria en general, entre otras. Las principales características y propiedades que posee son las altas capacidades de transmitir calor, bajo peso y sus capacidades ante la aplicación de esfuerzos de tensión (tracción), compresión y cortante. La mayoría de las propiedades del acero se mantiene constantes con los años, siempre y cuando se le brinden los cuidados adecuados.

3.1.1.1 Propiedades mecánicas.

Una de las principales propiedades mecánicas del acero es poseer una alta resistencia aun cuando el peso de la estructura es relativamente bajo, siendo esto muy significativo en el caso de edificios altos. La resistencia a las diversas sollicitaciones de los miembros

estructurales de acero depende del diagrama esfuerzo – deformación y, particularmente de los esfuerzos de fluencia F_y y de ruptura en tensión F_u .

Las propiedades del acero son uniformes debido a que no cambian con el tiempo, a diferencia de las estructuras de concreto reforzado. Además de presentar uniformidad, es un material elástico, ya que si es sometido a la acción de una carga sufrirá una deformación, pero al retirar dicha carga regresará a su forma y tamaño original. Otra ventaja de este material ante las estructuras de concreto reforzado es que al determinar los momentos de inercia sus resultados son más precisos, acercándose más en su comportamiento a las hipótesis de diseño, debido a que sigue la ley de Hooke hasta esfuerzos bastantes altos.

El acero, dependiendo de su adecuado mantenimiento resulta ser un material durable, además, es dúctil, ya que soporta grandes deformaciones sin fallar bajo esfuerzos de tensión altos; por ejemplo, si se prueba a tensión un acero dulce o con bajo contenido de carbono, ocurre una reducción considerable de su sección transversal y un gran alargamiento en el punto de falla antes de que se presente la fractura.

Un material que no sea dúctil seguramente será duro y a la misma vez frágil, rompiéndose al ser sometido a un golpe repentino. La naturaleza dúctil de los aceros estructurales comunes les permite fluir localmente en los puntos donde se desarrollan altas concentraciones de esfuerzos cuando los elementos se ven sometidos a cargas normales, con ello evitándose fallas prematuras. La ventaja que poseen estas estructuras dúctiles es que, al sobrecargarlas, sus grandes deflexiones ofrecen evidencia visible de la inminencia de la falla.⁴

Debe tomarse en cuenta, que la ductilidad del acero puede verse afectada por factores tales como la temperatura, los problemas relacionados con la soldadura (calentamiento – enfriamiento) y las técnicas de fabricación (corte, perforación, entre otros).

⁴ McCormac, Jack C. & Csernak, Stephen F. (2015). Diseño de estructuras de acero. México: Alfaomega Grupo Editor, S. A. de C. V. p. 2.

Otra de sus propiedades mecánicas es ser tenaz, debido a que poseen resistencia, ductilidad y tienen la capacidad de absorber energía en grandes cantidades. Los miembros de acero pueden someterse a grandes deformaciones durante su fabricación y montaje sin que resulten fracturados, siendo posibles doblarlos, martillarlos, cortarlos y taladrarlos; esto es debido a que será capaz de resistir grandes fuerzas hasta que se presenten grandes deformaciones.

Resulta difícil establecer las propiedades físicas y mecánicas del acero, debido a que estas varían con cambios en su composición y diversos tratamientos térmicos, químicos o mecánicos, con los que se pueden llegar a obtener aceros con características adecuadas para distintas aplicaciones.

3.1.1.2 Propiedades físicas.

El acero posee una densidad media de 7850 kg/m^3 . Otras de las propiedades físicas significativas que posee es el de poderse contraer, dilatar o fundir dependiendo de su temperatura. El punto de fusión del acero depende del tipo de aleación. El de su componente principal, el hierro es de alrededor de $1510 \text{ }^\circ\text{C}$; sin embargo, el acero presenta frecuentemente temperaturas de fusión de alrededor de los $1375 \text{ }^\circ\text{C}$, además, se funde rápido a $1650 \text{ }^\circ\text{C}$. Otro aspecto físico es que su punto de ebullición es de alrededor de $3000 \text{ }^\circ\text{C}$.

El acero es un conductor eléctrico producido por una diferencia de potencial entre los extremos del mismo. También es un conductor térmico, ya que deja pasar a través de él, una cantidad de calor. Este material dependiendo de su temperatura puede adoptar la característica física llamada dilatación, reflejándose en los cambios de sus dimensiones.

3.1.2 Ventajas y desventajas del acero estructural

Las estructuras de acero se adaptan muy bien a posibles ampliaciones, ya que se pueden añadir a estructuras existentes, es decir, este material cuenta con la facilidad para unir miembros por medio de varios tipos de conexión simple, como soldadura, y pernos. Otras de sus ventajas son la posibilidad de prefabricar los miembros, su rapidez de montaje, la

capacidad para laminarse en una gran cantidad de tamaños y formas, además de su reutilización después de desmontar una estructura.

Las ventajas del acero como material estructural son significativas pero, es importante conocer sus limitaciones, a modo de poder contrarrestar sus efectos negativos. Dentro de algunas de las desventajas que este material presenta se pueden mencionar las siguientes:

- *Susceptibilidad a la corrosión:* Este efecto se presenta en el material cuando está expuesto al aire y al agua, por lo que es recomendable pintarlo periódicamente. También es posible utilizar acero intemperizados, pero en muchos casos su uso no es factible, ya que las fallas por corrosión – fatiga pueden ocurrir si los miembros de acero se someten a esfuerzos cíclicos y a ambientes corrosivos; además, la resistencia a la fatiga puede reducirse apreciablemente cuando los miembros se usan en ambientes químicos agresivos y sometidos a cargas cíclicas.
- *Costo de la protección contra el fuego:* El acero es un material que, por su gran capacidad de transmitir calor, provoca la propagación de incendios, elevando la temperatura del lugar o inflamando otros materiales presentes.
- *Susceptibilidad al pandeo:* Entre más largos y esbeltos sean los miembros a compresión, mayor es el peligro de pandeo. El uso de columnas de acero es muy económico debido a sus relaciones elevadas de resistencia a peso; sin embargo, se necesita algún acero adicional para rigidizarlas y que no se pandeen por lo que cabe la posibilidad de usar perfiles que tengan dentro sus propiedades grandes momentos de inercia ayudando a disminuir esta desventaja.
- *Fatiga:* Esta desventaja se refleja únicamente cuando se presentan tensiones y en las fallas bajo la acción de cargas cíclicas. La resistencia del acero se puede reducir si éste se somete a un gran número de inversiones del sentido del esfuerzo, o a cambios en la magnitud del esfuerzo a tensión.

La resistencia a la fatiga es gobernada por tres variables:

1. El número de ciclos de las cargas.
2. El rango de esfuerzos por cargas de servicios.
3. El tamaño inicial de un defecto (discontinuidad semejante a una grieta pequeña) durante el proceso de manufacturación.

- *Fractura frágil*: Este efecto se presenta en ciertas condiciones, posterior a la pérdida de ductilidad del acero y en lugares de concentración de esfuerzos. Algunos factores que agravan esta situación son las cargas que producen fatiga y las muy bajas temperaturas.

3.2 Aspectos generales del comportamiento estructural de acero

Las estructuras de acero están formadas por miembros vinculados entre sí, mediante conexiones con el objeto de cumplir con las condiciones de estabilidad, resistencia y rigidez requeridas para un adecuado desempeño. La inestabilidad en miembros sometidos a compresión es un problema bastante difícil de controlar. Este fenómeno se puede agrupar principalmente en dos tipos: pandeo global y pandeo local.

El pandeo global comprende los fenómenos de inestabilidad que abarcan todo o gran parte de un miembro de acero; además, incluyen varios estados límites, como el pandeo flexional también llamado pandeo de Euler, pandeo torsional y flexo – torsional en miembros comprimidos y, el pandeo lateral – torsional en miembros comprimidos.

Puede ocurrir pandeo lateral torsional en el caso de edificios con entrepisos rígidos, de losas de hormigón armado, donde debido a la acción de momentos flectores inducidos por sismos, el ala superior de las vigas usualmente se encuentra impedida de desplazarse lateralmente y el ala inferior puede también estar sometida a compresión. Una solución para evitar este fenómeno, es arriostrar dicha ala para impedir el desplazamiento lateral en ciertos puntos.

El pandeo local conocido como abollamiento, se relaciona con el pandeo localizado en las placas o componentes de las secciones metálicas. Este tipo de pandeo puede afectar a los miembros flexionados, como el caso típico de las vigas en estructuras de pórticos, en donde el pandeo lateral se puede apreciar por la parte comprimida de la viga, en el cual es parcialmente restringido por la parte traccionada.

El AISC establece para la evaluación y control del pandeo local, la clasificación de secciones de acero en dos o tres grupos, a partir de la relación ancho – espesor de los elementos que componen la sección; para el caso de miembros flexionados se clasifican en secciones compactas, no compactas y esbeltas. Para miembros comprimidos, en secciones esbeltas y no esbeltas.

3.3 Relaciones esfuerzo – deformación

Las variables de control para el comportamiento estructural del acero son el esfuerzo y la deformación. De tal manera, que, al emplear los parámetros del esfuerzo o deformaciones permitidas, se diseña el elemento para obtener así las dimensiones. El esfuerzo y la deformación se relacionan mediante la ley de Hooke, permitiendo conocer el esfuerzo, dado que la deformación es conocida, ya que esta es visible en la estructura.

El acero estructural, en su comportamiento, se caracteriza por ser un material elástico que responde teóricamente igual a la compresión que a la tensión; sin embargo, si se le aplica una fuerza, el material se deforma de manera lineal con respecto a la fuerza aplicada y una vez eliminada esta fuerza, el material vuelve a su dimensión original. Una de las características principales de la fase elástica es el módulo de elasticidad, definido como la relación lineal que existe entre el esfuerzo y la deformación.

El acero puede comenzar a comportarse como un material plástico cuando la relación entre el esfuerzo y la deformación no es lineal y, si al eliminar la carga el material queda con una deformación permanente.

Tanto el comportamiento elástico como el plástico están limitadas por el esfuerzo de fluencia, donde a partir de la cedencia, el material deja de ser elástico y no mantiene una relación lineal entre el esfuerzo y la deformación; es decir, pasa de su fase elástica a la fase plástica.

3.4 Comportamiento sísmico de las estructuras de acero

Dentro de los materiales de uso estructural, el acero es considerado el más dúctil. Para asegurar este comportamiento en las estructuras, en los últimos 30 años, las investigaciones desarrolladas han demostrado que es necesario que la ductilidad sea suministrada tanto a nivel del material como a nivel seccional, además, en los miembros que componen el sistema estructural tales como vigas, columnas, riostras, conexiones, entre otros. Para considerar la aplicación del comportamiento dúctil, en primer lugar, es necesario identificar y conocer las condiciones que pueden conducir a mecanismos de falla frágil y posteriormente, adoptar estrategias de diseño para obtener una respuesta aceptable y una adecuada capacidad de disipación de energía. El diseño y detalle de las conexiones entre los distintos componentes estructurales es un aspecto de fundamental importancia para alcanzar dichos objetivos.

En estructuras sismorresistentes, los fenómenos de inestabilidad resultan muy importantes, dado que su ocurrencia afecta la respuesta en términos de resistencia y rigidez, provocando disminución en su capacidad de disipar energía. Las especificaciones de diseño incluyen requerimientos específicos al respecto, particularmente en las zonas donde se espera que se desarrollen deformaciones plásticas, como rótulas plásticas en vigas, zonas de fluencia por tracción o corte.

Desde hace muchas décadas en países desarrollados económica y tecnológicamente, se han construido edificios de estructuras de acero que ante la presencia de sismos presentaron grandes fallas en su comportamiento; por ejemplo, los terremotos de Northridge, USA ocurrido en 1994 y el de Kobe, Japón en 1995, que provocaron daños que afectaron distintos tipos de estructuras de acero, pero los problemas más serios se

registraron en pórticos resistentes a momentos (sin arriostramientos), donde lograron observar un inadecuado comportamiento de las conexiones, particularmente en los nudos viga – columna, con fallas por fractura de soldaduras y placas, tal como se muestra en las siguientes figuras:



Figura III-1: Fractura en una placa base de columna de una estructura de pórtico arriostrado.

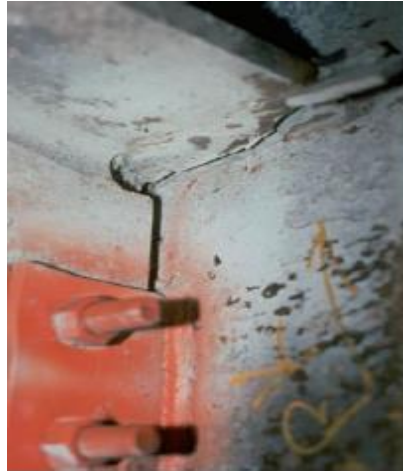


Figura III-2: Fractura de soldadura de penetración completa en una conexión de pórtico resistente a momento.

Después del terremoto de Northridge, como resultado de los daños observados, en Estados Unidos se implementó un programa de investigación analítico experimental denominado SAC (proveniente de las organizaciones norteamericanas que conforman el consorcio: SEAOC, ATC y CUREE), con el objetivo de analizar las fallas relevadas y proponer

soluciones para el diseño de nuevas construcciones y la reparación de las existentes. Los resultados de los estudios realizados por dicho programa fueron satisfactorios y actualmente se dispone información al respecto en la Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA) y en las especificaciones sísmicas del AISC.

Durante el terremoto de Kobe, Japón, se observaron fallas frágiles por fractura y problemas de inestabilidad en pórticos arriostrados concéntricamente que originan un comportamiento no dúctil de la estructura.

En el 2011 ocurrió un terremoto en Tohoku, Japón, con una magnitud de 9.0 a escala Richter, produciendo grandes daños en edificaciones de acero que fueron diseñadas y construidas hace varias décadas, las cuales actualmente son consideradas como una demostración de que las estructuras modernas presentan un grado de seguridad adecuado.

3.5 Tipos de estructuras de acero en edificios

Existen varios tipos de estructura de acero utilizadas para edificios, las cuales se clasifican de acuerdo a su tipo de construcción en:

3.5.1 Estructura apoyada en muro de carga

Este tipo de estructura es el más común en construcciones de un nivel, ya que no es muy resistente a cargas sísmicas y presenta desventajas de montaje en más de un nivel (ver figura III-3). Este tipo de estructura es la más económica en construcciones comerciales o industriales pequeñas con claros no mayores de 10 a 12 metros. En caso que los claros sobrepasen los límites establecidos, es necesario muros de carga más gruesos y la utilización de castillo para proporcionar estabilidad.

Los extremos de las vigas, viguetas o armaduras se apoyan sobre dichos muros, transmitiendo las cargas a las cimentaciones. La resistencia de los muros al aplastamiento es baja, siendo necesaria la utilización de placas de apoyo en los extremos de las vigas o armaduras ligeras.

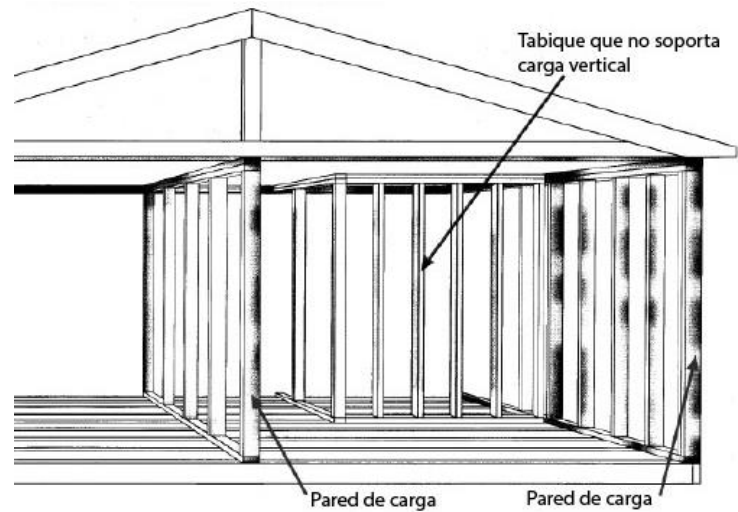


Figura III-3: Estructura de acero apoyada en muros de carga.

3.5.2 Estructura reticular

En este caso, las cargas son transmitidas a las cimentaciones mediante una retícula de vigas y estructuras de acero (ver figura III-4). El montaje de esta se puede realizar en edificios de gran altura, conocido ello como construcción vigas y columnas. Consta de claros de 6 a 9 metros entre columnas conectadas con vigas secundarias en cada nivel. Las paredes se apoyan en la estructura de acero de este tipo de construcción y se les conocen como muros de relleno.

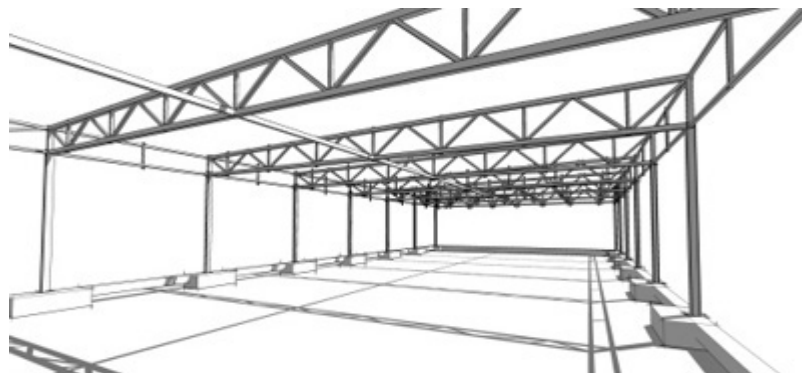


Figura III-4: Esquema de una estructura reticular.

3.5.3 Estructuras de grandes claros

Son utilizadas en construcciones de auditorios, teatros, salas de cine, hoteles, etc., ya que la estructura reticular no es suficiente, por las dimensiones de sus claros. Para ello, se utilizan arcos y marcos rígidos, los cuales proporcionan grandes claros a estas estructuras. La figura III-5 muestra algunos de estos tipos de estructuras.

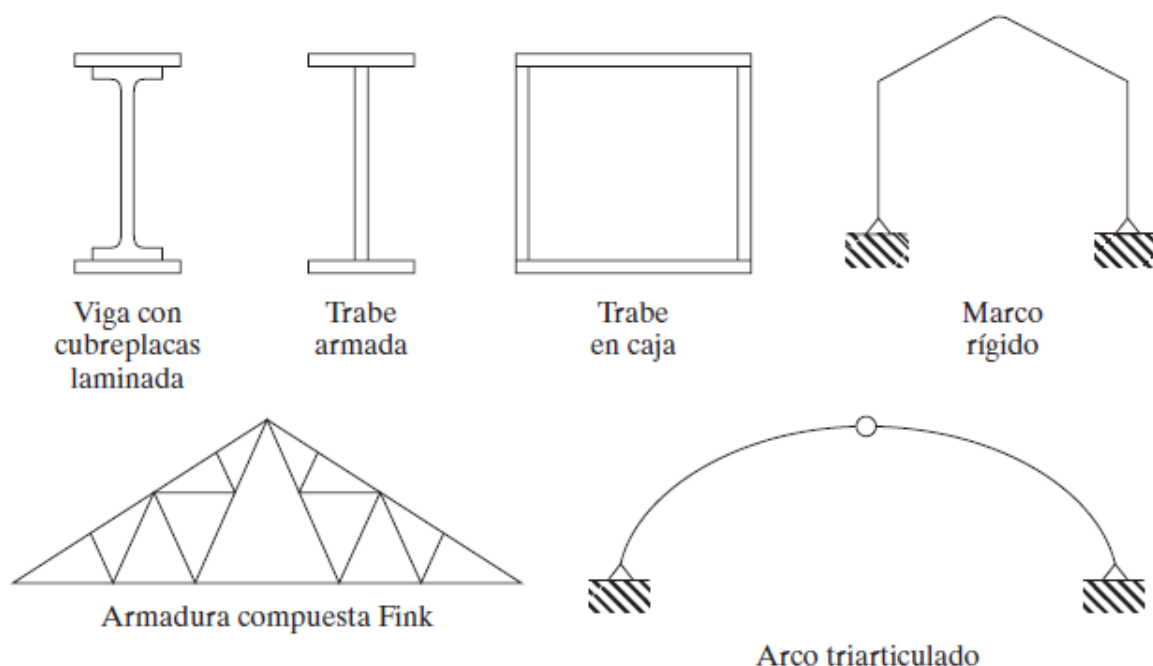


Figura III-5: Estructuras para grandes claros.

3.5.4 Estructuras combinadas de acero y concreto

Actualmente, son las más utilizadas por el uso de columnas de acero embebidas y ligadas al concreto, conocidas como columnas compuestas (ver figura III-6). Si se utilizan columnas de concreto reforzado en edificios de gran altura, sus dimensiones serían inmensas para los primeros niveles, ocupando demasiado espacio.

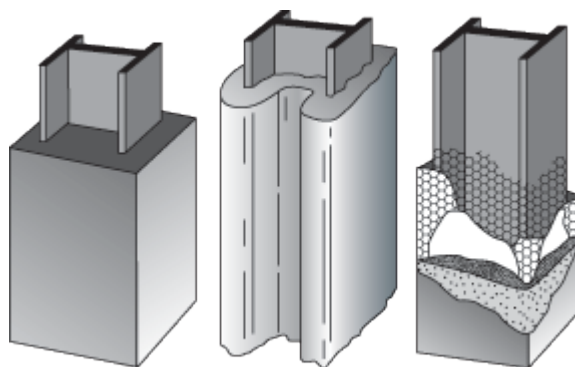


Figura III-6: Columnas embebidas al concreto reforzado.

3.6 Tipos de conexiones en estructuras de acero

Existen diferentes criterios generales para el diseño de conexiones en estructuras sismorresistentes. Las especificaciones ANSI/AISC 341 – 10 describen en su sección D2, las siguientes:

3.6.1 Conexiones atornilladas

Los métodos más comunes para hacer las conexiones de acero estructural son los tornillos y las soldaduras. El uso de tornillos presenta ciertas ventajas, como por ejemplo, el montaje de las estructuras de acero con un proceso muy rápido que requiere mano de obra menos especializada que cuando se trabaja con remaches o soldadura.

Existen varios tipos de tornillos que pueden usarse para conectar miembros de acero, dentro de los cuales se pueden mencionar los siguientes:

- *Pernos sin torneá*r, también conocidos como tornillos ordinarios o comunes. La ASTM designa a estos tornillos como tornillos A307 y se fabrican con aceros al carbono con características de esfuerzos y deformaciones parecidas a las del acero A36.

- *Tornillos de alta resistencia*, estos son elaborados a base de acero al carbono mediano tratado térmicamente y aceros aleados, poseyendo resistencia a la tensión dos o más veces que las de los tornillos ordinarios. Existen dos tipos básicos de estos tornillos, los cuales son: los tornillos A325 que están hechos con acero al carbono mediano tratado térmicamente y, los tornillos A490 de mayor resistencia, elaborados con acero aleado y tratados térmicamente. Cuando se requiere tornillos con mayores diámetros a 1 ½ plg o longitudes mayores que 8plg, pueden usarse tornillos A49, así como pernos A354.

Según el AISC los sujetadores atornillados deberán cumplir con ciertos criterios requeridos para su uso, algunos de los cuales son los siguientes:

- Los pernos y las soldaduras no deberán ser diseñados para fuerzas compartidas en un sujetador o la misma componente de la fuerza en una conexión.
- Una fuerza en el miembro, tal como la fuerza axial en articulaciones diagonales deberá ser resistida en su conexión totalmente por un sujetador, ya sean tornillos o soldaduras. Una conexión en la cual los tornillos resisten una fuerza que es normal para fuerzas resistidas por soldaduras, tales como una conexión de momento en la cual los patines soldados transmiten la flexión y las almas de los tornillos transmiten el cortante, no es considerada para estar compartiendo la fuerza.
- Los huecos de los tornillos deberán ser huecos estándares o huecos de corta ranura, perpendiculares a la carga aplicada.
- Todos los tornillos deberán ser instalados como tornillos de alta resistencia pretensionados.

3.6.2 Conexiones soldadas

La soldadura es un proceso en el que se unen partes metálicas mediante el calentamiento de sus superficies a un estado plástico o fluido, permitiendo que las partes fluyan y se unan, ya sea con o sin la adición de otro metal fundido.

La soldadura es un medio de unión muy utilizado en todo tipo de conexiones por sus muchas ventajas; sin embargo, es importante reconocer que presenta limitaciones y que el diseño y la construcción de conexiones soldadas requieren de especial cuidado. Algunas de las ventajas que presenta la soldadura son las siguientes:

- Economía, ya que el uso de la soldadura permite grandes ahorros en el peso del acero utilizado. Las estructuras soldadas permiten eliminar un gran porcentaje de placas de unión y de empalme tan necesarias en las estructuras remachadas o atornilladas.
- Mayor rigidez en las estructuras, debido a que los miembros están directamente soldados uno a otro.
- Estructuras realmente continuas, producido por proceso de fusionar las partes por unir.
- Es más fácil realizar cambios en el diseño y corregir errores durante el montaje.
- Se usan menos piezas por lo que se ahorra tiempo en detalle, fabricación y montaje de la obra.

3.6.3 Conexiones compuestas

El diseño de las conexiones compuestas representa un aspecto fundamental para lograr una solución adecuada estructuralmente y conveniente desde el punto de vista constructivo y económico.

Algunas de las ventajas de este tipo de conexiones es que permiten usualmente reducir el uso de soldadura en obra (en comparación con las conexiones de acero) y, evitar o minimizar los problemas asociados al anclaje y empalme de barras de refuerzo (en comparación con los nudos de estructuras de hormigón armado).

A menos que la resistencia en las conexiones sea determinada por análisis o pruebas, los modelos utilizados para el diseño de conexiones deben cumplir con que la fuerza sea distribuida entre el acero estructural y el concreto reforzado a través de:

- a. Aplastamiento por contacto directo entre el acero y el concreto.
- b. Conexiones de cortante.
- c. El cortante de la fricción con la fuerza de amarre necesaria, proporcionada por el reforzamiento normal al plano de la transferencia de cortante.

Siempre y cuando la rigidez y capacidad de deformación propia de los miembros compuestos lo permita, la fuerza puede ser distribuida mediante cualquier mecanismo mencionado anteriormente.

3.7 Teoría del análisis plástico

Hasta hace pocos años, casi todos los miembros de acero se diseñaban con base en la teoría elástica, de manera que los esfuerzos de flexión calculados para cargas de servicio no excedieran el esfuerzo de fluencia, para ello se utilizaban factores de seguridad entre 1.5-2.0. Los resultados fueron satisfactorios, pero los proyectistas saben desde hace muchos años que los miembros dúctiles no fallan sino hasta que ocurre una gran plastificación después de que se alcanza el esfuerzo de fluencia. Esto significa que tales miembros tienen mayores márgenes de seguridad contra la falla que lo que parece indicar la teoría elástica.

Según la teoría plástica, aquellas partes de una estructura que han alcanzado el esfuerzo de fluencia no pueden resistir esfuerzos adicionales. Más bien, esas partes fluirán la cantidad necesaria para permitir que la carga o esfuerzos adicionales sean transferidos a otras partes de la estructura, donde los esfuerzos se encuentran por debajo del esfuerzo de fluencia y son capaces de absorber esfuerzos adicionales. Se puede decir que la plasticidad sirve para igualar los esfuerzos en casos de sobrecarga.

Algunos autores han presentados estudios teorías basados en el análisis plástico. El Dr. Gabor Kazinczy (1914), percibió que la ductilidad del acero permitía una redistribución de esfuerzos cuando se sobrecargaban las estructuras estáticamente indeterminadas. En Estados Unidos, el Prof. J. A. Van den Broek (1939), presentó su teoría de la plasticidad, a la que llamó “diseño al límite”. Esta teoría fue publicada en un artículo titulado “Theory of Limit Design” (Teoría del diseño al límite), en las Memorias de la ASCE.

El diagrama esfuerzo – deformación que se muestra en la figura III-7 define la zona de plasticidad, la cual es representada por una línea recta. Se supone que para este acero coinciden en el mismo punto, tanto el punto de fluencia como el límite de proporcionalidad. Más allá de la zona plástica está la zona de endurecimiento por deformación, en la cual teóricamente podría permitirse que los miembros de acero soporten esfuerzos adicionales, pero desde el punto de vista práctico, las deformaciones ocasionadas serían tan grandes que no pueden considerarse. Además, el pandeo inelástico limitará la habilidad de una sección para desarrollar un momento mayor al momento plástico M_p , aun si el endurecimiento por deformación es apreciable.

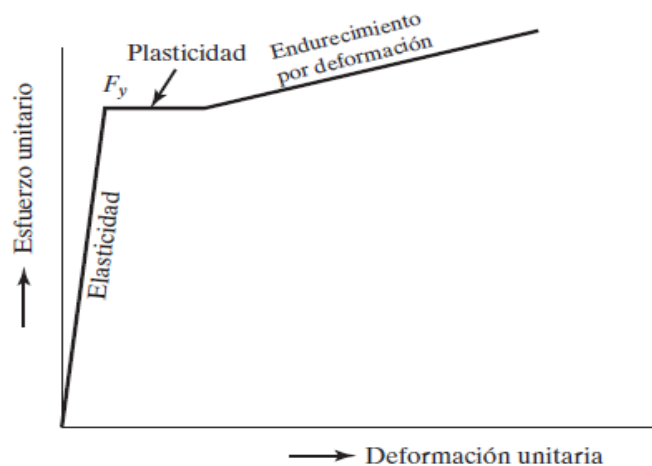


Figura III-7: Diagrama esfuerzo – deformación del acero.

3.7.1 Módulo plástico

El momento resistente para la plasticidad total es el llamado momento plástico, M_p , también conocido como momento nominal de la sección, M_n . El momento plástico es igual al esfuerzo de fluencia multiplicado por el módulo plástico de la sección Z ; para una sección rectangular es igual a $bd^2/4$. Este momento plástico o nominal también puede determinarse mediante el análisis de la figura III-8, el cual genera el mismo resultado y se calcula T o C veces el brazo de palanca entre ellos. Entonces, el momento plástico para una viga rectangular se obtiene de la siguiente manera:

$$M_p = T \frac{d}{2} = C \frac{d}{2}$$

$$M_p = \left(F_y \frac{bd}{2} \right) \left(\frac{d}{2} \right)$$

$$M_p = F_y \frac{bd^2}{4} \quad [\text{Ec. III-1}]$$

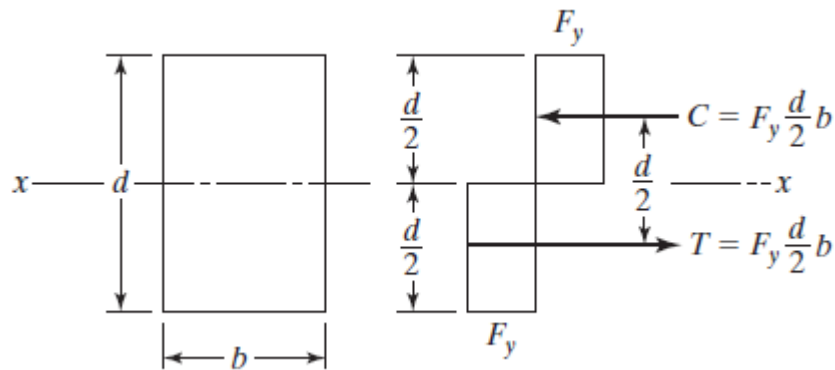


Figura III-8: Diagrama de plasticidad total.

El momento de fluencia M_y , se calcula multiplicando el esfuerzo de fluencia por el módulo elástico. Donde el módulo elástico S , para una sección rectangular es igual a I/c o $bd^2/6$. Este momento también puede determinarse en base a la figura III-9, generando el mismo valor. En este caso el momento resistente es igual a T o C multiplicado por el brazo de palanca entre ellos. Por lo tanto, el momento de fluencia queda definido de la siguiente manera:

$$M_y = \left(F_y \frac{bd}{4} \right) \left(\frac{2}{3} d \right)$$

$$M_y = F_y \frac{bd^2}{6} \quad [\text{Ec. III-2}]$$

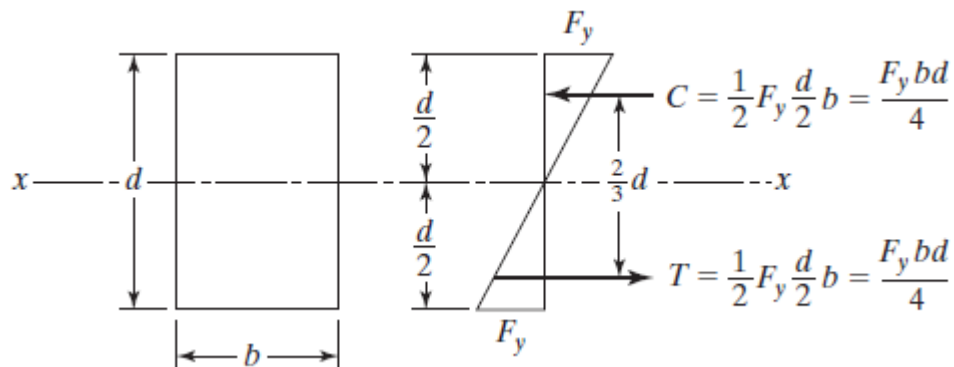


Figura III-9: Diagrama de la primera fluencia.

El factor de seguridad entre la primera fluencia y el estado totalmente plástico, puede expresarse en términos de los módulos de sección. El factor de forma para una sección rectangular es la siguiente:

$$\frac{M_p}{M_y} = \frac{F_y Z}{F_y S} = \frac{\frac{bd^2}{4}}{\frac{bd^2}{6}} = 1.5$$

Para una viga diseñada por esfuerzos permisibles, el factor de forma es una medida de la reserva de capacidad y tiene el valor promedio de 1.12 para los perfiles W. Un estudio del módulo plástico de la sección determinada muestra que es igual al momento estático de las áreas a tensión y a compresión respecto al eje neutro plástico. A menos que la sección sea simétrica, el eje neutro para la condición plástica no coincidirá con el de la condición elástica. La compresión interna total debe ser igual a la tensión interna total. Como se considera que todas las fibras tienen el mismo esfuerzo F_y en la condición plástica, las áreas arriba y abajo del eje neutro plástico deben ser iguales. Esta situación no se presenta en secciones asimétricas en la condición elástica.

3.8 Análisis y diseños plásticos

La falla de una estructura tendrá lugar bajo una carga que cree las suficientes articulaciones plásticas como para que se cree un mecanismo que sufra un desplazamiento no contenido, sin ningún incremento de carga. En una viga estáticamente determinada,

solo una articulación plástica es requerida, pero, en una viga o marco estáticamente indeterminado, se requieren más de una articulación plástica para la formación de un mecanismo de colapso. Esas articulaciones deformarán secuencialmente, aunque no siempre es necesario conocer la secuencia.

Una articulación se formará dónde el momento sea máximo. Cuando el momento flexionante es lo suficientemente grande para ocasionar que toda su sección transversal se plastifique, cualquier incremento en el momento podrá ser tomado y se habrá formado la articulación plástica. Esta articulación es similar a una articulación ordinaria excepto que la articulación plástica tendrá alguna resistencia por momento en forma parecida a una articulación.

3.8.1 Análisis plástico

Si ocurre más de un mecanismo de colapso, como la viga continua ilustrada en la figura II-10, el mecanismo correcto puede encontrarse y analizarse con ayuda de los tres teoremas básicos del análisis plástico, dados a continuación sin demostración de ellos.

1. *Teorema del límite inferior (teorema estático)*: Si puede encontrarse una distribución segura de momentos (una en que el momento es menor o igual a M_p en todas partes) y ella es estáticamente admisible con la carga (es decir, que satisface el equilibrio), entonces la carga correspondiente es menor que o igual a la carga de colapso.
2. *Teorema del límite superior (teorema cinemático)*: La carga que corresponde a un mecanismo supuesto debe ser mayor que o igual a la carga de colapso. En consecuencia, si todos los mecanismos posibles son investigados, aquel que requiere la menor carga es el correcto.
3. *Teorema de Unicidad*: Se refiere al valor único de carga de colapso que satisface simultáneamente las tres condiciones de equilibrio, mecanismo y plastificación.

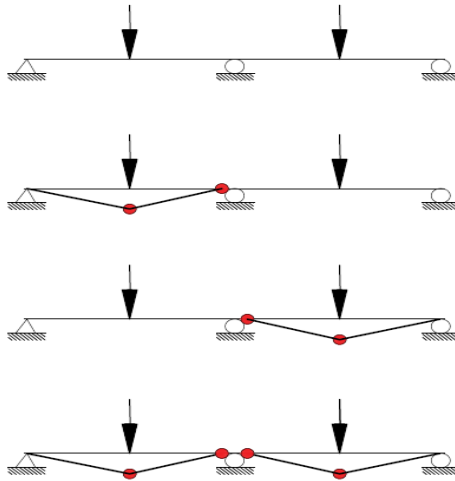


Figura III-10: Mecanismos de colapsos en viga continua.

3.8.2 Diseño plástico

El proceso de diseño es similar al del análisis, excepto que la incógnita buscada es la capacidad de momento plástico requerido M_p . La carga de colapso se conoce de antemano, al haber sido obtenida al multiplicar las cargas de servicio por los factores de carga.

3.8.3 Requisitos del AISC

Las especificaciones AISC permiten usar el análisis y el diseño plástico cuando la estructura puede permanecer estable, tanto local como en conjunto, hasta el punto del colapso plástico.

Para impedir el pandeo local, la sección B5.2 del AISC requiere que el miembro tenga sección transversal compacta, es decir $\lambda \leq \lambda_r$ en el alma y en los patines. Para perfiles I como los W y S, los límites de ancho a espesor de la tabla B5.1 son:

$$\frac{b_f}{2f_f} \leq \frac{65}{\sqrt{F_y}} \quad y \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{F_y}}$$

Para impedir el pandeo lateral, la sección F1-2 del AISC limita la longitud máxima no soportada L_b en localidades de articulaciones L_{pd} , donde para miembros I:

$$L_{pd} = \frac{3600 + 2200(M_1/M_2)}{F_v} F_v \quad [\text{Ec. III-3}]$$

En esta ecuación, M_1 es el menor momento en el extremo de la longitud no soportada y M_2 es el mayor. La razón M_1/M_2 es positiva cuando M_1 y M_2 flexionan el segmento en curvatura doble y, negativa cuando ellos generan una flexión de curvatura simple.

Para perfiles compactos con arriostramiento lateral adecuado, M_n puede tomarse igual a M_p para su empleo en el análisis plástico. Sin embargo, la sección F1.2d del AISC especifica que la región en que se forma la última articulación plástica y en las regiones no adyacentes a articulaciones plásticas, los métodos usuales deben usarse para calcular M_n .

Otras secciones de las especificaciones del AISC relativas al análisis y diseño plástico son las siguientes:

- A5.1 El análisis plástico es permitido para $F_y \leq 65ksi$
- C2.2 La fuerza axial en columnas causadas por las cargas factorizadas de gravedad y horizontales no debe exceder de $0.75\phi A_e F_y$.
- E1.2 En columnas, el parámetro de esbeltez λ , no debe exceder de $1.5K$, donde K es el factor de longitud efectiva.

3.9 Rótulas plásticas y mecanismos de falla

Se llama *mecanismo de falla* a la disposición de rótulas plásticas y quizá de articulaciones reales que permiten la falla de la estructura.

Si se aplica una carga concentrada que crece en magnitud en el centro de una viga simplemente apoyada con sección rectangular, esta carga seguirá en aumento hasta alcanzar el momento de fluencia con las fibras extremas sometidas al esfuerzo de fluencia, generando una plastificación que se extiende hacia otras fibras fuera de la sección de momento máximo, formándose una articulación plástica, mejor conocida como rótula plástica. La longitud en donde se presenta esta plastificación hacia ambos lados de la

sección considerada, depende de las condiciones de carga y de la sección transversal del miembro, la cual debe ser compacta y poseer soportes laterales que impidan el pandeo lateral. La plastificación en las fibras extremas cuando simplemente se forma la rótula plástica, se extenderá sobre un tercio del claro. En un perfil W en circunstancias similares, la fluencia se extenderá aproximadamente sobre un octavo del claro. La figura III-11 demuestra lo anteriormente descrito.

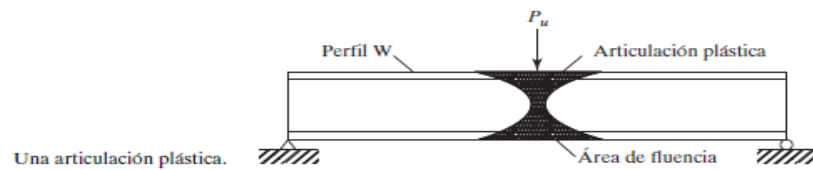


Figura III-11: Formación de articulación plástica en una viga simplemente apoyada.

Una sección compacta es aquella que tiene un perfil suficientemente robusto y tiene la capacidad de desarrollar una distribución de esfuerzos totalmente plastificada, antes de que se pandee localmente.

Para que una estructura estáticamente indeterminada falle, es necesario que se forme más de una rótula plástica, que varían de estructura a estructura. Por ejemplo, la viga empotrada en sus dos extremos (ver figura III-12 (a)) no puede fallar si no se han formado las tres articulaciones plásticas (ver figura III-12 (b)).

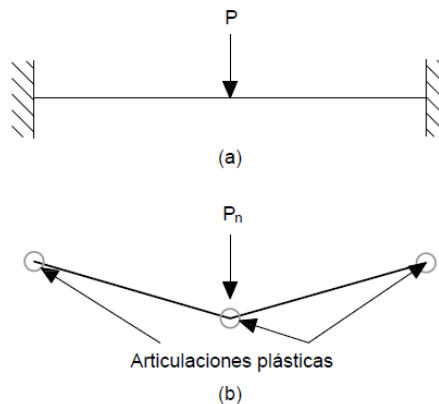
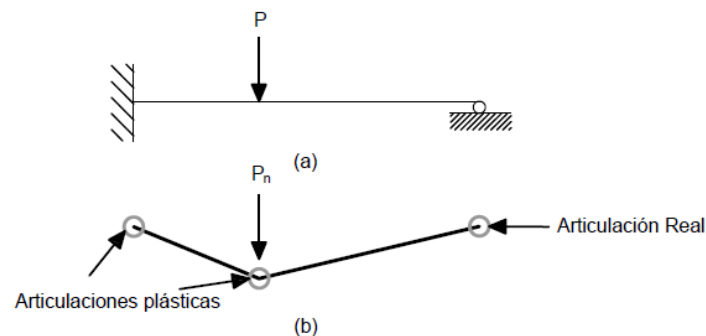


Figura III-12: (a) Viga empotrada en los extremos con carga puntual en el centro del claro
(b) Articulaciones plásticas en viga empotrada en los extremos con carga puntual en el centro del claro

Aún, cuando en una estructura estáticamente indeterminada se haya formado una rótula plástica, la carga aún puede incrementarse sin que ocurra la falla, siempre que la geometría de la estructura lo permita. La rótula plástica actuará como una articulación real, con respecto al incremento de carga. A medida que la carga se incrementa se generará una redistribución de momentos, pues la rótula plástica no puede soportar mayor momento. Al ir apareciendo otras articulaciones plásticas en la estructura, llegará el momento en que habrá el número suficiente de ellas para causar la falla de la estructura.

La viga empotrada en un extremo y apoyada en el otro en la figura III-13 (a) es un ejemplo de una estructura que fallará después de la aparición de dos articulaciones plásticas aparte de la articulación real (ver figura III-13 (b)). En este caso, el mayor momento elástico causado por la carga concentrada de diseño está en el empotramiento, y a medida que la magnitud de esta carga se incrementa se va formando una articulación plástica en dicho punto.



*Figura III-13: (a) Viga empotrada en un extremo y apoyada en el otro con carga puntual
(b) Articulaciones plásticas en viga empotrada en un extremo y apoyada en el otro con carga puntual.*

En todos los casos, hay que tomar en cuenta que se deben considerar los efectos del esfuerzo cortante, la torsión y las cargas axiales, los cuales pueden ser suficientemente grandes como para causar la falla del miembro, antes de la formación de una rótula plástica. Cuando los marcos de acero se cargan hasta la falla, los puntos en donde se concentra la rotación (rótulas plásticas) resultan visibles al observador antes de que el colapso ocurra.

3.9.1 Localización de la rótula plástica para cargas uniformes

No existe dificultad para localizar las articulaciones plásticas en la viga con carga uniformemente repartida y doblemente empotrada, pero para otras vigas con carga uniformemente repartida, empotradas en un extremo y apoyadas en el otro, o en vigas continuas, el problema es difícil.

Si se considera una viga empotrada en un extremo y apoyada en el otro con carga uniformemente distribuida tal como se muestra en la figura III-14 (a), a medida que dicha carga se incrementa, se formará una articulación plástica en el extremo empotrado, convirtiéndose una viga “simplemente apoyada” con una rótula plástica en un extremo y una articulación real en el otro.

Los incrementos siguientes de carga causarán la modificación del diagrama de momentos (ver figura III-14 (b)). Este proceso continuará hasta que en otro lugar de la viga, a una distancia x del apoyo simple, el momento sea M_n y se produzca otra articulación plástica. La expresión del trabajo virtual para el mecanismo de falla de esta viga (ver figura III-14 (c)), se escribe como sigue:

$$M_n \left(\theta + \theta + \frac{L-x}{x} \theta \right) = (W_n L)(\theta)(L-x) \left(\frac{1}{2} \right) \quad [\text{Ec. III-4}]$$

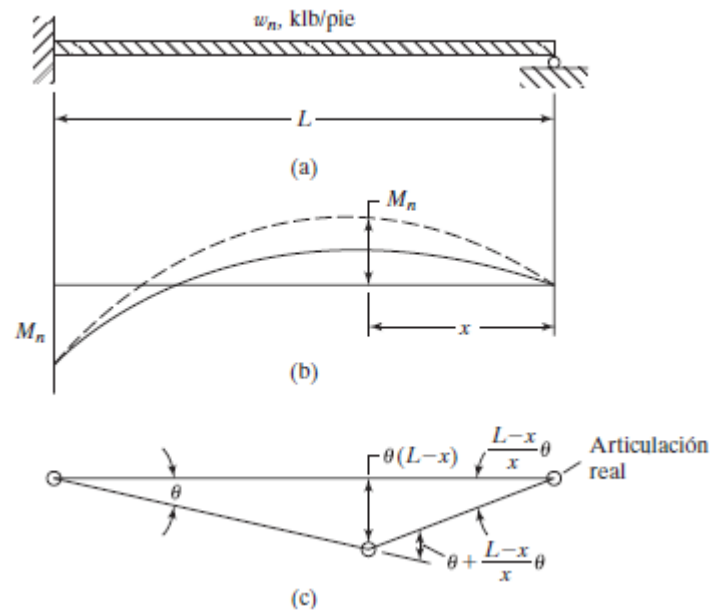


Figura III-14: (a) Viga empotrada en un extremo y apoyada en el otro con carga uniformemente distribuida (b) Diagrama de momento de viga empotrada en un extremo y apoyada en el otro con carga uniformemente distribuida (c) Trabajo virtual del mecanismo de falla de una viga empotrada en un extremo y apoyada en el otro con carga uniformemente distribuida.

3.10 Métodos de análisis para el diseño de estructuras de acero

La especificación AISC proporciona 2 métodos aceptables para el diseño de miembros estructurales de acero, los cuales son: Diseño con factores de carga y resistencia (LRFD: Diseño con Factores de Carga y Resistencia) y Diseño por esfuerzos permisibles (ASD: Diseño por Esfuerzos Permisibles).

Para ambos métodos el margen establecido entre la resistencia y las cargas en problemas reales, tiene como alcance la reducción de una ocurrencia de falla o una falta de servicio hasta un valor relativamente pequeño.⁵

⁵ McCormac, Jack C. & Cernak, Stephen F. (2015). Diseño de estructuras de acero. México: Alfaomega Grupo Editor, S. A. de C. V. p. 51.

3.10.1 Método LRFD: Diseño con Factores de Carga y Resistencia

Es un método que se utiliza para el diseño de estructuras de acero. Se basa en la evaluación de series de estados límites (servicio y resistencia), que se obtienen mediante comparaciones de esfuerzos cortantes, momentos flectores y cargas axiales. La resistencia nominal se multiplica por un factor de resistencia, en la mayoría de las veces menor que 1.0.

3.10.1.1 Combinaciones de carga.

Se forman grupos posibles de cargas de servicio, y dichas cargas se multiplican por un factor de carga, generalmente mayor que 1.0. La magnitud del factor refleja la incertidumbre de la carga específica. El resultado de cada una de las combinaciones de carga se llama carga factorizada, y la mayor de estas es la que se utiliza en los cálculos de momentos, cortantes, entre otras. Dicha carga factorizada debe ser menor que la resistencia nominal multiplicada por su factor de resistencia.

$$\phi R_n \geq R_u$$

Las siguientes combinaciones de carga están basadas en el ASCE 7:

1. $U = 1.4D$
2. $U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
3. $U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (L^* \text{ o } 0.5W)$
4. $U = 1.2D + 1.0W + L^* + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
5. $U = 1.2D + 1.0E + L^* + 0.2S$
6. $U = 0.9D + 1.0W$
7. $U = 0.9D + 1.0E$

Donde:

$U = \text{Carga factorizada de diseño}$

$D = \text{Carga muerta}$

$L = \text{Carga viva de ocupación}$

$L_r = \text{Carga viva del techo}$

$S = \text{Carga de nieve}$

$R = \text{Carga nominal debido a la precipitación pluvial}$

$W = \text{Carga de viento}$

$E = \text{Carga de sismo}$

*: El factor de L debe tomar el valor de 1.0 para pisos en lugares de reuniones públicas, para cargas vivas que sobrepasan a 100 lb/pie² y para cargas vivas de los garajes de estacionamientos. Para otras cargas vivas el factor es igual a 0.5.

Los valores de carga de servicio D, L, L_r, S, R, W y E son valores medios. Las combinaciones de cargas reflejan valores de recurrencia de 50 años para diferentes cargas transitorias. Dichos valores dados por el ASCE 7 son valores mínimos, es decir se pueden utilizar valores mayores si son necesarios.

A continuación, se presentan algunas observaciones con respecto a la aplicación de las combinaciones del método LRFD:

1. Al seleccionar las cargas de diseño, debe haber suficiente holgura en las condiciones de impacto antes de que las cargas se sustituyan en las expresiones de las combinaciones.
2. Las combinaciones 6 y 7 se usan para la posibilidad de subpresión. Esta condición se utiliza para cubrir casos que desarrollan fuerzas de tensión debido a momentos de volteo.

3.10.2 Método ASD: Diseño por Esfuerzos Permisibles

Es un método que se utiliza para el diseño de estructuras de acero. Se basa en la verificación de que las tensiones inducidas en los elementos estructurales, no sean mayores a la tensión admisible.⁶ La resistencia nominal se divide entre un factor de seguridad, en la mayoría de las veces mayor que 1.0.

3.10.2.1 Combinaciones de carga.

Las cargas de servicio en este método no se multiplican por factores de carga o de seguridad, dado que se acumulan para diversas combinaciones factibles, en los que los mayores valores obtenidos se utilizan para el cálculo de las fuerzas en los miembros. Estas fuerzas totales no deben ser mayores que las resistencias nominales de los miembros, divididas por factores de seguridad apropiados a estos.

$$\frac{R_n}{\Omega} \geq R_a$$

Las siguientes combinaciones de carga están basadas en el ASCE 7:

1. $U = D$
2. $U = D + L$
3. $U = D + (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
4. $U = D + 0.75L + 0.75(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
5. $U = D + (0.6W \text{ o } 0.7E)$
6. (a) $U = D + 0.75L + 0.75(0.6W) + 0.75(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
 (b) $U = D + 0.75L + 0.75(0.7E) + 0.75(S)$
7. $U = 0.6D + 0.7W$
8. $U = 0.6D + 0.7E$

⁶ Crisafulli (2013). Diseño sismorresistente de construcciones de acero. Tercera Edición. Argentina: alacero, p.10.

CAPÍTULO IV: CRITERIOS PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS EDIFICIOS

Al realizar el diseño estructural de un edificio, se debe cumplir con el objetivo de proporcionar soluciones por medio del aprovechamiento óptimo de los materiales y de las técnicas constructivas disponibles, brindando un buen comportamiento a la estructura y una seguridad adecuada contra la ocurrencia de fallas.

La primera etapa del diseño estructural es la estructuración, donde se definen la geometría general de la estructura en planta y elevación, se establecen los materiales a emplear y se determina la ubicación de los elementos que integrarán el sistema estructural, proponiendo sus secciones y dimensiones. Posterior a dicha etapa, se evalúan las cargas que actuarán en la estructura, determinando las fuerzas y deformaciones actuantes en los elementos que conforman el sistema estructural. Finalmente, se establecen las dimensiones definitivas de las secciones propuestas.

4.1 Estructuración de edificios

4.1.1 Diseño conceptual

Existen algunos criterios de estructuración sísmica que deben tomarse en cuenta en el diseño estructural de edificios, para lograr un efectivo comportamiento de los mismos ante eventos sísmicos. Estos criterios son descritos a continuación.

4.1.1.1 Criterios generales de estructuración sísmica.

- El edificio debe poseer poco peso.

Este criterio es una respuesta a las acciones sísmicas, ya que durante estos fenómenos se producen fuerzas inerciales en la estructura que dependen del aumento en la masa del edificio, las cuales podrían ocasionar el pandeo de la estructura; por lo que es importante que la estructura posea el menor peso posible.

– Regularidad en planta y elevación.

La configuración estructural que se busca en los edificios a diseñar, es la regularidad en planta y elevación. La norma NTDS establece que el método estático equivalente puede ser utilizado efectivamente en estructuras regulares menores de setenta metros de altura, a excepción de las que se encuentren ubicadas sobre un tipo de suelo S_4 con un periodo fundamental mayor a 0.7 segundos y, en edificaciones que presenten irregularidades, siendo estas no mayores a cinco niveles o veinte metros de altura. Es debido a ello, que para el análisis y diseño de edificios se deberán tomar a consideración tales características.

La regularidad en planta y elevación se presenta cuando el edificio cuenta con sencillez y simetría, tanto geométrica como estructural.

– Sencillez geométrica.

La sencillez que posee un edificio con respecto a su configuración geométrica debe representar beneficios con respecto a su comportamiento estructural ante la acción de un sismo, esta se ve reflejado si su forma posee configuraciones paralelas entre sus ejes.

Una estructura se definirá como sencilla si es planteada de manera simple, es decir, no posee gran cantidad de entrantes, salientes y vanos. Las entrantes o salientes son una característica muy común de la configuración general de un edificio, que en planta tiene forma de L, H, U, T o planta en cruz, tal como se muestra en la figura IV-1, en la cual no se ve reflejada una configuración geométrica sencilla.

Estas formas irregulares plantean dos problemas: Por un lado tienden a producir variaciones de rigidez y, por otro, producen movimientos diferenciales entre las partes del edificio, causando una concentración de esfuerzos en la esquina entrante.

Una ventaja de que la estructura sea geométrica regular en planta, es que los elementos perimetrales proporcionan rigidez y resistencia, en cambio en una planta geométrica irregular, los efectos de torsión ocasionan concentraciones de esfuerzos y deformaciones en los elementos perimetrales.

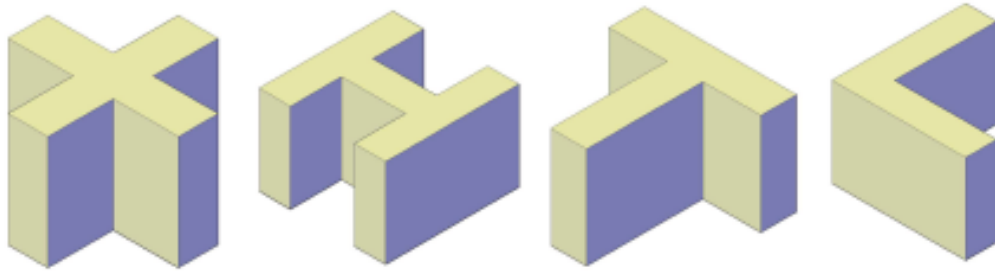


Figura IV-1: Ejemplos de plantas de forma irregular.

A partir de la configuración geométrica en planta del edificio, se puede definir su configuración geométrica en elevación, refiriéndose a ésta como el tamaño, la proporción y forma del edificio en cada nivel. Las irregularidades verticales ocasionan cambios bruscos de rigidez y masa entre pisos consecutivos, lo que se traduce en fuertes concentraciones de esfuerzos (ver figura IV-2). Deben evitarse en lo posible, los escalonamientos y tratar que los cambios de un nivel a otro sean lo más suave posibles, sobre todo en edificaciones de gran importancia como hospitales y centros de salud. (Grases et al. 1987; Arnold & Reitherman, 1982)



Figura IV-2: Irregularidad en elevación: Cambio abrupto en la geometría.

- Sencillez estructural.

En cuanto a la sencillez que posee un edificio de forma estructural, esta dependerá de la incorporación de los elementos verticales sismorresistentes.

- Simetría geométrica.

La simetría geométrica es manifestada en una estructura cuando existen propiedades geométricas iguales a ambos lados de los ejes principales de referencia, o por lo menos en uno de éstos. Es decir, que al considerar un eje de referencia, llamado eje de simetría, éste hace corresponder exactamente la forma, tamaño, posición y propiedades de cada una de las partes.

- Simetría estructural.

Una estructura posee simetría estructural en planta cuando el centro de cortante y el centro de rigideces se encuentran localizados en un mismo punto, es decir que no existe excentricidad.

Para lograr simetría en la rigidez, la distribución de los elementos sismorresistentes debe ser simétrica.

4.1.1.2 Criterios específicos de estructuración sísmica.

Estos criterios son enfocados a los elementos que componen el edificio y, deben ser regulados para definir su eficiencia ante una demanda sísmica. La NTDS presenta algunas definiciones y requerimientos para considerar una estructura como regular o irregular, las cuales son descritas dentro de las propiedades siguientes.

4.1.1.2.1 Propiedades geométricas.

Se consideran el tamaño y la proporción del edificio; además, de su forma en planta y elevación, evaluando las dimensiones de entrantes, salientes y vanos.

- Tamaño y proporción del edificio.

El tamaño del edificio es la longitud máxima del mismo y, su proporción es la relación geométrica de las dimensiones, tanto en planta como elevación. Los edificios se clasifican de acuerdo a su altura en: edificios de baja altura, altura moderada y de gran altura.

Son considerados edificios de baja altura, aquellos que poseen menos de dieciocho metros de altura o seis niveles como máximo, comúnmente son destinados para el uso de casas, oficinas, escuelas y edificios institucionales no muy altos con respecto a sus dimensiones laterales menores. Los edificios de altura moderada, están comprendidos entre una altura de veintiún metros a sesenta metros, proporcionando estructuras de siete niveles como mínimo y un máximo de veinte niveles. Finalmente, los edificios de gran altura, se definen como aquellos que poseen una altura mayor a setenta metros, siendo su altura mínima correspondiente a veinte niveles.

El análisis comparativo de los métodos estático equivalente y diseño por desempeño sísmico se desarrollará con estas consideraciones de tamaño de edificios, proponiendo un edificio de baja altura comprendido de cuatro niveles, un edificio de altura moderada de once niveles y finalmente un edificio de gran altura de veinte niveles.

Uno de los aspectos importantes a considerar en la selección del tamaño del edificio, es su influencia directa con respecto al periodo de oscilación, ya que si aumenta la altura, aumentará el periodo. También, su altura también tiene gran influencia en el sistema estructural que se adopta, ya que de esto depende la estabilidad del mismo. En edificios de altura media, la propia estructura de acero puede aportar la estabilidad necesaria, pero en edificios de gran altura, se suelen adoptar núcleos de concreto o arriostramientos de acero colocados estratégicamente. Dentro de los sistemas estructurales que aportan estabilidad a un edificio son las estructuras rígidas y las estructuras arriostradas.

Las estructuras rígidas se pueden utilizar en edificios de baja altura, de manera que las uniones de viga – columna aporten resistencia a flexión y rigidez para soportar las cargas horizontales. Siendo esto posible con vigas de claros relativamente grandes y columnas con dimensiones enormes para resistir momentos aplicados.

Las estructuras de acero arriostradas se suelen utilizar comúnmente en edificios de mediana altura. Estos sistemas son utilizados para resistir desplazamientos laterales. Los tipos de arriostramientos que a menudo se usan son en forma de arriostramiento diagonal completo X, en forma de K, el cual proporciona mayor libertad para la colocación de

aberturas que el sistema X, forma de V o V invertida (Ver figura IV-3). Cuando el arriostramiento en X es inaceptable para el uso del edificio, puede reemplazarse por arriostramientos en la forma de estructuras estabilizadoras.

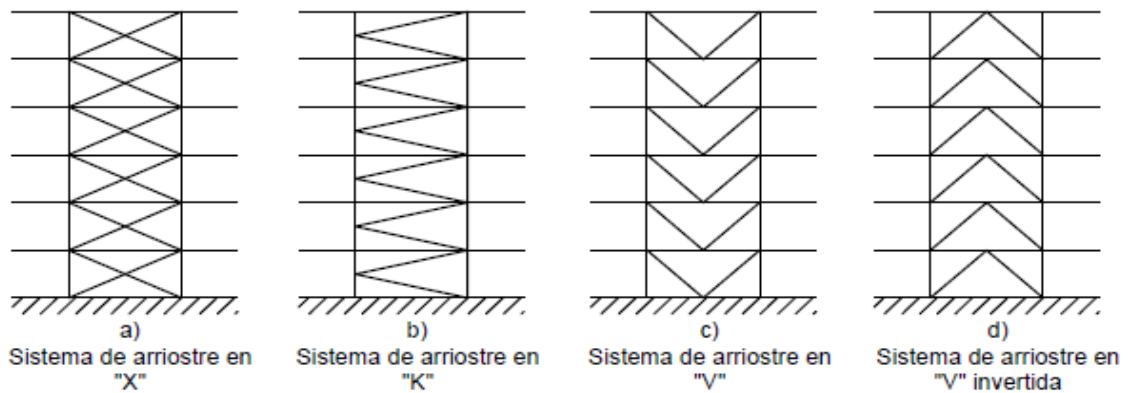


Figura IV-3: Tipos de arriostramientos más utilizados.

En cuanto a la proporción del edificio, este debe cumplir con ciertos requerimientos (ver figura IV-4), ya que si un edificio es demasiado largo, tardará en disipar la energía ante la presencia de un sismo, y se agrietarán las losas. Por lo tanto, algunas de las consideraciones que deben hacerse es que la relación de su altura a la dimensión menor de su base no debe ser mayor a cuatro y, la relación de largo a ancho de la base no sobrepase de 2.5.

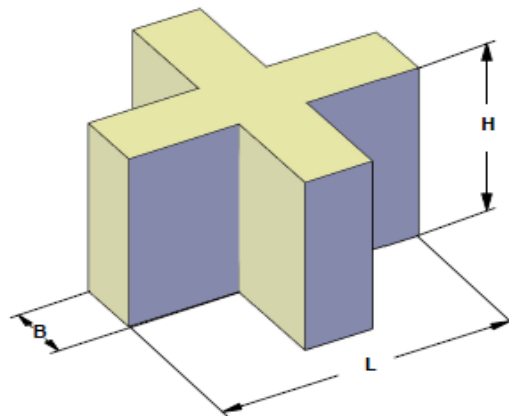


Figura IV-4: Tamaño y proporción del edificio donde: $\frac{H}{B} < 4$ y $\frac{L}{B} < 2.5$.

- Esquinas entrantes y salientes.

La configuración en planta de una estructura y su sistema resistente a fuerzas laterales contiene una irregularidad de esquinas entrantes, cuando ambas proyecciones de la estructura más allá de una esquina entrante sean mayores que el 15% de la dimensión en planta de la estructura en la dirección considerada y, posee una irregularidad de equinas salientes cuando estas son mayores al 20% (ver figura IV-5).

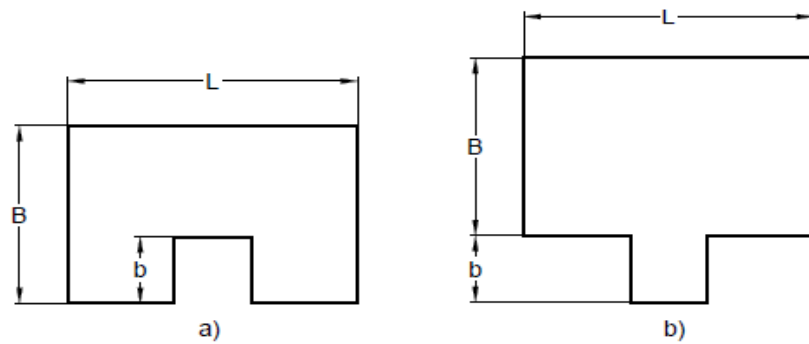


Figura IV-5: a) Esquema de entrante. Es irregular si $b > 15\%B$ b) Esquema de entrante. Es irregular si $b > 20\%B$.

- Irregularidad geométrica vertical.

Esta irregularidad se presenta cuando la dimensión horizontal del sistema resistente a cargas laterales en cualquier entrepiso es mayor que el 130% de la de un entrepiso consecutivo (ver figura IV-6).

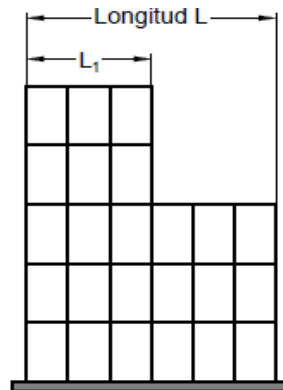


Figura IV-6: Irregularidad geométrica vertical.

4.1.1.2.2 Propiedades de masa.

La norma NTDS establece que existe irregularidad en el edificio cuando la masa efectiva de cualquier piso es mayor al 150% del piso de la masa de un piso consecutivo y, no se considera irregularidad en la masa cuando el techo sea más liviano que el piso inferior (ver figura IV-7).

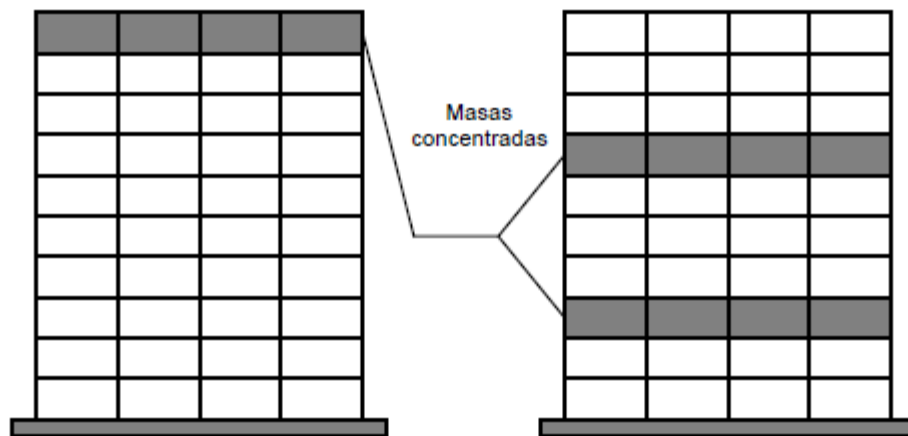


Figura IV-7: Irregularidad en altura: Cambio abrupto en la masa.

La concentración de masa en altura aumenta la vulnerabilidad de las estructuras frente a sismos. Esta concentración puede depender de la configuración en planta de entrantes, salientes y vanos; ya que significa el aumento o disminución de masa del edificio.

Los voladizos deben configurarse de manera que no produzcan mucha asimetría en planta del edificio y no sean demasiado largos; dado que estos elementos no proporcionan rigidez a la estructura y desplazan el centro de masa debido a su peso.

4.1.1.2.3 Propiedades de rigidez.

Los edificios deben poseer una configuración de elementos estructurales que le confiera rigidez y resistencia a cargas laterales en cualquier dirección; por lo cual se debe procurar una distribución uniforme de dichos elementos y buscar que el centro de rigidez se encuentre lo más cerca posible del centro de masa, evitando de la misma manera grandes excentricidades.

Los núcleos rígidos, generalmente utilizados para escaleras y ascensores producen una alta concentración de rigidez al interior del edificio, dejando desprotegido el edificio, que es el que está sometido a mayores fuerzas sísmicas, por lo que deben evitarse.¹

Otros elementos que producen irregularidades en las estructuras, afectando su resistencia y rigidez son los que describe la NTDS y, se detallan a continuación.

- Entrepiso flexible.

Existe irregularidad en la rigidez cuando el entrepiso es flexible, es decir, si la rigidez lateral es menor del 70% que la del entrepiso superior o menor que el 80% del promedio de las rigideces de los tres entrepisos superiores.

- Entrepiso débil.

Un entrepiso es débil cuando su resistencia es menor que el 80% que la del entrepiso superior (ver figura IV-8). Resistencia de entrepiso es la resistencia total de todos los elementos resistentes a sismo que comparte el cortante de entrepiso en la dirección en consideración (NTDS, 1997).

¹ Alvarado Salguero, O. Jiménez Velasco, R. & Pineda Renderos, S. (2008). *Influencia de la estructuración sísmica en el proceso del diseño estructural en edificios: Criterios estructurales*. Tesis de Ingeniería Civil no publicada, Universidad de El Salvador, El Salvador.

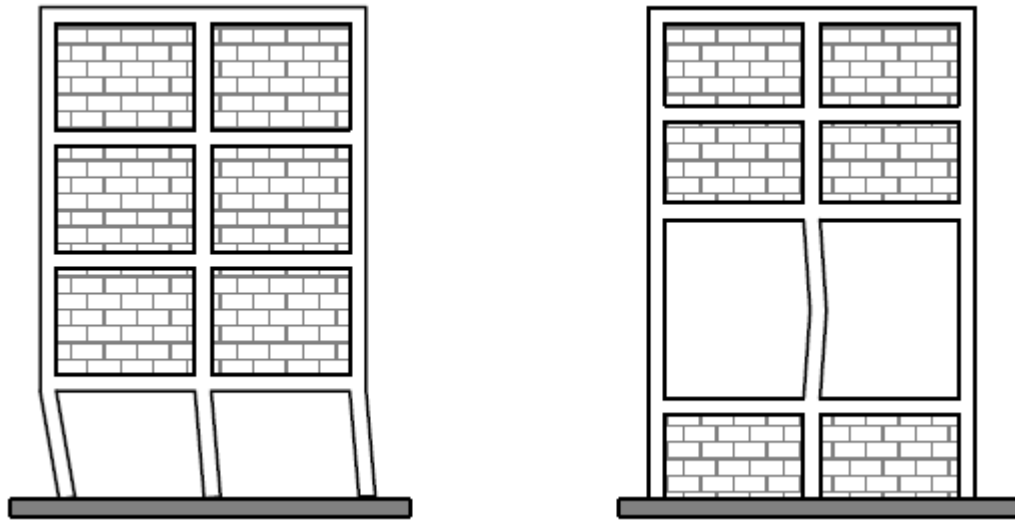


Figura IV-8: Entrepiso débil.

- Discontinuidad del diafragma.

Se generan discontinuidades en los diafragmas cuando existen variaciones de rigidez; esto es debido, a que las estructuras pueden contener aberturas o vanos mayores que el 50% del área bruta de la planta del edificio.

- Columna fuerte – viga débil.

El objetivo fundamental es tratar de diseñar columnas con mayor capacidad resistente y disipación de energía que las vigas, para que ante la acción de un evento sísmico los mecanismos de falla que se formen, sean los más deseables, es decir, tengan un buen comportamiento sísmico; si es el caso contrario, que las columnas no poseen la mayor capacidad resistente y disipación de energía que las vigas, hay probabilidad que se formen en los elementos mecanismos indeseables que pueden conducir al colapso prematuro de la estructura, por lo que es requisito que los miembros horizontales fallen antes que los verticales permitiendo de esa manera el retraso del colapso total de la estructura.

4.2 Análisis estructural

Al ser evaluadas las cargas que actúan sobre la estructura por medio de cada una de las acciones presentes en el sistema, se procede al análisis sísmico, donde se determinarán las fuerzas y deformaciones actuantes en los elementos que conforma el sistema estructural. Posterior ha dicho análisis, se procede al diseño de los elementos sismorresistentes basados en la aplicación del método de diseño para las estructuras de acero: Diseño con Factores de Carga y Resistencia última, el cual establece combinaciones básicas de cargas de la estructura.

4.2.1 Combinaciones de carga

Es necesario hacer uso de las combinaciones de cargas para poder evaluar el sismo derivado de la aplicación directa de fuerzas laterales en la estructura. Los casos básicos de combinaciones de carga para edificaciones de acero fueron establecidos en la sección 3.10.1.1. Para que el programa realice dicha evaluación y diseño de la estructura, se puede hacer uso de las combinaciones de carga creadas, de tal forma que sometan a la estructura ante una fuerza lateral de 100% de su valor en una dirección y del 30% de su valor en la otra dirección, en cualquiera de los ejes ortogonales X o Y. Otra forma de realizar tal evaluación es mediante las combinaciones de cargas predeterminadas por el programa de computadora, los cuales se encuentran basados en el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (RCSC), que consiste en la aplicación de un cálculo probabilístico, el cual es utilizado principalmente en los análisis efectuados por computadora, tal como lo establece la sección 6.1.4 de la NTDS, donde describe que para considerar los efectos en dos direcciones ortogonales pueden ser combinados en base a dicho método, ya que ETABS no considera directamente las fuerzas sísmicas actuando en un 100% en una dirección y el 30% en la dirección perpendicular a ésta.

4.3 Análisis modal espectral

4.3.1 Sismo de diseño

El sismo de diseño produce movimientos del terreno en un sitio bajo consideración que tienen una probabilidad de 10% de no excederse en 50 años.

En la mayoría de países, este sismo de diseño se establece en sus normativas determinándose mediante los espectros de diseño, en los cuales se cumplen las condiciones geotécnicas para un edificio en particular. El espectro de diseño sísmico actual en El Salvador fue desarrollado a partir del estudio de peligro sísmico realizado por la Universidad Autónoma de México en 1993.²

El espectro de diseño es base fundamental para el análisis sísmico por desempeño en programas computacionales. Dependiendo del periodo del sitio en la edificación analizada, con respecto al periodo fundamental de vibración, se calcula el coeficiente sísmico modal, el cual es necesario para la obtención de dicho sismo de diseño.

El análisis dinámico clasifica ciertos aspectos importantes de las características de respuesta dinámica de la estructura que no son fáciles de visualizar en el procedimiento de la fuerza lateral estática. Este procedimiento fue desarrollado para establecer la distribución de las fuerzas en estructuras que poseen entrantes severas, configuraciones inusuales y con variaciones significativas de piso.

La NTDS establece las siguientes condiciones para el cálculo del coeficiente sísmico:

$$\text{Si } T < \frac{T_0}{3}$$

$$C_s = \frac{IA}{R} \left[1 + \frac{3(C_0 + 1)T}{T_0} \right] \quad [\text{Ec. IV-1}]$$

² Singh S.K., Gutierrez C., Arboleda J. y Ordaz M (1993). “Peligro Sísmico en El Salvador”, Universidad Autónoma de México, México.

$$\text{Si } \frac{T_0}{3} \leq T \leq T_0$$

$$C_s = \frac{IAC_0}{R} \quad [\text{Ec. IV-2}]$$

$$\text{Si } T_0 \leq T \leq 4.0 \text{ seg}$$

$$C_s = \frac{IAC_0}{R} \left(\frac{T_0}{T} \right)^{2/3} \quad [\text{Ec. IV-3}]$$

$$\text{Si } T > 4.0 \text{ seg}$$

$$C_s = \frac{2.5IAC_0T_0^{2/3}}{RT^{4/3}} \quad [\text{Ec. IV-4}]$$

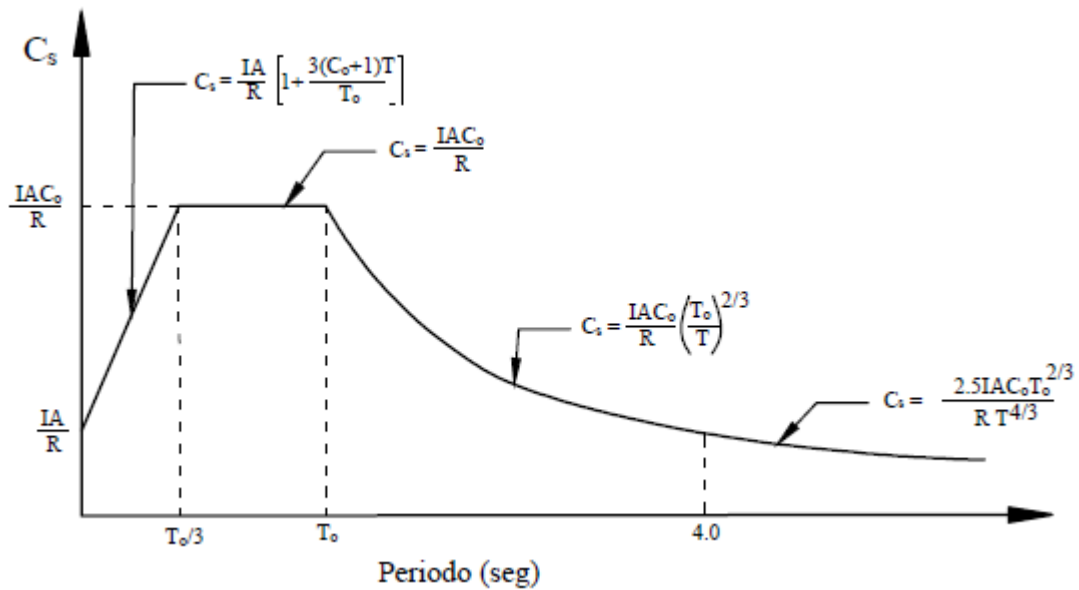


Figura IV-9: Espectro de Diseño (NTDS).

Basados en la UBC'94, el espectro de diseño se obtiene graficando diferentes periodos de tiempo versus las aceleraciones espectrales correspondientes, según el tipo de suelo correspondiente en la edificación (ver figura IV-10); la UBC'97 presenta dicho espectro utilizando coeficientes de velocidad y aceleración específicos, el cual es detallado en el anexo A.

Las condicionantes del coeficiente sísmico que se utiliza para el cálculo de la aceleración espectral son únicamente los periodos correspondientes a las transiciones de la aceleración constante hacia la velocidad constante del terreno y, el coeficiente específico del sitio. El coeficiente sísmico de la UBC'94 al igual que el de la NTDS, se utiliza para el cálculo del cortante basal en la edificación, los cuales pueden determinarse a través de las ecuaciones siguientes:

Ecuación del cortante basal.

$$V = \frac{ZIC}{R_w} W \quad [\text{Ec. IV-5}]$$

Donde:

Z = Factor de zonificación sísmica

I = Factor de importancia

R_w = Factor de respuesta sísmica

C = Coeficiente sísmico

El coeficiente sísmico es igual:

$$C = \frac{1.25S}{T^{2/3}} \quad [\text{Ec. IV-6}]$$

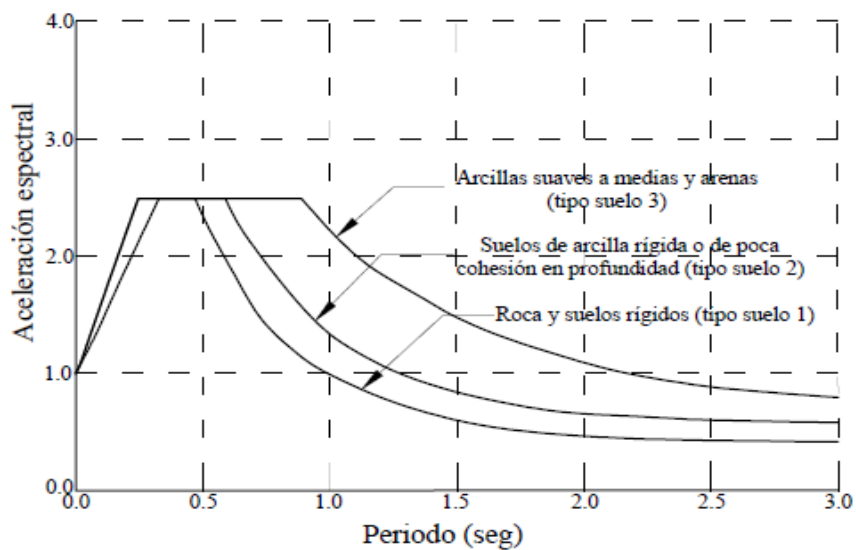


Figura IV-10: Espectro de Diseño (UBC, 1994).

4.4 Descripción de los edificios

4.4.1 Estructuración sísmica

– Edificio de baja altura

El edificio está destinado para el uso de apartamentos y está compuesto por dos cuerpos independientes, separados por una junta rígida, uno de estos, formado por ascensores y escaleras, por lo que es considerado un sistema aislado; que para efectos de comparación de los métodos no se tomará en cuenta en el análisis y diseño del mismo.

La subestructura de la edificación está formado por miembros de acero estructural y paredes de mampostería, además, cuenta con un área de construcción de 294.80 m^2 para cuatro niveles, cada nivel de 3.20 m, resultando una altura 12.80 m (ver figura VI-11). Es un edificio tipo cajón, considerado de baja altura porque cumple con el criterio de poseer menos de dieciocho metros de altura o seis niveles como máximo.

En cuanto a la regularidad en planta, posee una entrante distribuida; por lo tanto, no puede decirse que presenta sencillez geométrica, pero posee al menos un eje de simetría, por lo que su regularidad en planta es aceptable. A partir de la primera configuración antes mencionada, se deduce que no es sencillo geoméricamente en elevación, aunque presenta continuidad en todos los niveles, a excepción de la losa de techo, que no posee entrante (ver figuras IV-12 y IV-13). Por otra parte, el sistema sismorresistente presenta sencillez estructural, ya que está compuesto por elementos verticales distribuidos de manera uniforme en todos los niveles.

Finalmente, se considera dicha edificación como una estructura irregular aceptable, a pesar de que el cuerpo principal posea vanos para ductos eléctricos y una entrante en los primeros tres niveles que afectan a la rigidez de la estructura; sin embargo, cumple con los criterios descritos en la tabla IV-1.

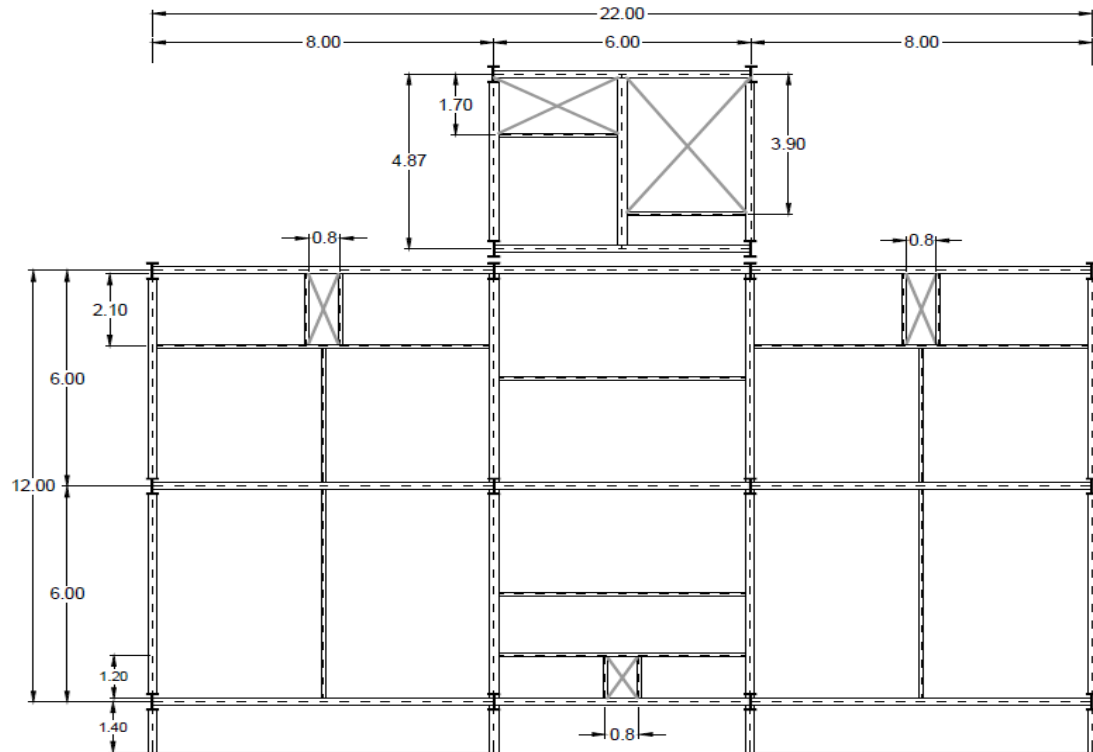


Figura IV-11: Planta del edificio de baja altura.

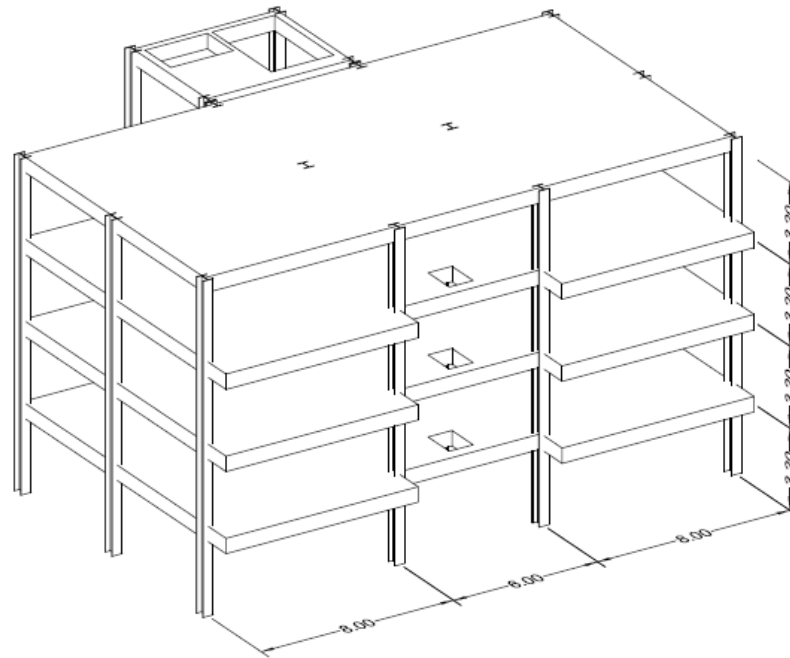


Figura IV-12: Tamaño y proporción del edificio de baja altura.

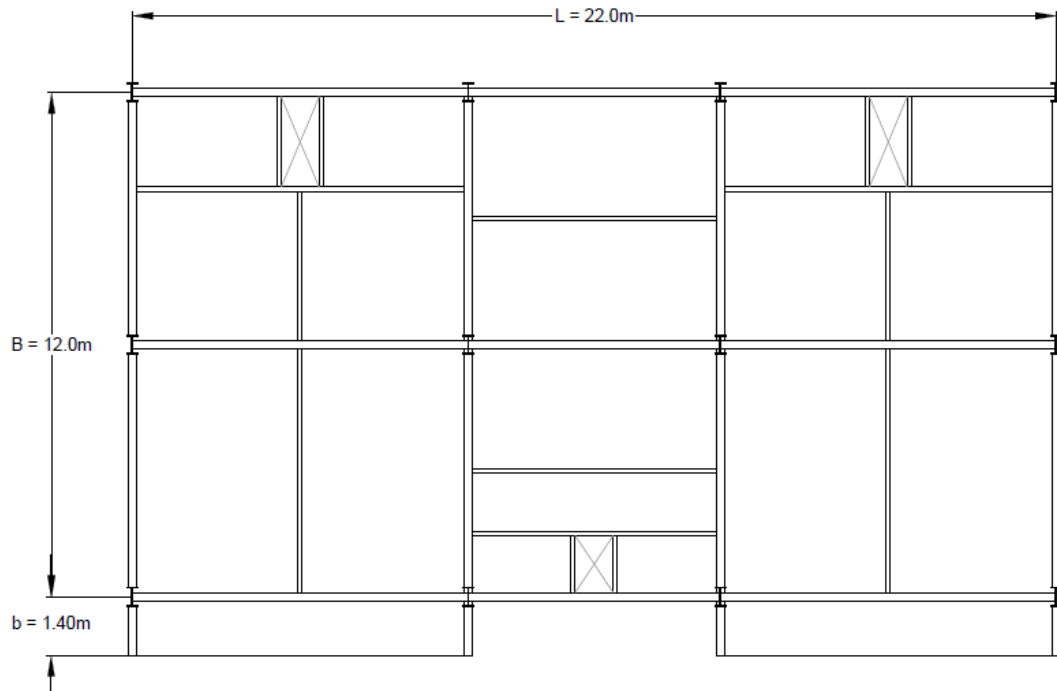


Figura IV-13: Configuración geométrica en planta del edificio de baja altura.

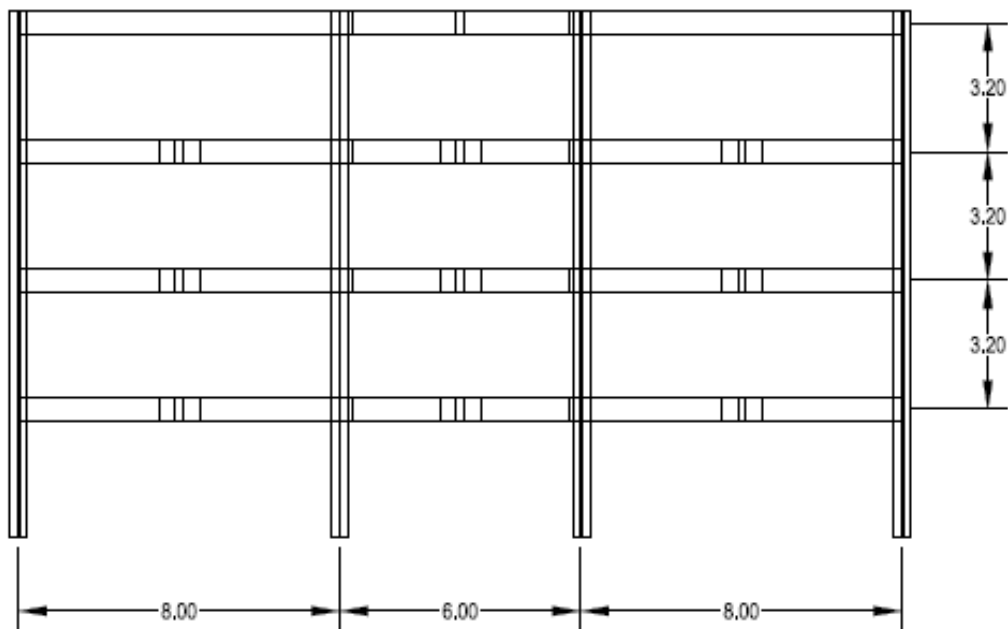


Figura IV-14: Configuración geométrica en elevación del edificio de baja altura.

– **Edificio de mediana altura**

Edificio destinado al uso de apartamentos, formado por miembros de acero estructural y paredes de mampostería. Cuenta con un área de construcción de 522 m^2 para once niveles, cada nivel de 3.50 m, a excepción del primer nivel que es de 6.0 m, resultando una altura 41.0 m (ver figura VI-15). Es un edificio tipo cajón, considerado de altura moderada, cumpliendo con el criterio de poseer menos de sesenta metros de altura o veinte niveles como máximo.

La regularidad en planta del edificio es aceptable, dado que posee un eje de simetría; además, cuenta con una entrante que se encuentra dentro de los parámetros dimensionales establecidos. Por lo cual, no es una estructura sencilla geoméricamente en elevación, aunque presenta continuidad en todos los niveles (ver figuras IV-16 y IV-17). Por otra parte, está compuesto por elementos verticales con las mismas secciones en cada nivel y que están distribuidos simétricamente, presentando sencillez estructural.

La edificación puede clasificarse como una estructura irregular aceptable, a pesar de que el cuerpo principal posea vanos para ascensores y escaleras, y una entrante que afectan a la rigidez de la estructura; pero, cumpliendo con los criterios descritos en la tabla IV-1.

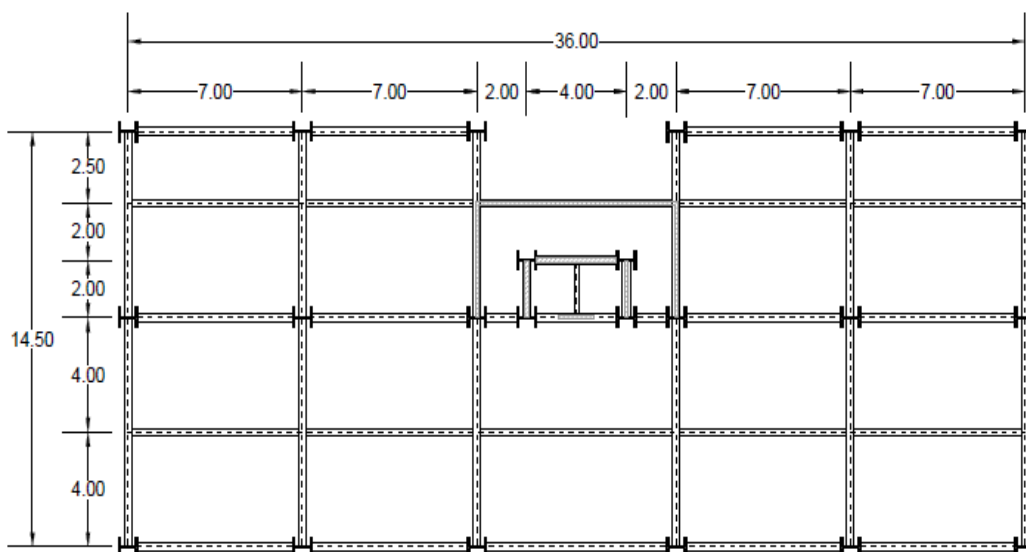


Figura IV-15: Planta del edificio de mediana altura.

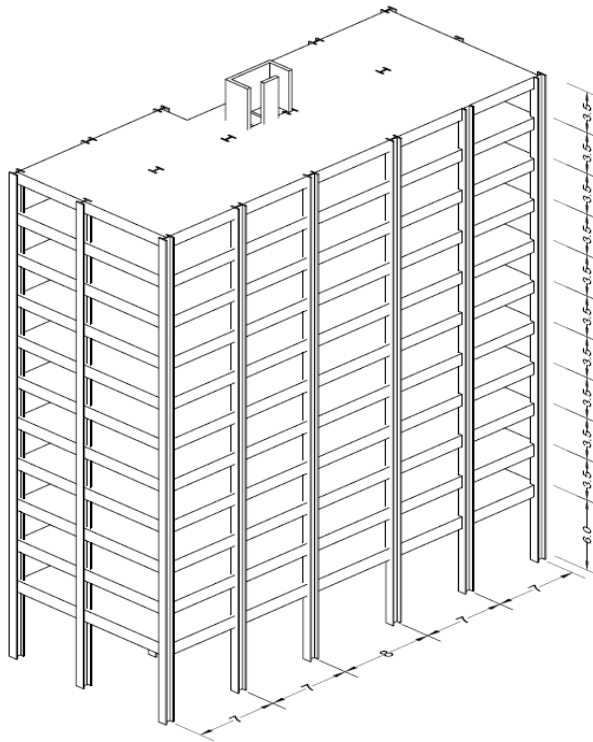


Figura IV-16: Tamaño y proporción del edificio de mediana altura.

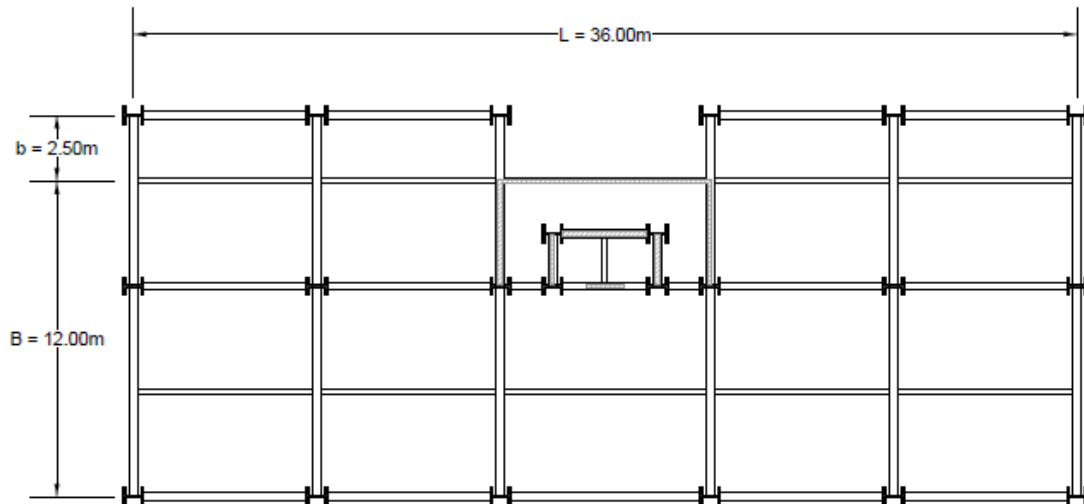


Figura IV-17: Configuración geométrica en planta del edificio de mediana altura.

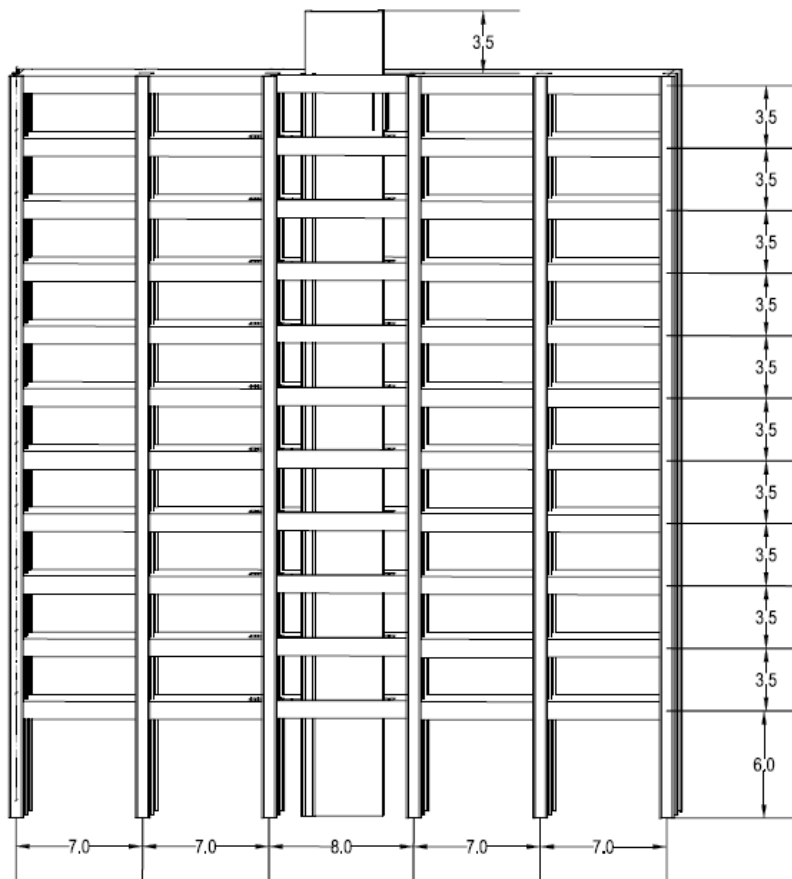


Figura IV-18: Configuración geométrica en elevación de mediana altura.

– Edificio de gran altura

Es un edificio destinado al uso de apartamentos, formado por miembros de acero estructural y paredes de mampostería. Cuenta con un área de construcción de $1044m^2$ para veinte niveles, cada nivel de 3.50m, a excepción del primer nivel que es de 6.0 m, resultando una altura $72.5m$ (ver figura VI-19). Es un edificio considerado de gran altura, cumpliendo con el criterio de poseer más de sesenta metros de altura y veinte niveles como mínimo.

Los criterios de estructuración sísmica basados en la configuración geométrica y estructural son los mismos descritos para el edificio de altura moderada.

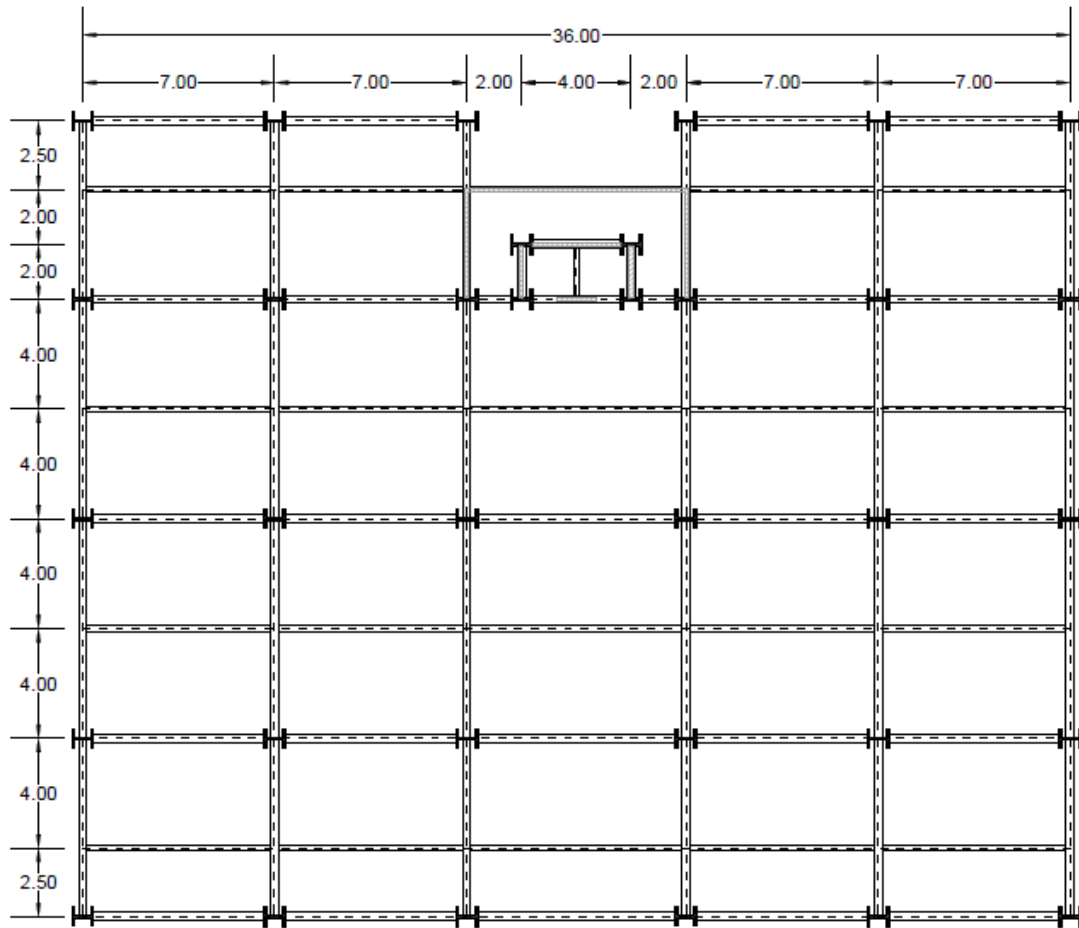


Figura IV-19: Planta del edificio de gran altura.

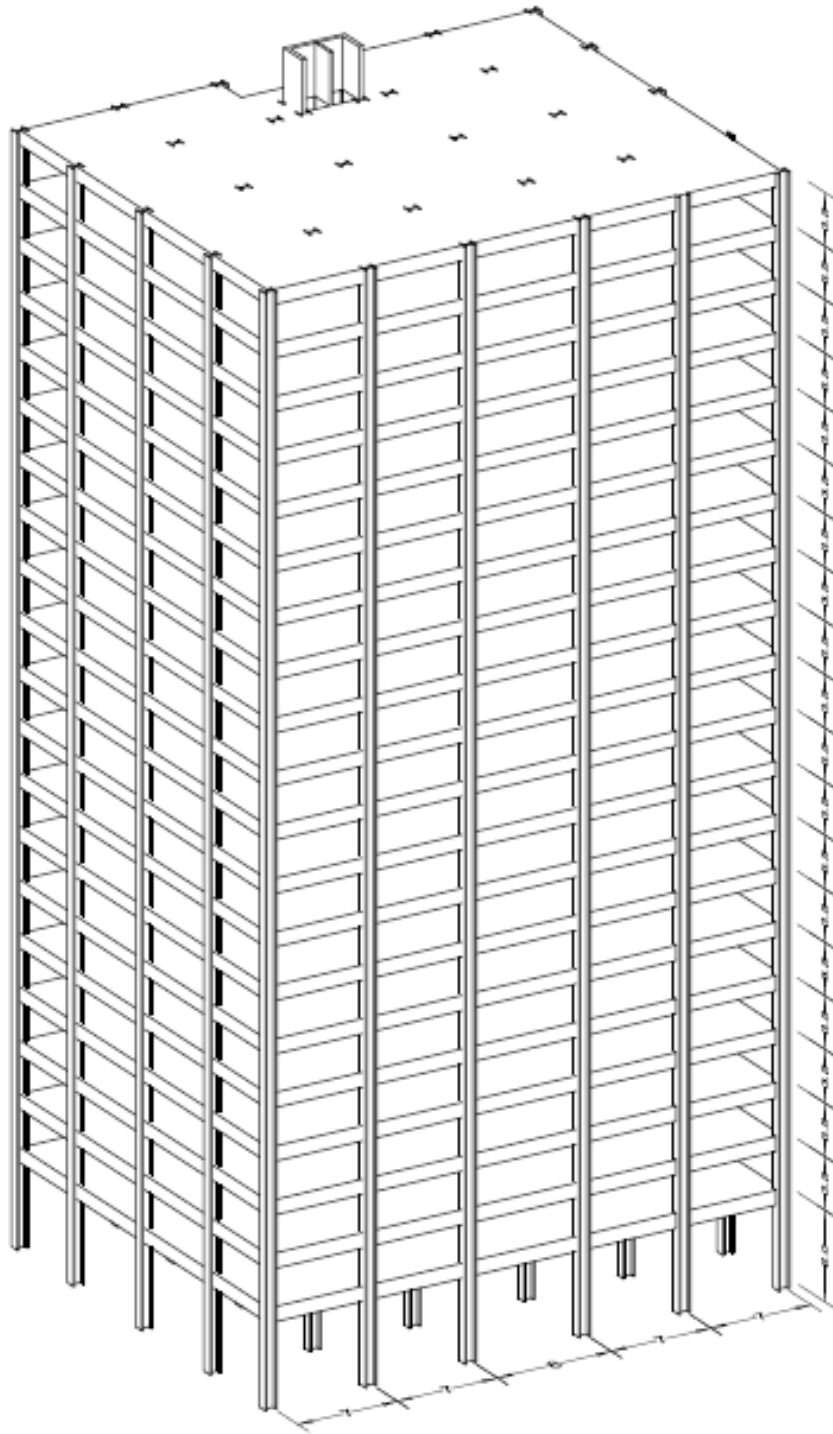


Figura IV-20: Tamaño y proporción del edificio de gran altura.

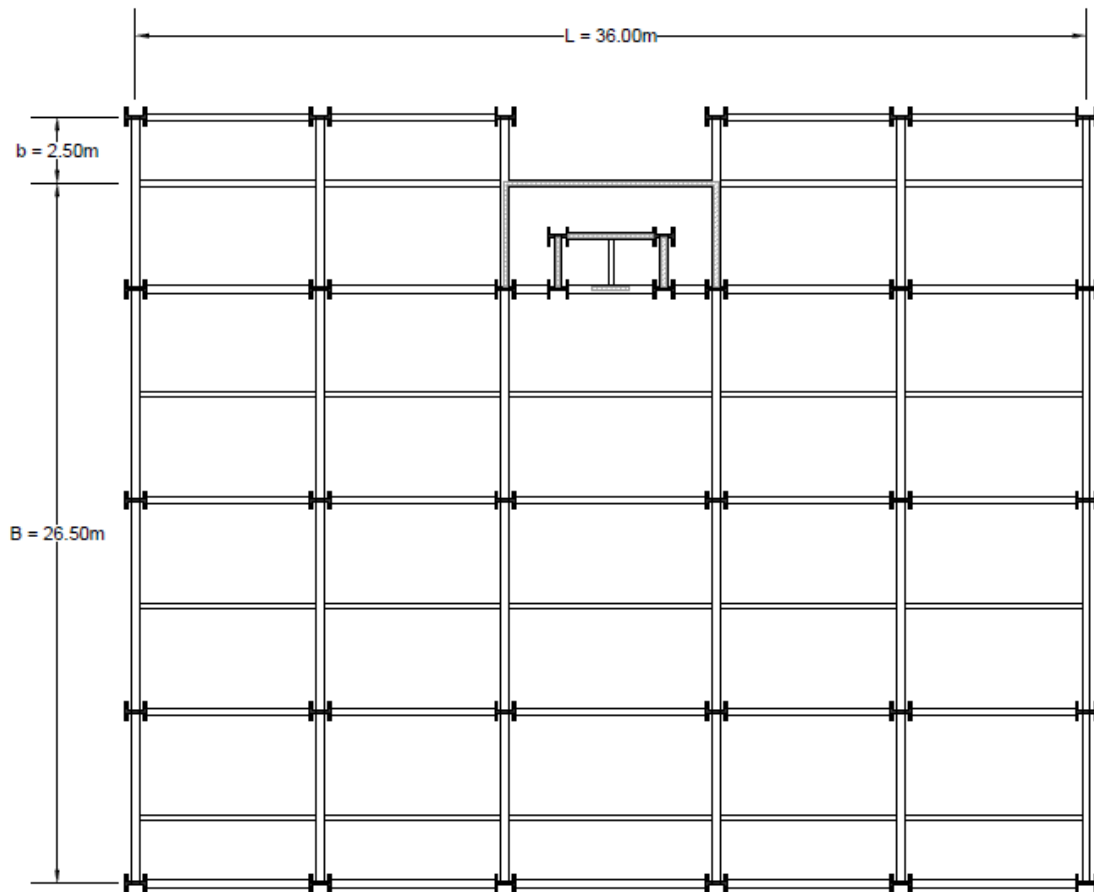


Figura IV-21: Configuración geométrica en planta de gran altura.

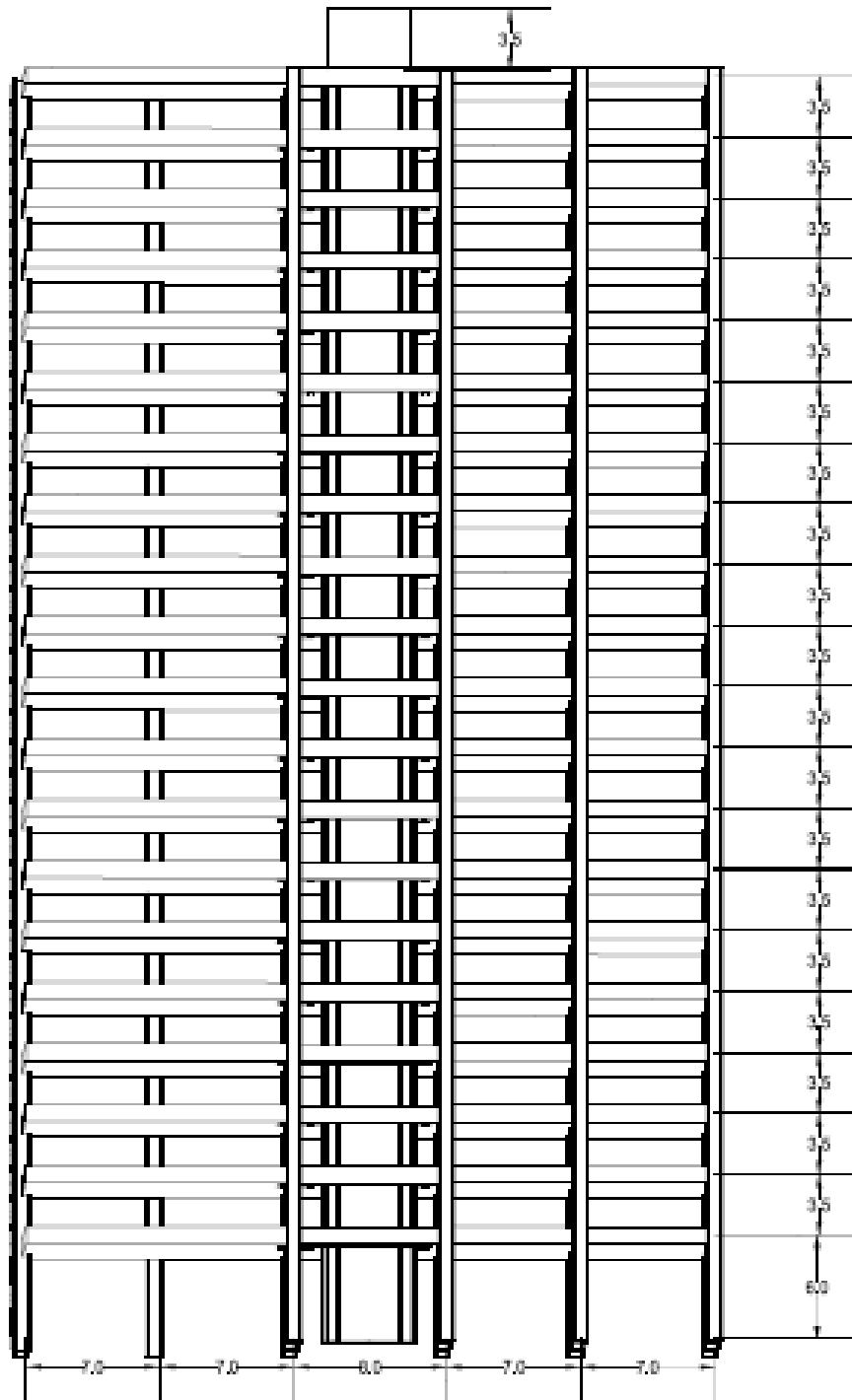


Figura IV-22: Configuración geométrica en elevación de gran altura.

Basados en los límites establecidos para los criterios de estructuración sísmica, la tabla IV-1 muestra que en cuanto a la proporción, los edificios cumplen con la relación entre la longitud y la base del cuerpo principal de no ser mayor a 2.5, a excepción del edificio de mediana altura, pero se encuentra dentro del parámetro de regularidad aceptable, por lo que se puede concluir que no es necesario el diseño de juntas.

Los edificios muy esbeltos tienden a tener problemas de volteo, de inestabilidad (efectos P- Δ) y de transmisión de cargas elevadas a la cimentación y al subsuelo, por lo que se recomienda que la relación de altura a la dimensión menor de la base sea menor que 4.0. Para el caso de los tres edificios propuestos cumplen con el criterio de inestabilidad de la estructura y con los límites en cuanto a las dimensiones de las entrantes.

Tabla IV-1: Criterios de estructuración sísmica correspondientes a cada estructura.

ESTRUCTURA	CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN		
	Proporción $\frac{L}{B_{min}} \leq 2.5$	Inestabilidad $\frac{H}{B_{min}} \leq 4$	Entrantes $\frac{b}{b+B} \leq 0.15$
Baja altura	1.833	1.067	0.1040
Mediana altura	3.000	3.417	0.1470
Gran altura	1.358	2.736	0.0862

4.4.2 Predimensionamiento

Para la selección de los elementos sismorresistentes se tomará en cuenta la forma predeterminada de autoselección que realiza el programa de computadora cuando se diseña, de manera que este itere cuantas veces sea posible, proporcionando miembros de acero estructural que posean la rigidez y resistencia para soportar las cargas aplicada a la estructura. Debido a que el programa no proporciona las secciones en forma simétrica, se seleccionarán algunas de ellas para tratar de cumplir con los criterios de estructuración sísmica en cuanto a la sencillez estructural. Se le asignarán factores de reducción de rigidez a las vigas (brazos rígidos); dado que, cuando dos miembros, tales como viga y una columna están conectadas en un punto, existe alguna superposición de las secciones cruzadas. En muchas estructuras, las dimensiones de los miembros son largas y la longitud

de la superposición puede ser una significativa fracción de la longitud total del elemento estructural. Algunos programas de computadora proveen la capacidad de definir el offset de la longitud final a lo largo de las longitudes de las secciones de los elementos, para que se puedan explicar estas dimensiones finitas de los elementos estructurales.

Para todas las estructuras propuestas se utilizará losas aligeradas tipo COPRESSA VT1 – 20, considerando para el edificio de baja altura una losa tipo armazón delgada (Shell thin), ya que posee losas en voladizos, a la cual se le debe asignar una malla de elementos finitos, que entre menor es la distancia entre estos elementos mejores serán los resultados, debido a que existirán más puntos de control; su única desventaja es que entre más cantidad de elementos, mayor será el tiempo de análisis en el programa computacional. Para los edificios de altura moderada y gran altura se asignará una losa tipo membrana, en la cual se utiliza el concepto de área tributaria para la descarga de los pesos propios de elementos y la sobrecarga de su uso; la principal ventaja de modelar un edificio utilizando este tipo de losa es que reduce el tiempo de análisis en los programas de diseño.

Las losas tendrán un diafragma rígido, debido a que este puede transmitir el desplazamiento a los elementos sismorresistentes a la misma vez, lo que facilita el análisis.

4.4.3 Materiales

– Edificio de baja altura

La resistencia del concreto que se emplea en los elementos estructurales es de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ alcanzada a los 28 días, y el acero a utilizar con una resistencia a la fluencia de $f_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$, grado 50.

– Edificio de mediana y gran altura

La resistencia del concreto que se empleara en las losas es de $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ alcanzada a los 28 días, y el acero estructural a utilizar con una resistencia a la fluencia de $f_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$, grado 50.

4.5 Evaluación de cargas actuantes en la estructura

Las cargas permanentes presentes en las estructuras son el peso propio de los materiales estructurales y las instalaciones de ocupación. Sin embargo, hay otras acciones presentes que atienden a la duración e intensidad máxima con que actúan, las cuales son las siguientes:

1. Cargas variables:

- Carga viva máxima de apartamentos: 170 Kg/m
- Carga viva instantánea de apartamentos: 120 Kg/m
- Carga viva máxima de techos con pendientes menores al 5%: 100 Kg/m
- Carga viva instantánea de techos con pendientes menores al 5%: 50 Kg/m

2. Cargas accidentales: Acciones sísmicas

Las cargas sísmicas aplicables a la estructura serán determinadas en base a las condiciones geotécnicas de la misma, mostradas en la tabla IV-2.

Tabla IV-2: Condiciones geotécnicas correspondientes a cada estructura.

ESTRUCTURA	CONDICIONES GEOTÉCNICAS			
	Factor de Zonificación Sísmica	Coefficiente de Sitio	Factor de Importancia	Sistema Estructural
Baja altura	ZONA 1	<i>Perfil de Suelo "S3"</i>	CATEGORÍA III (Edificio de Ocupación Normal)	SISTEMA "A"
Mediana altura	ZONA 1	<i>Perfil de Suelo "S3"</i>	CATEGORÍA III (Edificio de Ocupación Normal)	SISTEMA "C"
Gran altura	ZONA 1	<i>Perfil de Suelo "S4"</i>	CATEGORÍA III (Edificio de Ocupación Normal)	SISTEMA "C"

4.5.1 Proceso de bajado de carga

Para todos los edificios:

– Losa de entrepiso

Losa nervada (Unidireccional): VT1-20

CARGA MUERTA:

- Peso propio de la losa: 260 kg/m².
- Cerámica: 66 kg/m².
- C.F + I.E: 35 kg/m².
- Peso de losa adicional: 20 kg/m².
- Total: 381 kg/m².

Dado que el peso propio de la losa es tomada en cuenta por los programas de computadora a utilizar, el total de carga superficial muerta de la losa es la suma de los elementos adicionales, el cual para la losa que no poseen otros elementos a los descritos, es 121 kg/m². Este valor será definido en los set de carga de losa de entrepiso en el programa.

CARGA VIVA:

El peso superficial vivo máximo e instantáneo para una losa de entrepiso destinada al uso de apartamentos es de 170 kg/m² y 120 kg/m² respectivamente. El valor del peso superficial vivo máximo se definirá en los set de carga de losa de entrepiso en el programa.

– Losa de techo

Losa nervada (Unidireccional): VT1-20

CARGA MUERTA:

- Peso propio de la losa: 260 kg/m².
- Impermeabilizante: 15 kg/m².
- C.F + I.E: 35 kg/m².
- Peso de losa adicional: 20 kg/m².
- Total: 330 kg/m².

Tomando siempre en cuenta la consideración de que el programa computacional asume el peso propio de los elementos estructurales, el total de carga superficial muerta de la losa de techo quedara como la suma de los elementos adicionales, el cual resulta de 70 kg/m^2 . Siendo este valor definido en los set de carga de losa de techo en el programa.

CARGA VIVA:

El peso superficial vivo máximo e instantáneo para una losa de techo con pendientes menores al 5% es de 100 kg/m^2 y 50 kg/m^2 respectivamente. El valor máximo será definido en los set de carga de losa de entrepiso en el programa.

– **Pesos superficiales de elementos estructurales y no estructurales a considerar.**

Para el cálculo del bajado sísmico y la distribución de cargas en los elementos primarios y secundarios del sistema estructural, se toman en cuenta los siguientes pesos superficiales:

- Pared de mampostería de bloques de concreto de 15 cm: 220 kg/m^2 .
- Puertas o Ventanas: 35 kg/m^2 .

– **Distribución de cargas de paredes y de elementos no estructurales en losas y vigas.**

Edificio de baja altura

La tabla IV-8 muestra los resultados de los set de cargas en losas que se utilizarán en el programa computacional (ver anexo B), siendo estas distribuidas de la manera siguiente:

- Para las losas cercanas a los vanos de $0.8 \text{ m} \times 2.1 \text{ m}$, se le debe adicionar el peso generado por las paredes que están apoyadas directamente a ellas. El peso superficial de paredes de mampostería de bloques de concreto de 15 cm al ser multiplicado por la altura de entrepiso de 3.2 m y la longitud total de la suma de las partes de las paredes de 1.20 m, genera una valor de 844.8 kg. Este peso puntual debe distribuirse alrededor de toda la losa, la cual comprende un área delimitada

por vigas primarias y secundarias (3.6 m x 2.1 m). Al dividir el peso puntual de 844.8 kg entre el resultado del área descrita de 7.56 m², se obtiene un peso superficial de 111.75 kg/m², el cual es el peso adicional de losa que se agrega al peso muerto de la losa de 121 kg/m², generando un total de 232.75 kg/m², dicho valor será el set de cargas de losa con vanos grandes de 0.8m x 2.1m, definidos en el programa. A este set, se le adiciona el mismo valor de carga viva de 170 kg/m².

- Con respecto a la losa cercana al vano de 0.8 m x 1.2 m, se le debe adicionar el peso generado por la suma total de longitud de 3.3 m de paredes de 15 cm que están apoyadas directamente a ellas, obteniendo así, un peso puntual de 2323.2 kg. Este peso se distribuye alrededor de toda la losa, la cual su área es de 1.8 m x 6.0 m. Al dividir el peso de 2323.2 kg entre el resultado del área descrita de 10.4 m², se obtiene un peso superficial de 215.11 kg/m², al cual deberá agregarse el valor del set de losa de entrepiso, generando un total de 336.11 kg/m², siendo finalmente este el valor de carga muerta del set de cargas de losa cercana a los vanos de 0.8x1.2m, con un valor de carga viva de 170 kg/m².
- Además, existe una losa que presenta paredes de 15 cm y ventanearía, por lo tanto, se adiciona el peso puntual de 4400 kg de las paredes que no poseen ventanearía (con una longitud total de 6.25 m), con el peso puntual de 1372.8 kg de las paredes que si poseen ventanearía (su longitud total es de 2.4 m) y, el peso puntual total de ventanas (con peso superficial de 35 kg/m²) de 1.2 x 0.6 m, siendo este de 48.96 kg. La suma total de pesos puntuales es de 5821.76 kg, que dividido entre el área de 18 m² de la losa de 3 m x 6 m, proporciona un peso superficial de 323.43 kg/m², al que se le debe agregar el peso muerto de la losa de entrepiso, resultando un total de 444.43 kg/m², el cual será el valor para el set de cargas de losa delimitada por las vigas del eje D y C en el tramo 3-4.

Tabla IV-3: Cargas actuantes sobre losas correspondientes al edificio de baja altura.

SET DE LOSA	CARGA MUERTA (kg/m ²)	CARGA VIVA (kg/m ²)
Entrepiso	121	170
Azotea	70	100
Losa de vano 0.8 x 2.1m ²	221.31	170
Losa de vano 0.8 x 1.2m ²	457.71	170
Losa D,C tramo 3-4	444.43	170

Edificio de mediana y gran altura

La tabla IV-9 muestra los resultados de los set de cargas en losas correspondientes a los edificios de mediana y gran altura que se utilizaran en el programa computacional, estando estas distribuidas de la manera siguiente:

- Para la losa correspondiente al cuarto principal de 7.0 m x 4.0 m, se le debe adicionar el peso generado por la pared que está apoyada directamente en ella, la cual divide el dormitorio del baño principal, además de la puerta de acceso a esté. Se suma el peso puntual de 2310 kg de la longitud de pared de 15 cm de 3.0 m que no posee puerta, con el peso puntual de 330 kg de la longitud de pared de 1.0 m que si posee puerta y, el peso puntual de 70 kg de la puerta de 1.0 x 2.0 m. La suma total de pesos puntuales es de 2710 kg, siendo dividido entre el área de 28 m² de la losa de 7 m x 4 m, generando un peso superficial de 96.79 kg/m², al cual se le agrega al peso muerto de la losa de entrepiso, resultando un total de 217.79 kg/m², y este será el valor correspondiente al set definido en el programa como Losa cuartos 7x4. A este set, se le adiciona el valor de carga viva de 170 kg/m².
- Para las losas en las cuales se apoyan el cuarto de estudio y el cuarto de lavandería, se le debe adicionar el peso generado por la pared que está apoyada directamente en ella, la cual divide el respectivo cuarto con el pasillo, además de la puerta de acceso a esté y la respectiva ventanearía en la pared. Se suma el peso puntual de

1540 kg de la longitud de pared de 15 cm de 2.0 m que no posee puerta ni ventana, con el peso puntual de 330 kg de la longitud de pared de 1.0 m que si posee puerta, con el peso puntual de 550 kg de la longitud de pared de 1.0 m que si posee ventana, además del peso puntual de 35 kg de la ventana de 1.0 x 1.0 m y, el peso puntual de 70 kg de la puerta de 1.0 x 2.0 m. La suma total de pesos puntuales es de 2525 kg, el cual se divide entre el área de 28 m² de la losa de 7 m x 4 m, dando un peso superficial de 90.18 kg/m², al que se le debe sumar el set de losa de entrepiso, generando un total de 211.18 kg/m², el cual será el valor para el set definido en el programa como Losa estudio 7x4.

- Para las losas correspondientes a los cuartos de 7.0 m x 2.5 m, se le debe adicionar el peso generado por la pared que está apoyada directamente en ella, la cual divide el dormitorio del baño, además de la puerta de acceso a esté. Se suma el peso puntual de 1155 kg de la longitud de pared de 15 cm de 1.5 m que no posee puerta, con el peso puntual de 330 kg de la longitud de pared de 1.0 m que si posee puerta y, el peso puntual de 70 kg de la puerta de 1.0 x 2.0 m. La suma total de pesos puntuales es de 1555 kg, el cual se divide entre el área de 17.50 m² de la losa de 7 m x 2.5 m, dando un peso superficial de 88.86 kg/m², al cual se le adiciona el peso muerto de la losa de 121 kg/m² dando un total de 209.86 kg/m², el cual será el valor para el set definido en el programa como Losa cuartos 7x2.5.

Tabla IV-4: Cargas actuantes sobre losas correspondientes los edificios de mediana y gran altura.

SET DE LOSA	CARGA MUERTA (kg/m²)	CARGA VIVA (kg/m²)
Entrepiso	121	170
Azotea	70	100
Losa cuartos 7x4	217.79	170
Losa estudio 7x4	211.18	170
Losa cuartos 7x2.5	209.86	170

– **Distribución de cargas de escaleras en vigas.**

Edificio de mediana y gran altura

Se utilizarán tipo de escaleras de losa continua con carga viva de 350 kg/m^2 y una carga de 100 kg/m para los barandales de las escaleras. Para el cálculo de la carga de las escaleras, se asume que es una losa inclinada. A continuación, en la figura IV-23 se presentan las dimensiones utilizadas en el cálculo de las cargas de las escaleras de 2 m de ancho (B), longitud de 2 m y 1.75 m de altura.

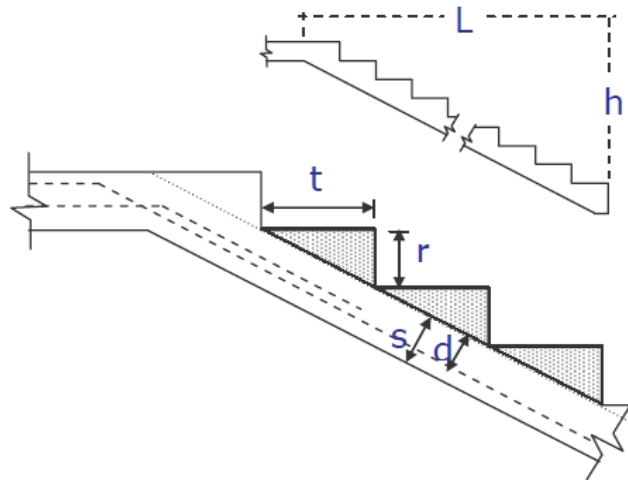


Figura IV-23: Representación de dimensiones de escaleras.

Donde:

$L =$ Longitud de escalera

$h =$ Altura de escalera

$t =$ Huella

$r =$ Contrahuella

$s =$ Espesor de losa

Entre la losa de descanso de las escaleras y los niveles de los edificios hay 8 escalones de 25 cm de huella y 20 cm de contrahuella. El espesor de losa utilizado es de 10 cm según las especificaciones con un peso volumétrico de 2400 kg/m^3 .

Para el peso de los escalones se utiliza la ecuación siguiente:

$$W_{escalones} = (\text{número de escalones})(\text{área de escalones})(\text{Ancho de escaleras})\gamma_c$$

$$W_{escalones} = (8) \left(\frac{t \times r}{2} \right) (2 \text{ m}) \times 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{escalones} = (8) \left(\frac{0.25 \text{ m} \times 0.20 \text{ m}}{2} \right) (2 \text{ m}) \times 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{escalones} = 960 \text{ kg}$$

Para el peso de los barandales se utiliza la ecuación siguiente:

$$W_{barandales} = 100 \text{ kg/m} \times L$$

$$W_{barandales} = 100 \text{ kg/m} \times 2 \text{ m}$$

$$W_{barandales} = 200 \text{ kg}$$

Para el peso de la losa inclinada se utiliza la ecuación siguiente:

$$W_{losa} = (\text{longitud inclinada})(\text{espesor de losa})(\text{Ancho de escaleras})\gamma_c$$

$$W_{losa} = \left(\sqrt{h^2 + L^2} \right) (0.10 \text{ m})(2 \text{ m}) \times 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{losa} = \left(\sqrt{(1.75 \text{ m})^2 + (2 \text{ m})^2} \right) (0.10 \text{ m})(2 \text{ m}) \times 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{losa} = 1326.64 \text{ kg}$$

Para el peso de la carga viva:

$$W_{viva} = (\text{longitud inclinada})(\text{Ancho de escaleras}) \times 350 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{viva} = \left(\sqrt{(1.75 \text{ m})^2 + (2 \text{ m})^2} \right) (2 \text{ m}) \times 350 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{viva} = 1860.28 \text{ kg}$$

Por lo tanto, el peso total de las escaleras es:

$$W_{escaleras} = W_{escalones} + W_{barandales} + W_{losa} + W_{viva}$$

$$W_{escaleras} = 960 \text{ kg} + 200 \text{ kg} + 1326.64 \text{ kg} + 1860.28 \text{ kg}$$

$$W_{escaleras} = 4346.92 \text{ kg}$$

El peso distribuido en las vigas de 2 m es:

$$W_{escaleras} = 4346.92 \text{ kg} / 2 \text{ m}$$

$$W_{escaleras} = 2173.46 \text{ kg/m}$$

– **Distribución de cargas de elevadores en vigas**

Edificio de mediana y gran altura

Para el caso de ascensores, las características geométricas y técnicas son proporcionadas por el proveedor. Se utiliza un elevador electromecánico con capacidad de carga de 675 kg (9 personas aproximadamente) con puertas automáticas. El peso aproximado por unidad colocada y en servicio es de 1275 kg. La instalación del sistema será colocada en la parte superior de la azotea, por ende solo se asignará la carga en las vigas de techo. La carga viva a utilizar será la misma de las escaleras igual a 350 kg/m².

Por lo tanto, la carga de los ascensores queda de la siguiente manera:

$$W_{elevadores} = 2 \text{ unidades} ((W_{propio}) + (\text{área de elevador} \times W_{viva}))$$

$$W_{elevadores} = 2 \text{ unidades} \times ((1275 \text{ kg}) + (2 \text{ m} \times 2 \text{ m} \times 350 \text{ kg/m}^2))$$

$$W_{elevadores} = 5350 \text{ kg}$$

Distribuyendo en cada viga que rodean los ascensores el peso:

$$W_{\text{elevadores/viga}} = 5350 \text{ kg/8}$$

$$W_{\text{elevadores/viga}} = 668.75 \text{ kg}$$

Por ejemplo, distribuyendo el peso linealmente en la longitud de viga de 2 m del eje E, en el cual se apoyan ambos ascensores y sumándole el peso lineal de la pared de 15 cm de 770 kg/m:

$$W_{\text{elevadores/viga}} = ((2 \times 668.75 \text{ kg}) / 2 \text{ m}) + 770 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{elevadores/viga}} = 1438.75 \text{ kg}$$

CAPÍTULO V: ANÁLISIS Y DISEÑO DE EDIFICIOS DE ESTRUCTURAS DE ACERO MEDIANTE EL MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE

Para realizar un análisis y diseño por medio del método de la fuerza lateral equivalente, es necesario considerar algunos parámetros establecidos por la NTDS basados en las condiciones geotécnicas e importancia de la edificación.

Si se realiza el análisis por medio de un programa computacional, se deberá convertir o adaptar ciertos requisitos de la norma NTDS a los lineamientos que utiliza dicho programa. Antes de iniciar el análisis, deberá modelarse la estructura tomando en cuenta los criterios de geometría establecidos en la sección 4.1.

5.1 Parámetros para el análisis de edificios mediante el programa ETABS

Desarrollar un análisis y diseño de edificaciones a través del programa ETABS, deben tomarse en cuenta algunos requisitos establecidos por normativas y lineamientos.

5.1.1 Condiciones geotécnicas

Los factores de condiciones geotécnicas se ingresan en los parámetros de calibración del coeficiente sísmico, el cual determina el patrón de carga sísmica en cada dirección.

5.1.1.1 Zonificación sísmica.

Según la NTDS el valor del factor de zona “A” se obtiene de observar la ubicación de la estructura en el mapa de zonificación sísmica de El Salvador; el cual su equivalente en el programa ETABS es el factor “Z”, basado en la normativa UBC ‘94. En dicho programa, se encuentran los dos valores que emplea la NTDS (0.4 y 0.3) y, además, cuenta con otros valores, los cuales todos en conjunto son los respectivos para cada zona sísmica en los Estados Unidos. Dado que el diseño es para edificios ubicados en El Salvador, solo se deben tomar en cuenta los valores ocupados en la NTDS.

5.1.1.2 Características del suelo.

Los valores de coeficientes de sitio “ C_o ” y “ T_o ” para un tipo de suelo considerado, según la NTDS, están descritos en la tabla II-2.

Para el caso del UBC ‘94, estos varían en un factor denominado “S”, el cual puede ser cualquiera de los mostrados en la tabla V-1:

Tabla V-1: Coeficientes de sitio (UBC, 1994).

Tipo	Descripción	S
S₁	<ul style="list-style-type: none"> – Materiales de apariencia rocosa caracterizados por una velocidad de ondas de corte mayores de 750 m/s o por otros tipos de clasificación. – Condición de suelo rígida o densa cuyo espesor del suelo es menor a 60 m. 	1.0
S₂	<ul style="list-style-type: none"> – Perfil de suelo con condición de suelo rígida o densa, cuyo espesor excede los 60 m. 	1.2
S₃	<ul style="list-style-type: none"> – Perfil de suelo de 20 m o más en espesor y que contenga más de 6 m de arcilla suave o semirrígida, pero no más de 12 m de arcilla suave. 	1.5
S₄	<ul style="list-style-type: none"> – Perfil de suelo que contiene más de 12 m de arcilla suave y que es caracterizado por una velocidad de ondas de corte menor a 150 m/s. 	2.0

Estos valores de perfiles de suelo son las opciones disponibles en el programa ETABS. Dado que la UBC ‘94 no considera los valores de “ C_o ” y “ T_o ” descritos en la NTDS; se utilizará el factor del tipo de suelo “S₁” descrito por la UBC ‘94, por lo tanto, se tomará este valor unitario para poder realizar una conversión del factor de importancia descrito en la NTDS equivalente a utilizar en la UBC ‘94.

5.1.2 Factor de importancia

Debido a que, para el procedimiento de la NTDS y el procedimiento del UBC '94 el valor del cortante basal debe ser el mismo, se igualan las ecuaciones de los coeficientes sísmicos y se obtiene la siguiente expresión:

$$\frac{ZI1.25S}{R_W T^{2/3}} = \frac{AIC_o T_o^{2/3}}{RT^{2/3}}$$

Al eliminar términos semejantes y sustituir “S” por el valor unitario, el valor que se debe asignar al UBC '94 para el factor de importancia dependerá de los valores de “C_o” y “T_o”, es decir, que la igualdad se puede reducir a la siguiente fórmula:

$$I_{UBC94} = \frac{C_o T_o^{2/3}}{1.25} I_{NTDS} \quad [\text{Ec. V-1}]$$

Por ejemplo, para un tipo de suelo en el cual sus propiedades son desconocidas (S₃ según la NTDS), con valores de C_o = 3.0, T_o = 0.6, la fórmula es reducida a la siguiente expresión:

$$I_{UBC94} = 1.7073 I_{NTDS} \quad [\text{Ec. V-2}]$$

Y si el edificio es de ocupación normal (I_{NTDS} = 1.0), entonces el valor a colocar en el programa ETABS sería igual a 1.7073.

5.1.3 Factor de modificación de respuesta

Para el caso del factor de respuesta sísmica “R”, los valores correspondientes para la NTDS y el UBC '94 varían en algunos casos; pero, el programa ETABS deja al usuario insertar el valor correspondiente, permitiendo usar cualquier factor “R” descrito en la NTDS, sin la conversión a un valor equivalente a la normativa UBC '94.

Por ejemplo, el valor de “R” para un sistema de marcos de acero con detallado especial es igual a doce, según el UBC '94 y la NTDS.

5.1.4 Periodo fundamental del edificio

El periodo natural de vibración que se utilizara en el programa ETABS puede obtenerse mediante el método A para ambas normativas, determinado por el programa o se puede definir según el valor deseado del usuario (método B).

5.1.5 Orígenes de masa

La masa utilizada como inercia en análisis dinámicos o para calcular ciertos tipos de cargas puede ser controlada especificando el origen de la masa. Múltiples orígenes de masa pueden ser definidos para que diferentes casos de carga puedan utilizar diferentes distribuciones de masa para carga e inercia.

Existen tres contribuciones posibles para un origen de masa:

- Masa propia del elemento: Esta incluye la masa de las propiedades de las secciones utilizadas por los elementos. Si se utiliza este origen de masa, se debe tener cuidado en no utilizarlo con un patrón de carga que contenga el peso propio.
- Masa adicional: Incluye la masa asignada a las uniones y la masa adicional asignada a las vigas o losas.
- Patrones de carga especificados: Masa calculada de la carga gravitatoria, como la calculada de una combinación lineal específica de patrones de carga. Por cada patrón de carga en esta combinación, se debe especificar un factor de escala que multiplique a la carga.

Hay diferentes opciones de masa para los tipos de origen de masa, como incluir la masa lateral, incluir la masa vertical o agrupar masas laterales en niveles de piso. Si se decide incluir la masa lateral, la masa traslacional asignada en los ejes “x” y “y”, y los momentos de inercia rotacional de la masa en el eje “z” deben ser incluidos en el análisis. En cambio, si se decide incluir la masa vertical, la masa traslacional asignada en el eje “z” y, los momentos de inercia rotacional de la masa en los ejes “x” y “y” deben ser incluidos en el análisis. Esta opción de masa no se debe seleccionar si no se desea considerar los efectos dinámicos verticales. Por último, si se selecciona agrupar masas laterales en niveles de

piso, se “traslada” la masa lateral que puede ocurrir entre los diferentes niveles de piso, al nivel de piso más cercano. Esta opción se puede utilizar en conjunto con Masa propia del elemento, Patrones de carga especificados o con la inclusión de masa lateral.

Se pueden especificar múltiples orígenes de masa, pero un origen de masa debe ser seleccionado como el origen de masa por defecto, el cual debe ser utilizado para todos los casos de carga, a menos que se especifique de otra manera.

Un origen de masa específico puede ser seleccionado para los diferentes casos de carga: Estático no lineal y lineal o, Historia del tiempo de directa integración no lineal. Si no se selecciona un origen de masa específico para cualquiera de estos casos de carga, el origen de masa utilizado será el por defecto si el caso de carga inicia de cero condiciones iniciales o, será el origen de masa utilizado en el caso previo de carga si continua de otro caso de carga mencionado anteriormente.

En los edificios a analizar, los orígenes de masa son debido a patrones de carga especificados. Se debe incluir la masa lateral y agrupar masas laterales en niveles de piso. Se utilizará el factor multiplicador de masa igual a 1.0 para el caso de la carga muerta, ya que toda esta carga se transmitirá a la masa del edificio. Dada que la carga viva no se traduce todo a masa y que, no se quiere que la carga viva máxima pase a ser masa, entonces se utilizará la carga viva instantánea, es decir, se deberán sustituir los valores de cargas vivas correspondientes de acuerdo a lo establecido por la ASCE para determinar un factor multiplicador de masa para este caso, esto es definido de la siguiente manera:

$$\frac{\text{carga viva instantanea}}{\text{carga viva maxima}} = \text{Factor multiplicador de masa para los patrones de carga}$$

Deberá existir un origen de masa, especificado para los patrones de carga, que incluya las masas laterales y agruparlas por cada nivel del edificio. Para el análisis estático lineal, dicho origen de masa deberá consistir con un factor multiplicador de carga muerta igual a 1.0 y un factor de carga viva igual al establecido por el ASCE. Este origen de masa será el utilizado por defecto en el diseño del edificio según el uso al que este destinado.

5.2 Estructura modelada y diseñada en ETABS

Luego de haberse definido la calidad de los materiales y la configuración estructural de las edificaciones tomando en cuenta su geometría completa, se modelaron y diseñaron las estructuras en el programa computacional ETABS, las cuales son mostradas en las figuras V-1, V-2 y V-3.

Los elementos que componen el sistema estructural sismorresistentes (ver tabla V-2), fueron distribuidas de manera que se cumpliera con los criterios de estructuración sísmica descritos en el capítulo IV, verificando que no exista irregularidad en la rigidez de cada entrepiso de la estructura y, además tuvieran la capacidad de resistir la demanda impuesta, dentro de los límites establecidos por la normativa sísmica salvadoreña. Las tablas V-3, V-4 y V-5, muestran el porcentaje de rigidez del entrepiso inferior con respecto al superior correspondientes a cada edificación, donde ésta no debe ser menor del 70% del entrepiso consecutivo, para no considerarse como entrepiso flexible. Para los edificios de mediana y gran altura se propusieron secciones de columnas más pesadas en el primer entrepiso, debido a que su longitud es mayor respecto a las demás, lo que generaba que se produjera grandes variaciones de rigidez, provocando mayor inestabilidad en el primer entrepiso, de manera que se comportaba de forma flexible. Por lo cual, se rodeó el primer entrepiso por una viga perimetral de sección equivalente a la colocada en vigas secundarias, ayudando a contrarrestar los cambios abruptos de rigidez y evitando la propuesta de secciones demasiado pesadas.

Tabla V-2: Elementos obtenidos del diseño mediante el método estático equivalente

ESTRUCTURA	VIGAS		COLUMNAS		ARRIOSTRAMIENTOS	
	PRIMARIAS	SECUNDARIAS	PRIMER ENTREPISO	ENTREPISOS SUPERIORES	PRIMER ENTREPISO	ENTREPISOS SUPERIORES
Baja altura	W12x106	W12x40	W14x159	W14x159		-
Mediana altura	W12x96	W10x60	W14x233	W12x190	MC12x45	MC10x41.1
Gran altura	W12x136	W12x72	W18x311	W14x283	MC12x50	MC10x41.1

Tabla V-3: Porcentaje de rigidez del entrepiso inferior con respecto al superior correspondiente al edificio de baja altura.

Entrepiso	R_{ix}	R_{iy}	% R_{ix}	% R_{iy}
4	63,143	71,318		
			112,92	134,22
3	71,299	95,723		
			105,01	113,11
2	74,873	108,270		
			155,04	174,65
1	116,082	189,096		

Tabla V-4: Porcentaje de rigidez del entrepiso inferior con respecto al superior correspondiente al edificio de mediana altura.

Entrepiso	R_{ix}	R_{iy}	% R_{ix}	% R_{iy}
11	137,60	168,44		
			162,20	162,75
10	223,19	274,12		
			131,63	130,37
9	293,78	357,38		
			120,31	119,59
8	353,45	427,37		
			115,54	114,85
7	408,38	490,83		
			113,56	112,69
6	463,78	553,12		
			113,32	112,03
5	525,57	619,69		
			114,61	112,50
4	602,35	697,17		
			117,24	114,21
3	706,19	796,21		
			131,43	116,65
2	928,13	928,78		
			162,48	76,99
1	1508,01	715,04		

Tabla V-5: Porcentaje de rigidez del entrepiso inferior con respecto al superior correspondiente al edificio de gran altura.

Entrepiso	R_{ix}	R_{iy}	% R_{ix}	% R_{iy}
20	479,30	629,44		
			140,17	138,86
19	671,86	874,06		
			124,97	123,05
18	839,64	1075,49		
			117,38	115,54
17	985,56	1242,65		
			113,11	111,42
16	1114,81	1384,60		
			110,46	108,90
15	1231,45	1507,83		
			108,74	107,27
14	1339,11	1617,47		
			107,53	106,19
13	1439,98	1717,64		
			106,00	105,49
12	1526,40	1811,86		
			106,25	105,05
11	1621,84	1903,36		
			106,08	104,82
10	1720,43	1995,08		
			106,03	104,75
9	1824,18	2089,85		
			106,17	104,83
8	1936,70	2190,76		
			106,49	105,05
7	2062,33	2301,46		
			107,01	105,44
6	2206,89	2426,59		
			107,77	106,01
5	2378,46	2572,38		
			108,86	106,82
4	2589,12	2747,93		
			110,35	107,91
3	2857,19	2965,34		

			108,60	110,18
2	3103,01	3267,22		
			80,01	72,61
1	2482,68	2372,42		

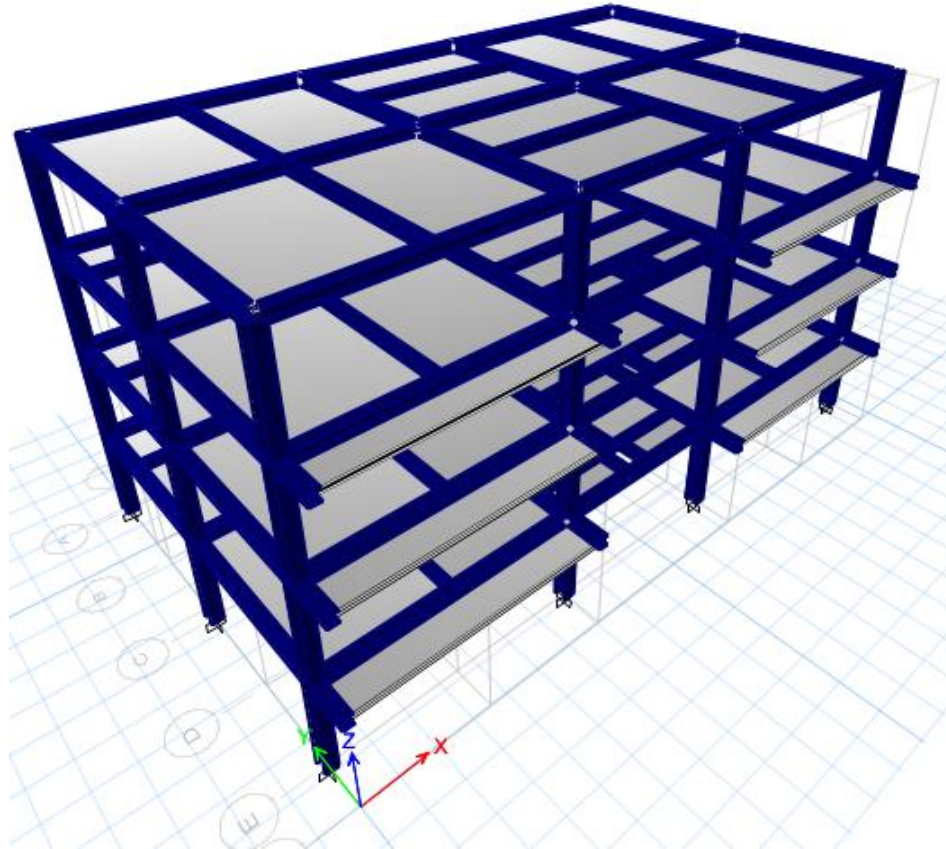


Figura V-1: Edificio de baja altura correspondiente a 4 niveles modelada en ETABS.

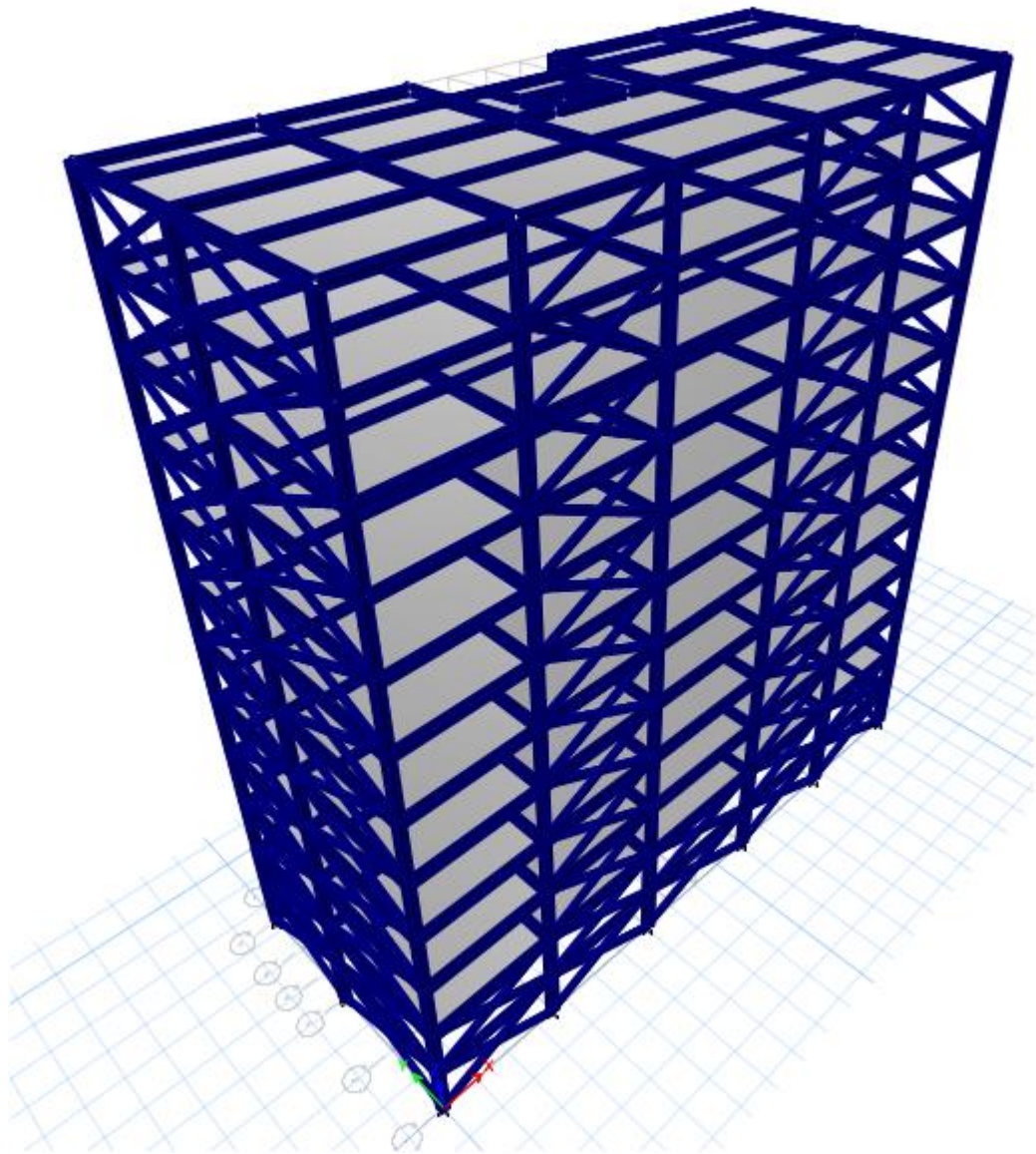


Figura V-2: Edificio altura media correspondiente a 11 niveles modelada en ETABS.

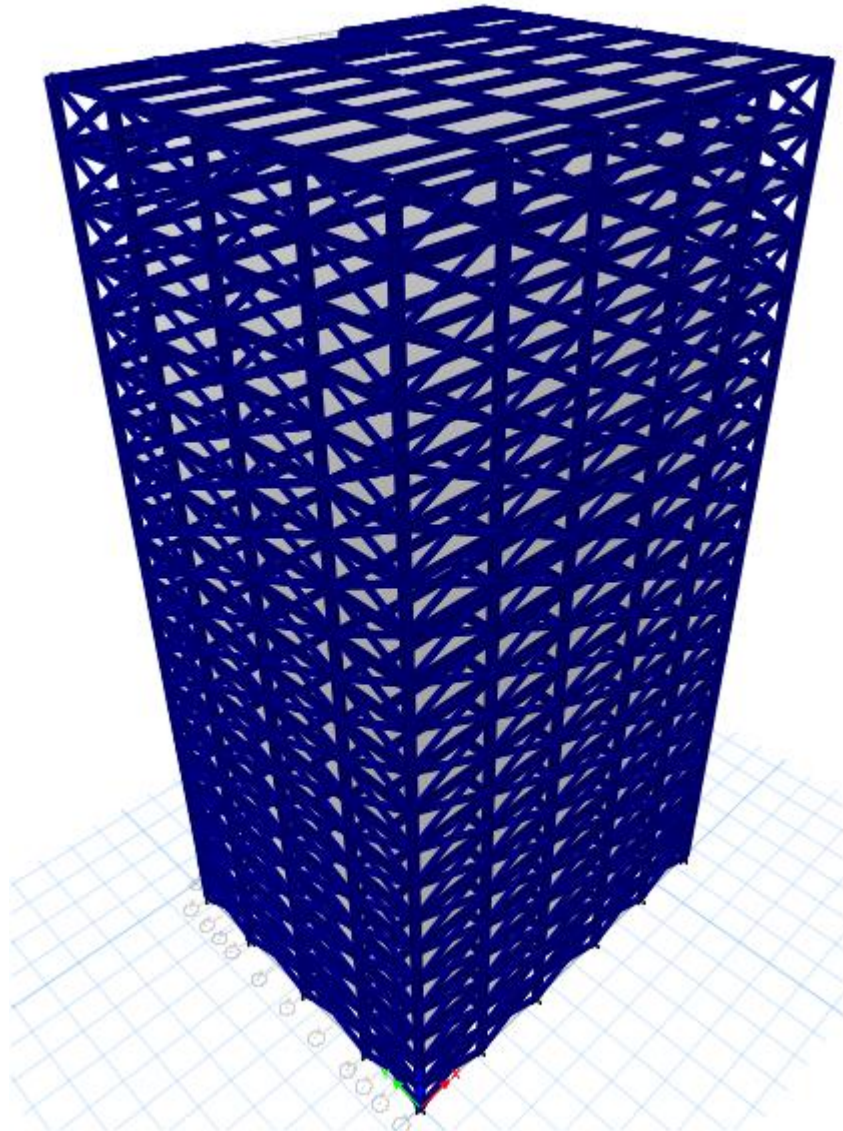


Figura V-3: Edificio de gran altura correspondiente a 20 niveles modelada en ETABS.

5.3 Análisis de las edificaciones por el método estático equivalente

5.3.1 Análisis sísmico

Los edificios están destinados para el uso de apartamentos y son elaborados de marcos de acero estructural, que además, comprenden las siguientes características en cuanto a las condiciones geotécnicas.

– **Factor de zonificación sísmica**

Las estructuras se consideran ubicadas en San Salvador; por lo tanto, se encuentran localizadas en la ZONA 1 del mapa de zonificación sísmica con un factor de 0.40, según tabla 1 de la NTDS descrita en el capítulo II.

- **Coefficientes de sitio**

El tipo de suelo para los edificios de baja y mediana altura será S_3 , debido a que no se conocen a detalle las propiedades del suelo; para el edificio de gran altura el tipo de suelo a considerar es S_4 , dado que dicha estructura sobrepasa el límite de altura que considera la NTDS para evaluarlo mediante el método estático equivalente, a menos que este se encuentre ubicado sobre tal tipo de suelo. Para estos perfiles de suelo, los coeficientes de sitio considerados son mostrados en la tabla 2 de la NTDS y se pueden ver reflejados en la tabla V-6 de esta sección.

– **Categoría de ocupación**

El factor de importancia de la estructura es determinado según su tipo de ocupación o función, tal como lo establece la tabla 3 y 4 de la NTDS. Para los edificios a diseñar, su factor de importancia se muestra en la tabla V-6, donde para todas las edificaciones se considera una ocupación normal, es decir, con niveles bajos de ocupación.

– **Sistema estructural**

A continuación, se identifica para cada edificio, el sistema resistente a fuerzas laterales que posee y se determina en base a ello el factor de modificación de respuesta R en la tabla 7 de la NTDS.

- Edificio de baja altura: Es un sistema clasificado como tipo A para marcos de acero con detallado especial.
- Edificio de mediana y gran altura: Es un sistema clasificado como tipo C para marcos de acero arriostrados con detallado especial.

– **Periodo fundamental de vibración del edificio**

El periodo de la estructura puede determinarse mediante el método A descrito en el capítulo II y la ecuación II-3.

$$T = C_t h_n^{\frac{3}{4}}$$

Donde:

Para el edificio de baja altura con sistemas tipo A $C_t = 0.085$

Para el edificio de mediana y gran altura con sistemas tipo C $C_t = 0.049$

Para su resultado también deberán tomarse en cuenta las siguientes consideraciones:

Si $T < T_0$, entonces: $T = T_0$

Si $T_0 < T < 6 T_0$ entonces: $T = T$

– **Coefficiente sísmico**

El coeficiente sísmico es determinado por la ecuación II-2 de la sección 2.1.2.

$$C_s = \frac{A I C_o}{R} \left(\frac{T_o}{T} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Tabla V-6: Condiciones geotécnicas correspondientes a cada estructura.

ESTRUCTURA	CONDICIONES GEOTÉCNICAS						
	Factor de zona (A)	Coeficientes de sitio		Factor de importancia (I)	Factor de modificación de respuesta (R)	Periodo fundamental de vibración (T)	Coeficiente sísmico (C_s)
		C_o	T_o				
Baja altura	0.4	3.0	0.6	1.0	12.0	0.6	0.103
Mediana altura	0.4	3.0	0.6	1.0	10.0	0.794	0.100
Gran altura	0.4	3.0	0.9	1.0	10.0	1.217	0.098

Utilizando las ecuaciones del coeficiente sísmico establecidas en la NTDS, descritas en la sección 4.3.1 que consideran la zona sísmica, el tipo de suelo e importancia de la estructura, se determinó el espectro elástico para cada edificación correspondiente al método estático equivalente.

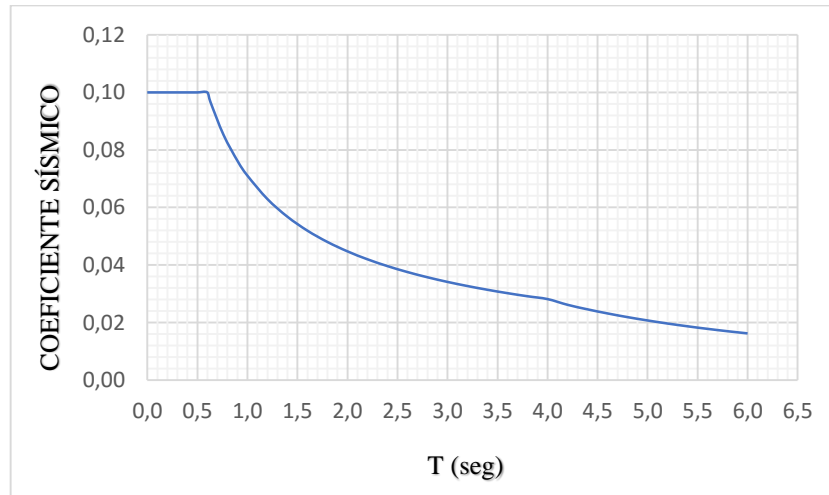


Figura V-4: Espectro de respuesta elástico del edificio de baja altura.

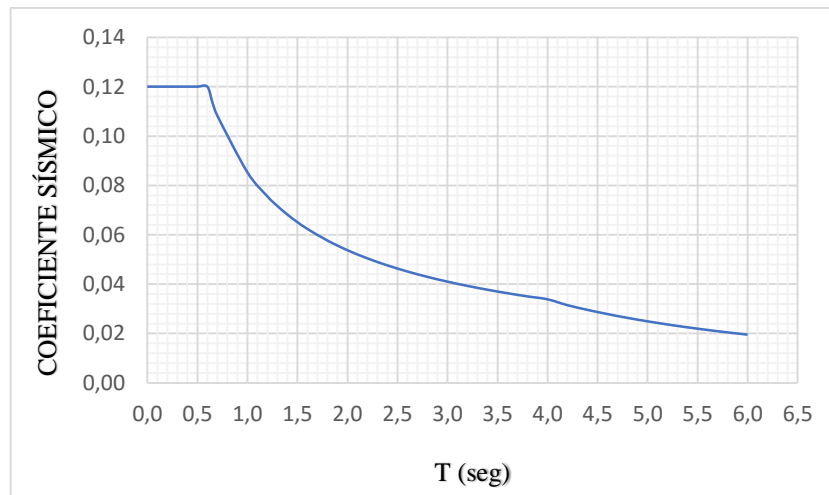


Figura V-5: Espectro de respuesta elástico del edificio de mediana altura.

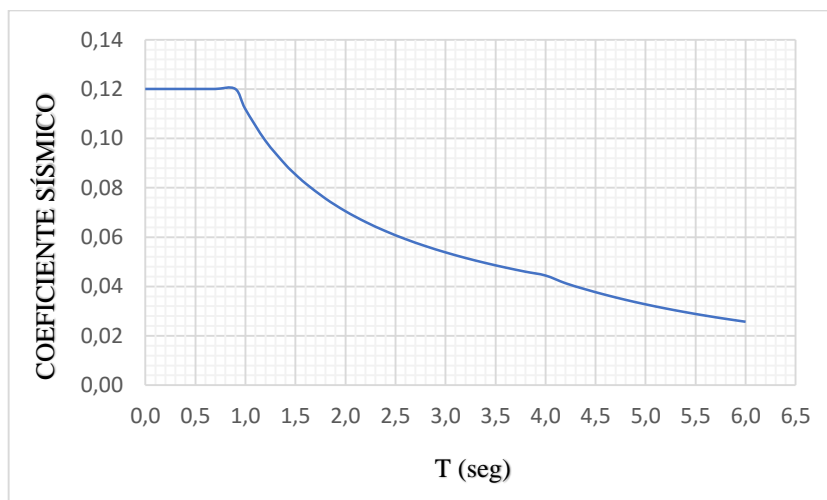


Figura V-6: Espectro de respuesta elástica del edificio de gran altura.

El programa computacional realiza un caso modal automático, el cual proporciona resultados de los periodos fundamentales de la estructura correspondientes a los diferentes modos de vibración, los cuales se detallan en la tabla V-7.

Tabla V-7: Periodos de vibración para los primeros 12 modos correspondientes a cada estructura.

MODO	PERIODO (SEG.)		
	Edificio de baja altura	Edificio de mediana altura	Edificio de gran altura
1	0,810	1,101	1,690
2	0,669	1,070	1,604
3	0,571	0,680	0,967
4	0,256	0,325	0,499
5	0,202	0,307	0,496
6	0,174	0,207	0,317
7	0,148	0,168	0,267
8	0,109	0,158	0,258
9	0,109	0,117	0,185
10	0,096	0,109	0,184
11	0,077	0,108	0,177
12	0,068	0,091	0,142

5.4 Evaluación del cortante basal

Para las secciones que resultaron del diseño realizado por el programa computacional, se obtuvieron los valores del peso sísmico, periodos y cortantes.

Para el sismo en la direcciones ortogonales, lo valores de los periodos son generados por el programa de acuerdo a los modos de la estructura y en base a éstos, el coeficiente sísmico es determinado por medio de la ecuación II-2 de la sección 2.1.2.1. Con el valor de dicho coeficiente y utilizando el peso sísmico total del edificio, se puede obtener el cortante basal para cada dirección de la estructura aplicando la ecuación II-1.

Tabla V-8: Cortante basal de las estructuras por medio del método B.

ESTRUCTURA	PERIODO (MÉTODO B)		COEFICIENTE SÍSMICO		CORTANTE BASAL	
	T_{x-x} (s)	T_{y-y} (s)	$C_{s\ x-x}$	$C_{s\ y-y}$	V_{x-x} (ton)	V_{y-y} (ton)
Baja altura	0.810	0.669	0.0819	0.0930	60.42	68.63
Mediana altura	1.101	1.070	0.0801	0.0816	304.73	310.59
Gran altura	1.690	1.604	0.0788	0.0816	1347.79	1395.55

Los valores de coeficientes sísmicos calculados mediante el método B, son mayores al 80% del obtenido en el método A; por lo tanto, se determina la demanda sísmica que actuará sobre la estructura utilizando el cortante basal generado por el método B, esto, según lo establecido por la NTDS 1997.

5.4.1 Distribución vertical de la fuerza cortante

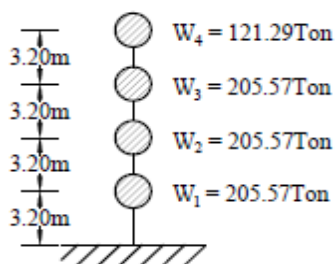


Figura V-7: Distribución de masa del edificio de baja altura.

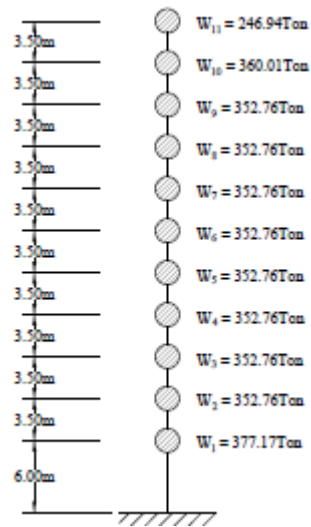


Figura V-8: Distribución de masa del edificio de altura moderada.

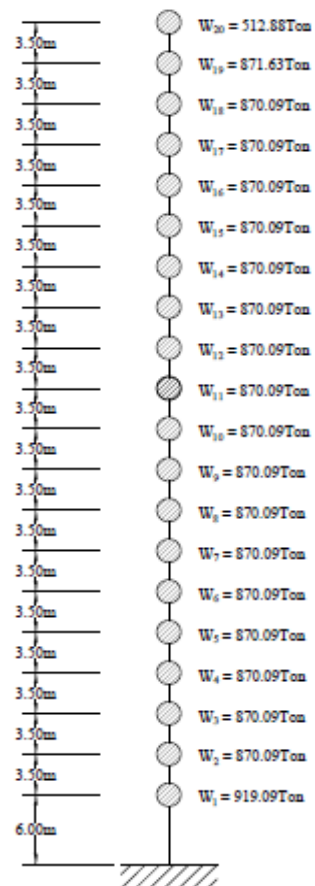


Figura V-9: Distribución de masa del edificio de gran altura.

Se pueden obtener los patrones de carga correspondiente para cada eje ortogonal aplicando la ecuación II-7 de la sección 2.1.2:

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum W_i h_i^k} V$$

Deberá de incluirse la fuerza de látigo $F_t = 0.07 T V$ concentrada en el último nivel en el sismo de la dirección “x” y “y”, si el periodo fundamental de vibración T es mayor a 0.7 (ver tabla V-7).

Tabla V-9: Fuerza de látigo concentrada en el último nivel de cada edificio.

ESTRUCTURA	T_{x-x} (s)	T_{y-y} (s)	V_{x-x} (ton)	V_{y-y} (ton)	F_{tx-x} (ton)	F_{ty-y} (ton)
Baja altura	0.810	0.669	60.42	68.63	3.426	—
Mediana altura	1.101	1.070	304.73	310.59	23.49	23.26
Gran altura	1.690	1.604	1347.79	1395.55	159.44	156.69

Tomando el peso proporcionado por el programa de computadora ETABS, por medio de una hoja de cálculo se determinó la distribución del cortante basal para cada entrepiso que posee el edificio. Las tablas que se muestran a continuación presenta el patrón de carga propuesto por la NTDS, considerando el método B.

Tabla V-10: Patrón de cargas del edificio de baja altura (según NTDS).

Nivel	Entrepiso	W_i (ton)	h_{sx} (m)	h_i (m)	$W_i h_i$	F_{ix} (ton)	F_{iy} (ton)	V_{ix} (ton)	V_{iy} (ton)
4		121,29		12,8	1552,51	19,51	19,38		
	4		3,2					19,51	19,38
3		205,57		9,6	1973,47	20,45	24,63		
	3		3,2					39,97	44,00
2		205,57		6,4	1315,65	13,63	16,42		
	2		3,2					53,60	60,42
1		205,57		3,2	657,82	6,82	8,21		
	1		3,2					60,42	68,63
		738,00			5499,46				

Tabla V-11: Patrón de cargas del edificio de mediana altura (según NTDS).

Nivel	Entrepiso	W_i (ton)	h_{sx} (m)	h_i (m)	$W_i h_i$	F_{ix} (ton)	F_{iy} (ton)	V_{ix} (ton)	V_{iy} (ton)
11		246,94		41	10124,59	56,11	56,60		
	11		3,5					56,11	56,60
10		360,01		37,5	13500,21	43,51	44,45		
	10		3,5					99,62	101,05
9		352,76		34	11993,97	38,65	39,49		
	9		3,5					138,28	140,54
8		352,76		30,5	10759,29	34,67	35,42		
	8		3,5					172,95	175,96
7		352,76		27	9524,62	30,70	31,36		
	7		3,5					203,65	207,32
6		352,76		23,5	8289,95	26,72	27,29		
	6		3,5					230,36	234,61
5		352,76		20	7055,27	22,74	23,23		
	5		3,5					253,10	257,84
4		352,76		16,5	5820,60	18,76	19,16		
	4		3,5					271,86	277,01
3		352,76		13	4585,93	14,78	15,10		
	3		3,5					286,64	292,11
2		352,76		9,5	3351,26	10,80	11,03		
	2		3,5					297,44	303,14
1		377,17		6	2263,01	7,29	7,45		
	1		6					304,73	310,59
		3806,22			87268,69				

Tabla V-12: Patrón de cargas del edificio de gran altura (según NTDS).

Nivel	Entrepiso	W_i (ton)	h_{sx} (m)	h_i (m)	$W_i h_i$	F_{ix} (ton)	F_{iy} (ton)	V_{ix} (ton)	V_{iy} (ton)
20		512,88		72,5	37184,00	226,65	226,75		
	20		3,5					226,65	226,75
19		871,63		69	60142,28	108,70	113,32		
	19		3,5					335,34	340,07
18		870,09		65,5	56990,71	103,00	107,38		
	18		3,5					438,34	447,45
17		870,09		62	53945,41	97,50	101,64		
	17		3,5					535,84	549,09

16		870,09		58,5	50900,10	91,99	95,90		
	16		3,5					627,83	644,99
15		870,09		55	47854,80	86,49	90,16		
	15		3,5					714,32	735,15
14		870,09		51,5	44809,49	80,98	84,43		
	14		3,5					795,31	819,58
13		870,09		48	41764,19	75,48	78,69		
	13		3,5					870,79	898,27
12		870,09		44,5	38718,88	69,98	72,95		
	12		3,5					940,76	971,22
11		870,09		41	35673,58	64,47	67,21		
	11		3,5					1005,24	1038,43
10		870,09		37,5	32628,27	58,97	61,48		
	10		3,5					1064,21	1099,91
9		870,09		34	29582,97	53,47	55,74		
	9		3,5					1117,67	1155,65
8		870,09		30,5	26537,66	47,96	50,00		
	8		3,5					1165,63	1205,65
7		870,09		27	23492,36	42,46	44,26		
	7		3,5					1208,09	1249,91
6		870,09		23,5	20447,05	36,95	38,52		
	6		3,5					1245,05	1288,44
5		870,09		20	17401,74	31,45	32,79		
	5		3,5					1276,50	1321,22
4		870,09		16,5	14356,44	25,95	27,05		
	4		3,5					1302,44	1348,27
3		870,09		13	11311,13	20,44	21,31		
	3		3,5					1322,89	1369,58
2		870,09		9,5	8265,83	14,94	15,57		
	2		3,5					1337,83	1385,16
1		919,09		6	5514,54	9,97	10,39		
	1		6					1347,79	1395,55
		17095,08			657521,44				

Tabla V-14: Revisión del periodo fundamental de vibración del edificio de baja altura.

Nivel	W_i (Ton)	F_{ix} (Ton)	F_{iy} (Ton)	δ_{ix} (cm)	δ_{iy} (cm)	$W_i \delta_{ix}^2$	$W_i \delta_{iy}^2$	$F_{ix} \delta_{ix}$	$F_{iy} \delta_{iy}$
4	121,29	19,51	19,38	2,106	1,652	537,940	331,190	41,098	32,017
3	205,57	20,45	24,63	1,797	1,381	663,770	391,921	36,750	34,007
2	205,57	13,63	16,42	1,236	0,921	314,238	174,393	16,857	15,123
1	205,57	6,82	8,21	0,520	0,363	55,688	27,082	3,548	2,980
	738,00					1571,64	924,59	98,25	84,13

Evaluando T por la fórmula de Rayleigh, ecuación II-4, método B:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \delta_i^2}{g \sum F_i \delta_i}}$$

Recalculando el valor del periodo fundamental de la estructura en la dirección X:

$$T_{x-x} = 2\pi \sqrt{\frac{1571.64}{981(98.25)}} = 0.802s$$

Recalculando el valor del periodo fundamental de la estructura en la dirección Y:

$$T_{y-y} = 2\pi \sqrt{\frac{924.59}{981(84.13)}} = 0.665s$$

Tabla V-15: Desplazamientos relativos para cada entrespacio del edificio de mediana altura.

Nivel	W_i (Ton)	F_{ix} (Ton)	F_{iy} (Ton)	V_{ix} (Ton)	V_{iy} (Ton)	R_{ix} (Ton/cm)	R_{iy} (Ton/cm)	Desplazamientos elásticos			
								Δ_{ix} (cm)	Δ_{iy} (cm)	δ_{ix} (cm)	δ_{iy} (cm)
11	246,94	56,11	56,60							4,671	4,297
				56,11	56,60	137,60	168,44	0,408	0,336		
10	360,01	43,51	44,45							4,263	3,961
				99,62	101,05	223,19	274,12	0,446	0,369		
9	352,76	38,65	39,49							3,817	3,593

				138,28	140,54	293,78	357,38	0,471	0,393		
8	352,76	34,67	35,42							3,346	3,199
				172,95	175,96	353,45	427,37	0,489	0,412		
7	352,76	30,70	31,36							2,857	2,788
				203,65	207,32	408,38	490,83	0,499	0,422		
6	352,76	26,72	27,29							2,358	2,365
				230,36	234,61	463,78	553,12	0,497	0,424		
5	352,76	22,74	23,23							1,861	1,941
				253,10	257,84	525,57	619,69	0,482	0,416		
4	352,76	18,76	19,16							1,380	1,525
				271,86	277,01	602,35	697,17	0,451	0,397		
3	352,76	14,78	15,10							0,928	1,128
				286,64	292,11	706,19	796,21	0,406	0,367		
2	352,76	10,80	11,03							0,523	0,761
				297,44	303,14	928,13	928,78	0,320	0,326		
1	377,17	7,29	7,45							0,202	0,434
				304,73	310,59	1508,01	715,04	0,202	0,434		
	3806,22										

Tabla V-16: Revisión del periodo fundamental de vibración del edificio de mediana altura.

Nivel	W_i (Ton)	F_{ix} (Ton)	F_{iy} (Ton)	δ_{ix} (cm)	δ_{iy} (cm)	$W_i \delta_{ix}^2$	$W_i \delta_{iy}^2$	$F_{ix} \delta_{ix}$	$F_{iy} \delta_{iy}$
11	246,94	56,11	56,60	4,671	4,297	5387,554	4559,961	262,106	243,211
10	360,01	43,51	44,45	4,263	3,961	6542,708	5648,792	185,478	176,068
9	352,76	38,65	39,49	3,817	3,593	5138,855	4552,920	147,531	141,868
8	352,76	34,67	35,42	3,346	3,199	3949,564	3610,737	116,023	113,333
7	352,76	30,70	31,36	2,857	2,788	2878,858	2741,194	87,689	87,416
6	352,76	26,72	27,29	2,358	2,365	1961,521	1973,423	62,999	64,556
5	352,76	22,74	23,23	1,861	1,941	1222,195	1329,083	42,322	45,088
4	352,76	18,76	19,16	1,380	1,525	671,584	820,346	25,882	29,224

3	352,76	14,78	15,10	0,928	1,128	304,084	448,550	13,722	17,026
2	352,76	10,80	11,03	0,523	0,761	96,324	204,160	5,644	8,394
1	377,17	7,29	7,45	0,202	0,434	15,401	71,162	1,474	3,236
	3806,22					28168,65	25960,33	950,87	929,42

Recalculando el valor del periodo fundamental de la estructura en la dirección X:

$$T_{x-x} = 2\pi \sqrt{\frac{28168.65}{981(950.87)}} = 1.092s$$

Recalculando el valor del periodo fundamental de la estructura en la dirección Y:

$$T_{y-y} = 2\pi \sqrt{\frac{25960.33}{981(929.42)}} = 1.060s$$

Tabla V-17: Desplazamientos relativos para cada entrepiso del edificio de gran altura.

Nivel	W_i (Ton)	F_{ix} (Ton)	F_{iy} (Ton)	V_{ix} (Ton)	V_{iy} (Ton)	R_{ix} (Ton/cm)	R_{iy} (Ton/cm)	Desplazamientos elásticos			
								Δ_{ix} (cm)	Δ_{iy} (cm)	δ_{ix} (cm)	δ_{iy} (cm)
20	512,88	226,65	226,75							11,076	9,879
				226,65	226,75	479,30	629,44	0,473	0,360		
19	871,63	108,70	113,32							10,603	9,519
				335,34	340,07	671,86	874,06	0,499	0,389		
18	870,09	103,00	107,38							10,104	9,130
				438,34	447,45	839,64	1075,49	0,522	0,416		
17	870,09	97,50	101,64							9,582	8,714
				535,84	549,09	985,56	1242,65	0,544	0,442		
16	870,09	91,99	95,90							9,038	8,272
				627,83	644,99	1114,81	1384,60	0,563	0,466		
15	870,09	86,49	90,16							8,475	7,806
				714,32	735,15	1231,45	1507,83	0,580	0,488		
14	870,09	80,98	84,43							7,895	7,318
				795,31	819,58	1339,11	1617,47	0,594	0,507		
13	870,09	75,48	78,69							7,301	6,812

				870,79	898,27	1439,98	1717,64	0,605	0,523		
12	870,09	69,98	72,95							6,696	6,289
				940,76	971,22	1526,40	1811,86	0,616	0,536		
11	870,09	64,47	67,21							6,080	5,753
				1005,24	1038,43	1621,84	1903,36	0,620	0,546		
10	870,09	58,97	61,48							5,460	5,207
				1064,21	1099,91	1720,43	1995,08	0,619	0,551		
9	870,09	53,47	55,74							4,841	4,656
				1117,67	1155,65	1824,18	2089,85	0,613	0,553		
8	870,09	47,96	50,00							4,229	4,103
				1165,63	1205,65	1936,70	2190,76	0,602	0,550		
7	870,09	42,46	44,26							3,627	3,552
				1208,09	1249,91	2062,33	2301,46	0,586	0,543		
6	870,09	36,95	38,52							3,041	3,009
				1245,05	1288,44	2206,89	2426,59	0,564	0,531		
5	870,09	31,45	32,79							2,477	2,478
				1276,50	1321,22	2378,46	2572,38	0,537	0,514		
4	870,09	25,95	27,05							1,940	1,965
				1302,44	1348,27	2589,12	2747,93	0,503	0,491		
3	870,09	20,44	21,31							1,437	1,474
				1322,89	1369,58	2857,19	2965,34	0,463	0,462		
2	870,09	14,94	15,57							0,974	1,012
				1337,83	1385,16	3103,01	3267,22	0,431	0,424		
1	919,09	9,97	10,39							0,543	0,588
				1347,79	1395,55	2482,68	2372,42	0,543	0,588		
	17095,08										

Tabla V-18: Revisión del periodo fundamental de vibración del edificio de gran altura.

Nivel	W_i (Ton)	F_{ix} (Ton)	F_{iy} (Ton)	δ_{ix} (cm)	δ_{iy} (cm)	$W_i \delta_{ix}^2$	$W_i \delta_{iy}^2$	$F_{ix} \delta_{ix}$	$F_{iy} \delta_{iy}$
20	512,88	226,65	226,75	11,076	9,879	62914,847	50053,547	2510,253	2240,054
19	871,63	108,70	113,32	10,603	9,519	97986,553	78973,558	1152,475	1078,614
18	870,09	103,00	107,38	10,104	9,130	88820,944	72521,191	1040,673	980,315
17	870,09	97,50	101,64	9,582	8,714	79879,149	66062,152	934,165	885,646

								0,000	0,000
16	870,09	91,99	95,90	9,038	8,272	71071,127	59531,982	831,415	793,274
15	870,09	86,49	90,16	8,475	7,806	62489,779	53015,557	732,964	703,812
14	870,09	80,98	84,43	7,895	7,318	54228,061	46599,637	639,344	617,861
13	870,09	75,48	78,69	7,301	6,812	46375,899	40370,113	551,065	535,998
12	870,09	69,98	72,95	6,696	6,289	39011,406	34409,160	468,566	458,764
11	870,09	64,47	67,21	6,080	5,753	32160,347	28793,178	391,976	386,652
10	870,09	58,97	61,48	5,460	5,207	25937,205	23590,653	321,965	320,106
9	870,09	53,47	55,74	4,841	4,656	20393,033	18859,625	258,842	259,500
8	870,09	47,96	50,00	4,229	4,103	15557,882	14645,578	202,810	205,138
7	870,09	42,46	44,26	3,627	3,552	11444,251	10980,020	153,983	157,238
6	870,09	36,95	38,52	3,041	3,009	8045,848	7879,372	112,375	115,933
5	870,09	31,45	32,79	2,477	2,478	5337,383	5344,171	77,895	81,257
4	870,09	25,95	27,05	1,940	1,965	3274,872	3358,609	50,338	53,144
3	870,09	20,44	21,31	1,437	1,474	1796,748	1890,570	29,377	31,415
2	870,09	14,94	15,57	0,974	1,012	825,457	891,438	14,551	15,764
1	919,09	9,97	10,39	0,543	0,588	270,870	318,028	5,411	6,112
	17095,08					727821,66	618088,14	10480,44	9926,60

Recalculando el valor del periodo fundamental de la estructura en la dirección X:

$$T_{x-x} = 2\pi \sqrt{\frac{727821.66}{981(10480.44)}} = 1.672s$$

Recalculando el valor del periodo fundamental de la estructura en la dirección Y:

$$T_{y-y} = 2\pi \sqrt{\frac{618088.14}{981(9926.60)}} = 1.583s$$

5.6 Revisión de los desplazamientos y derivas de entrepiso máximas

5.6.1 Revisión de las derivas de entrepiso máximas

Según la Norma Técnica para Diseño por sismo, la deriva de entrepiso Δ , es el resultado de la diferencia de los desplazamientos totales δ de los pisos superiores al inferior considerado.

El desplazamiento total δ del centro de masa del nivel “x” es evaluado amplificando los desplazamientos elásticos y debe ser calculado de manera que no sobrepase los valores admisibles de derivas establecidos en la tabla 8 de la NTDS; es decir $D_x \leq \Delta_{permisible}$.

Tabla V-19: Derivas y desplazamientos elásticos y plásticos del edificio de baja altura

(Para $Cd_x = 8$ y $Cd_y = 8$).

Nivel	Entrepiso	Desplazamientos elásticos				Desplazamientos inelásticos				$\Delta_{permisible}$ (cm)
		Δ_{ix} (cm)	Δ_{iy} (cm)	δ_{ix} (cm)	δ_{iy} (cm)	$C_d \delta_{ix}$ (cm)	$C_d \delta_{iy}$ (cm)	D_{ix} (cm)	D_{iy} (cm)	
4				2,106	1,652	16,848	13,220			
	4	0,309	0,272					2,472	2,173	6,4
3				1,797	1,381	14,375	11,046			
	3	0,561	0,460					4,484	3,678	6,4
2				1,236	0,921	9,891	7,368			
	2	0,716	0,558					5,727	4,465	6,4
1				0,520	0,363	4,164	2,904			
	1	0,520	0,363					4,164	2,904	6,4

Tabla V-20: Derivas y desplazamientos elásticos y plásticos del edificio de mediana altura

(Para $Cd_x = 7$ y $Cd_y = 7$).

Nivel	Entrepiso	Desplazamientos elásticos				Desplazamientos inelásticos				$\Delta_{Permisible}$ (cm)
		Δ_{ix} (cm)	Δ_{iy} (cm)	δ_{ix} (cm)	δ_{iy} (cm)	$C_d \delta_{ix}$ (cm)	$C_d \delta_{iy}$ (cm)	D_{ix} (cm)	D_{iy} (cm)	
11				4,671	4,297	32,696	30,080			
	11	0,408	0,336					2,855	2,352	5,25
10				4,263	3,961	29,842	27,728			
	10	0,446	0,369					3,125	2,580	5,25
9				3,817	3,593	26,717	25,148			
	9	0,471	0,393					3,295	2,753	5,25
8				3,346	3,199	23,422	22,395			
	8	0,489	0,412					3,425	2,882	5,25
7				2,857	2,788	19,997	19,513			
	7	0,499	0,422					3,490	2,96	5,25
6				2,358	2,365	16,506	16,556			
	6	0,497	0,424					3,477	2,969	5,25
5				1,861	1,941	13,029	13,587			
	5	0,482	0,416					3,371	2,913	5,25
4				1,380	1,525	9,658	10,675			
	4	0,451	0,397					3,159	2,781	5,25
3				0,928	1,128	6,499	7,893			
	3	0,406	0,367					2,841	2,568	5,25
2				0,523	0,761	3,658	5,325			
	2	0,320	0,326					2,243	2,285	5,25
1				0,202	0,434	1,415	3,041			
	1	0,202	0,434					1,415	3,041	9

Tabla V-21: Derivas y desplazamientos elásticos y plásticos del edificio de gran altura

(Para $Cd_x = 7$ y $Cd_y = 7$).

Nivel	Entrepiso	Desplazamientos elásticos				Desplazamientos inelásticos				$\Delta_{Permisible}$ (cm)
		Δ_{ix} (cm)	Δ_{iy} (cm)	δ_{ix} (cm)	δ_{iy} (cm)	$C_d \delta_{ix}$ (cm)	$C_d \delta_{iy}$ (cm)	D_{ix} (cm)	D_{iy} (cm)	
20				11,076	9,879	77,529	69,152			

	20	0,473	0,360					3,310	2,522	5,25
19				10,603	9,519	74,219	66,631			
	19	0,499	0,389					3,494	2,723	5,25
18				10,104	9,130	70,725	63,907			
	18	0,522	0,416					3,654	2,912	5,25
17				9,582	8,714	67,071	60,995			
	17	0,544	0,442					3,806	3,093	5,25
16				9,038	8,272	63,265	57,902			
	16	0,563	0,466					3,942	3,261	5,25
15				8,475	7,806	59,323	54,641			
	15	0,580	0,488					4,060	3,413	5,25
14				7,895	7,318	55,262	51,228			
	14	0,594	0,507					4,157	3,547	5,25
13				7,301	6,812	51,105	47,681			
	13	0,605	0,523					4,233	3,661	5,25
12				6,696	6,289	46,872	44,020			
	12	0,616	0,536					4,314	3,752	5,25
11				6,080	5,753	42,558	40,268			
	11	0,620	0,546					4,339	3,819	5,25
10				5,460	5,207	38,219	36,449			
	10	0,619	0,551					4,330	3,859	5,25
9				4,841	4,656	33,889	32,590			
	9	0,613	0,553					4,289	3,871	5,25
8				4,229	4,103	29,600	28,719			
	8	0,602	0,550					4,213	3,852	5,25
7				3,627	3,552	25,387	24,867			
	7	0,586	0,543					4,10	3,80	5,25
6				3,041	3,009	21,286	21,065			
	6	0,564	0,531					3,949	3,717	5,25
5				2,477	2,478	17,337	17,348			
	5	0,537	0,514					3,757	3,595	5,25
4				1,940	1,965	13,580	13,753			
	4	0,503	0,491					3,521	3,435	5,25
3				1,437	1,474	10,059	10,318			
	3	0,463	0,462					3,241	3,233	5,25
2				0,974	1,012	6,818	7,085			
	2	0,431	0,424					3,018	2,968	5,25
1				0,543	0,588	3,800	4,118			
	1	0,543	0,588					3,800	4,118	9

5.6.2 Desplazamientos permisibles en cada nivel

– Edificio de baja altura

Basados en la tabla II-6, el edificio de baja altura se clasifica en un edificio de categoría III, debido al uso para el cual está destinado; en base a esto, las derivas máximas permisibles de los entresijos pueden determinarse mediante la siguiente expresión que es considerada para edificios de cuatro niveles o menos.

$$\Delta_{permisible} = 0.02h_{sx} \quad [\text{Ec. V-4}]$$

$$\Delta_{permisible} = 0.02 * 3.2 \text{ m}$$

$$\Delta_{permisible} = 0.064 \text{ m} = 6.4 \text{ cm}$$

Para todos los casos $\Delta_{perm} > C_d \Delta$; por lo tanto, la estructura cumple con los requisitos establecidos en el reglamento.

Los desplazamientos de entresijo es el mismo para cada nivel, ya que la altura de todos estos es la misma. Para este edificio de 4 niveles con alturas iguales, el desplazamiento total máximo es de:

$$\Delta_{max} = 6.4 \times 4 = 25.6 \text{ cm}$$

Por lo que cumple dicho criterio, ya que el desplazamiento total máximo del edificio es de 16.85 cm.

– Edificio de mediana altura

El edificio de mediana altura se clasifica en un edificio de categoría III, las derivas máximas permisibles de los entresijos para esta estructura pueden determinarse mediante la siguiente expresión:

$$\Delta_{permisible} = 0.015h_{sx} \quad [\text{Ec. V-5}]$$

Primer entrepiso:

$$\Delta_{permisible} = 0.015 * 6m$$

$$\Delta_{permisible} = 0.09 m = 9.0 cm$$

Entrepisos superiores:

$$\Delta_{permisible} = 0.015 * 3.5m$$

$$\Delta_{permisible} = 0.0525 m = 5.25 cm$$

Para todos los casos $\Delta_{perm} > C_d \Delta$; por lo tanto, la estructura cumple con los requisitos establecidos en la NTDS. Para este edificio de 11 niveles, el desplazamiento total máximo es de:

$$\Delta_{max} = 0.015 \times 4100 = 61.5 cm$$

Según los resultados descritos en la tabla V-20 se cumple con tal criterio, debido a que el desplazamiento total máximo del edificio en la dirección X es de 32.70 cm.

– Edificio de gran altura

El edificio de gran altura se clasifica en un edificio de categoría III, las derivas máximas permisibles de los entrepisos son las mismas del edificio de mediana altura, ya que además de poseer el mismo tipo de ocupación, la altura de cada entrepiso es igual.

Para todos los casos $\Delta_{perm} > C_d \Delta$; por lo tanto, la estructura cumple los requisitos establecidos en el reglamento. Para este edificio de 20 niveles, el desplazamiento total máximo es de:

$$\Delta_{max} = 0.015 \times 7250 = 108.75 cm$$

Cumpliendo con dicho criterio, ya que el desplazamiento total máximo del edificio es de 77.53 cm.

5.7 Datos obtenidos del programa ETABS

Comparado los valores obtenidos mediante la hoja de cálculo se puede verificar que el periodo, desplazamientos y derivas del edificio, resultan similares a los generados por el programa.

– Edificio de baja altura

Tabla V-22: Resultados del cortante basal, rigideces y derivas.

Entrepiso	Caso de carga	V_{ix} (Tonf)	Deriva X (cm)	Rigidez X (Tonf/cm)	V_{iy} (Tonf)	Deriva Y (cm)	Rigidez Y (Tonf/cm)
Story4	Sismo 1X	20,55	0,326	63,12	0,00	0,014	0,00
Story3	Sismo 1X	42,58	0,593	71,85	0,00	0,018	0,00
Story2	Sismo 1X	57,41	0,761	75,43	0,00	0,021	0,00
Story1	Sismo 1X	64,97	0,560	116,06	0,00	0,017	0,00
Story4	Sismo 2X	20,55	0,326	63,14	0,00	0,015	0,00
Story3	Sismo 2X	42,58	0,597	71,30	0,00	0,021	0,00
Story2	Sismo 2X	57,41	0,767	74,87	0,00	0,027	0,00
Story1	Sismo 2X	64,97	0,560	116,08	0,00	0,022	0,00
Story4	Sismo 1Y	0,00	0,011	0,00	19,53	0,274	71,32
Story3	Sismo 1Y	0,00	0,023	0,00	44,45	0,464	95,72
Story2	Sismo 1Y	0,00	0,028	0,00	61,16	0,565	108,27
Story1	Sismo 1Y	0,00	0,015	0,00	69,61	0,368	189,10
Story4	Sismo 2Y	0,00	0,011	0,00	19,53	0,274	71,32
Story3	Sismo 2Y	0,00	0,023	0,00	44,45	0,464	95,72
Story2	Sismo 2Y	0,00	0,029	0,00	61,16	0,565	108,27
Story1	Sismo 2Y	0,00	0,016	0,00	69,61	0,368	189,10

Tabla V-23: Desplazamientos y derivas obtenidas para cada nivel en el eje F.

Nivel	Caso de carga	UX (cm)	UY (cm)	Deriva X	Deriva Y
Story3	Sismo 1X	1,850	-0,101	0,001786	0,000108
Story3	Sismo 2X	2,004	0,128	0,001944	0,000128
Story3	Sismo 1Y	0,138	1,603	0,000141	0,001662
Story3	Sismo 2Y	-0,142	1,186	0,000145	0,001235
Story2	Sismo 1X	1,279	-0,067	0,002301	0,000127
Story2	Sismo 2X	1,382	0,087	0,002495	0,000162
Story2	Sismo 1Y	0,093	1,071	0,000174	0,002025
Story2	Sismo 2Y	-0,096	0,791	0,000179	0,001498

Tabla V-24: Desplazamientos y derivas obtenidas para cada nivel en el eje E.

Nivel	Caso de carga	UX (cm)	UY (cm)	Deriva X	Deriva Y
Story4	Sismo 1X	2,177	0,123	0,000981	0,000067
Story4	Sismo 2X	2,325	-0,150	0,001056	0,000071
Story4	Sismo 1Y	0,133	1,427	0,000066	0,000734
Story4	Sismo 2Y	-0,137	1,923	0,000067	0,00098
Story3	Sismo 1X	1,863	0,101	0,0018	0,000108
Story3	Sismo 2X	1,987	-0,128	0,001928	0,000128
Story3	Sismo 1Y	0,112	1,192	0,000115	0,00124
Story3	Sismo 2Y	-0,115	1,609	0,000117	0,001667
Story2	Sismo 1X	1,287	0,067	0,002317	0,000127
Story2	Sismo 2X	1,370	-0,087	0,002474	0,000162
Story2	Sismo 1Y	0,075	0,795	0,000141	0,001506
Story2	Sismo 2Y	-0,078	1,076	0,000145	0,002033
Story1	Sismo 1X	0,546	0,026	0,001705	0,000082
Story1	Sismo 2X	0,579	-0,035	0,001809	0,000109
Story1	Sismo 1Y	0,030	0,313	0,000094	0,000978
Story1	Sismo 2Y	-0,031	0,425	0,000097	0,001328

La deriva máxima del edificio no deberá exceder el valor siguiente:

$$D_{max} = \frac{0.02}{cd} = \frac{0.02}{8} = 0.0025$$

La deriva máxima en el edificio de baja altura en la dirección X es de 0.002495 y en la dirección Y es de 0.002033 por lo que no exceden el valor requerido.

– Edificio de mediana altura

Tabla V-25: Resultados del cortante basal, rigideces y derivas.

Entrepiso	Caso de carga	V_{ix} (Tonf)	Deriva X (cm)	Rigidez X (Tonf/cm)	V_{iy} (Tonf)	Deriva Y (cm)	Rigidez Y (Tonf/cm)
Story11	Sismo 1X	56,64	0,4116	137,60	0,00	0,0083	0,00
Story10	Sismo 1X	101,02	0,4526	223,19	0,00	0,0087	0,00
Story9	Sismo 1X	140,49	0,4782	293,78	0,00	0,0091	0,00
Story8	Sismo 1X	175,93	0,4978	353,45	0,00	0,0094	0,00
Story7	Sismo 1X	207,33	0,5077	408,38	0,00	0,0094	0,00
Story6	Sismo 1X	234,69	0,506	463,78	0,00	0,0093	0,00

Story5	Sismo 1X	258,01	0,4909	525,57	0,00	0,009	0,00
Story4	Sismo 1X	277,27	0,4603	602,35	0,00	0,0084	0,00
Story3	Sismo 1X	292,46	0,4141	706,19	0,00	0,0076	0,00
Story2	Sismo 1X	303,57	0,3271	928,13	0,00	0,0066	0,00
Story1	Sismo 1X	311,08	0,2063	1508,01	0,00	0,0173	0,00
Story11	Sismo 2X	56,64	0,4077	138,94	0,00	0,0038	0,00
Story10	Sismo 2X	101,02	0,4518	223,59	0,00	0,0046	0,00
Story9	Sismo 2X	140,49	0,4779	293,99	0,00	0,0051	0,00
Story8	Sismo 2X	175,93	0,4974	353,67	0,00	0,0056	0,00
Story7	Sismo 2X	207,33	0,5074	408,62	0,00	0,0059	0,00
Story6	Sismo 2X	234,69	0,5058	464,03	0,00	0,006	0,00
Story5	Sismo 2X	258,00	0,4907	525,84	0,00	0,0061	0,00
Story4	Sismo 2X	277,26	0,4601	602,64	0,00	0,0059	0,00
Story3	Sismo 2X	292,45	0,4117	710,42	0,00	0,0056	0,00
Story2	Sismo 2X	303,57	0,3243	936,12	0,00	0,0049	0,00
Story1	Sismo 2X	311,07	0,2083	1493,47	0,00	0,0035	0,00
Story11	Sismo 1Y	0,00	0,0071	0,00	57,09	0,3389	168,44
Story10	Sismo 1Y	0,00	0,0077	0,00	102,37	0,3734	274,12
Story9	Sismo 1Y	0,00	0,0082	0,00	142,64	0,3991	357,38
Story8	Sismo 1Y	0,00	0,0086	0,00	178,80	0,4184	427,37
Story7	Sismo 1Y	0,00	0,0088	0,00	210,85	0,4296	490,83
Story6	Sismo 1Y	0,00	0,0088	0,00	238,79	0,4317	553,12
Story5	Sismo 1Y	0,00	0,0085	0,00	262,60	0,4238	619,69
Story4	Sismo 1Y	0,00	0,0081	0,00	282,29	0,4049	697,17
Story3	Sismo 1Y	0,00	0,0074	0,00	297,86	0,3741	796,21
Story2	Sismo 1Y	0,01	0,0066	0,00	309,30	0,333	928,78
Story1	Sismo 1Y	0,01	0,0082	0,00	317,12	0,4435	715,04
Story11	Sismo 2Y	0,00	0,0074	0,00	57,09	0,3389	168,44
Story10	Sismo 2Y	0,00	0,0081	0,00	102,37	0,3734	274,12
Story9	Sismo 2Y	0,00	0,0086	0,00	142,64	0,3991	357,38
Story8	Sismo 2Y	0,00	0,009	0,00	178,80	0,4184	427,37
Story7	Sismo 2Y	0,00	0,0092	0,00	210,85	0,4296	490,83
Story6	Sismo 2Y	0,00	0,0092	0,00	238,79	0,4317	553,12
Story5	Sismo 2Y	0,00	0,009	0,00	262,60	0,4238	619,69
Story4	Sismo 2Y	0,00	0,0086	0,00	282,30	0,4049	697,17
Story3	Sismo 2Y	0,00	0,0078	0,00	297,86	0,3741	796,21
Story2	Sismo 2Y	0,01	0,0069	0,00	309,30	0,333	928,78
Story1	Sismo 2Y	0,01	0,0087	0,00	317,12	0,4435	715,04

Tabla V-26: Desplazamientos y derivas obtenidas para cada nivel en el eje 6.

Nivel	Caso de carga	UX (cm)	UY (cm)	Deriva X	Deriva Y
Story11	Sismo 1X	4,8262	0,2029	0,001195	0,000047
Story11	Sismo 2X	4,7000	-0,1006	0,001166	0,000022
Story11	Sismo 1Y	-0,1555	3,9967	0,000036	0,000883
Story11	Sismo 2Y	0,1634	4,7632	0,000037	0,001058
Story10	Sismo 1X	4,4079	0,1863	0,001312	0,00005
Story10	Sismo 2X	4,2918	-0,0929	0,00128	0,000027
Story10	Sismo 1Y	-0,1430	3,6877	0,000039	0,000973
Story10	Sismo 2Y	0,1503	4,3930	0,000041	0,001165
Story9	Sismo 1X	3,9488	0,1689	0,001387	0,000052
Story9	Sismo 2X	3,8438	-0,0836	0,001354	0,000029
Story9	Sismo 1Y	-0,1293	3,3472	0,000042	0,00104
Story9	Sismo 2Y	0,1360	3,9852	0,000044	0,001245
Story8	Sismo 1X	3,4632	0,1506	0,001444	0,000054
Story8	Sismo 2X	3,3700	-0,0734	0,001408	0,000032
Story8	Sismo 1Y	-0,1147	2,9832	0,000043	0,00109
Story8	Sismo 2Y	0,1208	3,5492	0,000046	0,001306
Story7	Sismo 1X	2,9579	0,1319	0,001472	0,000054
Story7	Sismo 2X	2,8770	-0,0622	0,001436	0,000034
Story7	Sismo 1Y	-0,0995	2,6016	0,000044	0,00112
Story7	Sismo 2Y	0,1048	3,0923	0,000047	0,001341
Story6	Sismo 1X	2,4426	0,1130	0,001467	0,000053
Story6	Sismo 2X	2,3744	-0,0505	0,001431	0,000035
Story6	Sismo 1Y	-0,0840	2,2098	0,000045	0,001125
Story6	Sismo 2Y	0,0885	2,6231	0,000047	0,001347
Story5	Sismo 1X	1,9290	0,0944	0,001423	0,000051
Story5	Sismo 2X	1,8735	-0,0384	0,001388	0,000035
Story5	Sismo 1Y	-0,0684	1,8159	0,000044	0,001105
Story5	Sismo 2Y	0,0721	2,1516	0,000046	0,001322
Story4	Sismo 1X	1,4309	0,0764	0,001335	0,000048
Story4	Sismo 2X	1,3877	-0,0263	0,001301	0,000034
Story4	Sismo 1Y	-0,0531	1,4292	0,000041	0,001056
Story4	Sismo 2Y	0,0561	1,6889	0,000044	0,001263
Story3	Sismo 1X	0,9638	0,0595	0,001201	0,000043
Story3	Sismo 2X	0,9324	-0,0145	0,00117	0,000032
Story3	Sismo 1Y	-0,0387	1,0595	0,000038	0,000976
Story3	Sismo 2Y	0,0408	1,2468	0,00004	0,001166

Story2	Sismo 1X	0,5435	0,0443	0,000974	0,000038
Story2	Sismo 2X	0,5229	-0,0034	0,000947	0,000028
Story2	Sismo 1Y	-0,0254	0,7178	0,000033	0,000871
Story2	Sismo 2Y	0,0268	0,8385	0,000035	0,001037
Story1	Sismo 1X	0,2028	0,0311	0,000338	0,000052
Story1	Sismo 2X	0,1916	0,0064	0,000319	0,000011
Story1	Sismo 1Y	-0,0137	0,4130	0,000023	0,000688
Story1	Sismo 2Y	0,0145	0,4757	0,000024	0,000793

La deriva máxima del edificio no deberá exceder el valor siguiente:

$$D_{max} = \frac{0.015}{cd} = \frac{0.015}{7} = 0.00214$$

Según la tabla V-26, la deriva máxima del edificio en la dirección X es de 0.001472 en el entrepiso 7 y, en la dirección Y es de 0.001347 en el entrepiso 6. Esta gran diferencia de valores de derivas indican que la estructura está bastante sobrada en cuanto a los desplazamientos, ya que se colocaron secciones un poco pesadas que proporcionarían la rigidez adecuada a la estructura, por ende un periodo menor, de manera que el coeficiente sísmico de la estructura cumpliera con ser mayor al 80% del calculado por el método A.

- Edificio de gran altura

Tabla V-27: Resultados del cortante basal, rigideces y derivas.

Entrepiso	Caso de carga	V_{ix} (Tonf)	Deriva X (cm)	Rigidez X (Tonf/cm)	V_{iy} (Tonf)	Deriva Y (cm)	Rigidez Y (Tonf/cm)
Story20	Sismo 1X	229,19	0,4782	479,30	0,00	0,0617	0,00
Story19	Sismo 1X	340,50	0,5068	671,86	0,01	0,0635	0,00
Story18	Sismo 1X	446,05	0,5312	839,64	0,01	0,0651	0,00
Story17	Sismo 1X	546,04	0,554	985,56	0,02	0,0666	0,00
Story16	Sismo 1X	640,47	0,5745	1114,81	0,02	0,0677	0,00
Story15	Sismo 1X	729,32	0,5922	1231,45	0,03	0,0686	0,00
Story14	Sismo 1X	812,59	0,6068	1339,11	0,03	0,0692	0,00
Story13	Sismo 1X	890,29	0,6183	1439,98	0,04	0,0693	0,00
Story12	Sismo 1X	962,41	0,6305	1526,40	0,04	0,0672	0,00
Story11	Sismo 1X	1028,93	0,6344	1621,84	0,05	0,0662	0,00
Story10	Sismo 1X	1089,87	0,6335	1720,43	0,05	0,0648	0,00
Story9	Sismo 1X	1145,21	0,6278	1824,18	0,06	0,0629	0,00

Story8	Sismo 1X	1194,94	0,617	1936,70	0,06	0,0605	0,00
Story7	Sismo 1X	1239,07	0,6008	2062,33	0,07	0,0574	0,00
Story6	Sismo 1X	1277,58	0,5789	2206,89	0,08	0,0537	0,00
Story5	Sismo 1X	1310,46	0,551	2378,46	0,08	0,0494	0,00
Story4	Sismo 1X	1337,72	0,5167	2589,12	0,09	0,0443	0,00
Story3	Sismo 1X	1359,33	0,4758	2857,19	0,10	0,0386	0,00
Story2	Sismo 1X	1375,28	0,4432	3103,01	0,10	0,0322	0,00
Story1	Sismo 1X	1386,11	0,5583	2482,68	0,11	0,0322	0,00
Story20	Sismo 2X	229,17	0,4603	497,90	0,00	0,0518	0,00
Story19	Sismo 2X	340,44	0,4884	697,01	0,01	0,0517	0,00
Story18	Sismo 2X	445,96	0,5126	869,94	0,01	0,0516	0,00
Story17	Sismo 2X	545,92	0,5352	1019,99	0,01	0,0515	0,00
Story16	Sismo 2X	640,31	0,5555	1152,59	0,02	0,0511	0,00
Story15	Sismo 2X	729,13	0,5732	1272,04	0,02	0,0506	0,00
Story14	Sismo 2X	812,37	0,5878	1382,12	0,03	0,0499	0,00
Story13	Sismo 2X	890,04	0,5994	1484,93	0,03	0,0488	0,00
Story12	Sismo 2X	962,13	0,6126	1570,58	0,04	0,0453	0,00
Story11	Sismo 2X	1028,63	0,617	1667,21	0,04	0,0434	0,00
Story10	Sismo 2X	1089,53	0,6166	1767,04	0,04	0,0413	0,00
Story9	Sismo 2X	1144,85	0,6116	1871,91	0,05	0,0387	0,00
Story8	Sismo 2X	1194,56	0,6017	1985,45	0,05	0,0358	0,00
Story7	Sismo 2X	1238,66	0,5865	2111,99	0,06	0,0324	0,00
Story6	Sismo 2X	1277,15	0,5658	2257,28	0,06	0,0285	0,00
Story5	Sismo 2X	1310,02	0,5393	2429,31	0,07	0,0242	0,00
Story4	Sismo 2X	1337,26	0,5065	2639,95	0,07	0,0193	0,00
Story3	Sismo 2X	1358,86	0,4674	2907,02	0,08	0,0139	0,00
Story2	Sismo 2X	1374,80	0,441	3117,42	0,09	0,0074	0,00
Story1	Sismo 2X	1385,63	0,5508	2515,50	0,09	0,0063	0,00
Story20	Sismo 1Y	0,01	0,0146	0,00	229,18	0,3641	629,47
Story19	Sismo 1Y	0,03	0,0116	0,00	345,02	0,3947	874,14
Story18	Sismo 1Y	0,05	0,0122	0,00	454,87	0,4229	1075,60
Story17	Sismo 1Y	0,07	0,0135	0,00	558,92	0,4497	1242,80
Story16	Sismo 1Y	0,08	0,0147	0,00	657,18	0,4746	1384,77
Story15	Sismo 1Y	0,10	0,0149	0,00	749,64	0,4971	1508,03
Story14	Sismo 1Y	0,11	0,0151	0,00	836,30	0,517	1617,69
Story13	Sismo 1Y	0,13	0,0155	0,00	917,16	0,5339	1717,88
Story12	Sismo 1Y	0,14	0,0165	0,00	992,21	0,5475	1812,11
Story11	Sismo 1Y	0,15	0,0172	0,00	1061,44	0,5576	1903,63
Story10	Sismo 1Y	0,17	0,0176	0,00	1124,87	0,5637	1995,37

Story9	Sismo 1Y	0,18	0,0173	0,00	1182,47	0,5657	2090,17
Story8	Sismo 1Y	0,19	0,0169	0,00	1234,25	0,5633	2191,11
Story7	Sismo 1Y	0,19	0,0163	0,00	1280,20	0,5562	2301,86
Story6	Sismo 1Y	0,20	0,0156	0,00	1320,31	0,544	2427,04
Story5	Sismo 1Y	0,21	0,0155	0,00	1354,59	0,5265	2572,91
Story4	Sismo 1Y	0,21	0,0154	0,00	1383,02	0,5032	2748,55
Story3	Sismo 1Y	0,21	0,0151	0,00	1405,60	0,4739	2966,14
Story2	Sismo 1Y	0,21	0,0128	0,00	1422,31	0,4351	3268,85
Story1	Sismo 1Y	0,21	0,0469	0,00	1433,76	0,6038	2374,43
Story20	Sismo 2Y	0,02	0,012	0,00	229,18	0,3641	629,44
Story19	Sismo 2Y	0,04	0,0124	0,00	345,02	0,3947	874,06
Story18	Sismo 2Y	0,07	0,0146	0,00	454,87	0,4229	1075,49
Story17	Sismo 2Y	0,10	0,0147	0,00	558,92	0,4498	1242,65
Story16	Sismo 2Y	0,12	0,0163	0,00	657,18	0,4746	1384,60
Story15	Sismo 2Y	0,15	0,0177	0,00	749,65	0,4972	1507,83
Story14	Sismo 2Y	0,17	0,0181	0,00	836,31	0,517	1617,47
Story13	Sismo 2Y	0,19	0,0184	0,00	917,17	0,534	1717,64
Story12	Sismo 2Y	0,22	0,0183	0,00	992,22	0,5476	1811,86
Story11	Sismo 2Y	0,24	0,0192	0,00	1061,45	0,5577	1903,36
Story10	Sismo 2Y	0,26	0,0199	0,00	1124,88	0,5638	1995,08
Story9	Sismo 2Y	0,28	0,0204	0,00	1182,48	0,5658	2089,85
Story8	Sismo 2Y	0,30	0,0209	0,00	1234,26	0,5634	2190,76
Story7	Sismo 2Y	0,32	0,0208	0,00	1280,21	0,5563	2301,46
Story6	Sismo 2Y	0,34	0,0201	0,00	1320,33	0,5441	2426,59
Story5	Sismo 2Y	0,36	0,0193	0,00	1354,61	0,5266	2572,38
Story4	Sismo 2Y	0,37	0,0185	0,00	1383,04	0,5033	2747,93
Story3	Sismo 2Y	0,39	0,0188	0,00	1405,61	0,474	2965,34
Story2	Sismo 2Y	0,40	0,0169	0,00	1422,33	0,4353	3267,22
Story1	Sismo 2Y	0,41	0,0273	0,00	1433,78	0,6044	2372,42

Tabla V-28: Desplazamientos y derivas obtenidas para cada nivel en el eje 11.

Nivel	Caso de carga	UX (cm)	UY (cm)	Deriva X	Deriva Y
Story20	Sismo 1X	13,0646	2,3007	0,001649	0,000352
Story20	Sismo 2X	12,0833	1,4555	0,001552	0,000295
Story20	Sismo 1Y	-0,5696	9,5865	0,000059	0,001005
Story20	Sismo 2Y	0,6871	10,6693	0,000064	0,001077
Story19	Sismo 1X	12,4875	2,1776	0,001738	0,000361
Story19	Sismo 2X	11,5401	1,3522	0,001632	0,000294

Story19	Sismo 1Y	-0,5488	9,2347	0,000065	0,001087
Story19	Sismo 2Y	0,6647	10,2923	0,000071	0,001172
Story18	Sismo 1X	11,8791	2,0511	0,001815	0,00037
Story18	Sismo 2X	10,969	1,2492	0,0017	0,000294
Story18	Sismo 1Y	-0,5261	8,8544	0,000069	0,001161
Story18	Sismo 2Y	0,6399	9,8822	0,000077	0,001259
Story17	Sismo 1X	11,2439	1,9214	0,001886	0,000378
Story17	Sismo 2X	10,374	1,1465	0,001763	0,000292
Story17	Sismo 1Y	-0,5018	8,4479	0,000074	0,001233
Story17	Sismo 2Y	0,6129	9,4415	0,000083	0,001342
Story16	Sismo 1X	10,5837	1,7889	0,00195	0,000385
Story16	Sismo 2X	9,7569	1,0442	0,001819	0,00029
Story16	Sismo 1Y	-0,476	8,0166	0,000078	0,001298
Story16	Sismo 2Y	0,5838	8,9717	0,000089	0,001419
Story15	Sismo 1X	9,9013	1,6542	0,002004	0,00039
Story15	Sismo 2X	9,1201	0,9426	0,001867	0,000287
Story15	Sismo 1Y	-0,4487	7,5621	0,000082	0,001358
Story15	Sismo 2Y	0,5528	8,475	0,000094	0,001489
Story14	Sismo 1X	9,1998	1,5178	0,002048	0,000393
Story14	Sismo 2X	8,4666	0,8421	0,001905	0,000283
Story14	Sismo 1Y	-0,4201	7,0869	0,000085	0,00141
Story14	Sismo 2Y	0,5201	7,9537	0,000098	0,001551
Story13	Sismo 1X	8,4829	1,3803	0,002081	0,000393
Story13	Sismo 2X	7,7999	0,7432	0,001933	0,000276
Story13	Sismo 1Y	-0,3904	6,5933	0,000088	0,001455
Story13	Sismo 2Y	0,4858	7,4108	0,000102	0,001604
Story12	Sismo 1X	7,7546	1,2427	0,002106	0,000381
Story12	Sismo 2X	7,1233	0,6466	0,001955	0,000256
Story12	Sismo 1Y	-0,3597	6,0842	0,000089	0,001489
Story12	Sismo 2Y	0,4502	6,8493	0,000104	0,001649
Story11	Sismo 1X	7,0175	1,1094	0,002112	0,000375
Story11	Sismo 2X	6,4392	0,5569	0,001958	0,000245
Story11	Sismo 1Y	-0,3284	5,563	0,000091	0,001514
Story11	Sismo 2Y	0,4137	6,2723	0,000107	0,001681
Story10	Sismo 1X	6,2781	0,9781	0,002103	0,000367
Story10	Sismo 2X	5,7539	0,471	0,001947	0,000233
Story10	Sismo 1Y	-0,2965	5,033	0,000092	0,001529
Story10	Sismo 2Y	0,3763	5,684	0,000108	0,001702
Story9	Sismo 1X	5,542	0,8495	0,002078	0,000356

Story9	Sismo 2X	5,0725	0,3895	0,001921	0,000218
Story9	Sismo 1Y	-0,2643	4,4977	0,000092	0,001533
Story9	Sismo 2Y	0,3383	5,0884	0,000109	0,00171
Story8	Sismo 1X	4,8147	0,7248	0,002036	0,000342
Story8	Sismo 2X	4,4003	0,3132	0,001878	0,000201
Story8	Sismo 1Y	-0,2319	3,9612	0,000092	0,001524
Story8	Sismo 2Y	0,3	4,4898	0,00011	0,001705
Story7	Sismo 1X	4,1023	0,6051	0,001975	0,000324
Story7	Sismo 2X	3,7429	0,2428	0,001819	0,000182
Story7	Sismo 1Y	-0,1998	3,4277	0,000091	0,001503
Story7	Sismo 2Y	0,2617	3,893	0,000109	0,001686
Story6	Sismo 1X	3,411	0,4916	0,001895	0,000303
Story6	Sismo 2X	3,1061	0,1792	0,001742	0,000159
Story6	Sismo 1Y	-0,168	2,9016	0,000089	0,001468
Story6	Sismo 2Y	0,2235	3,3029	0,000108	0,001652
Story5	Sismo 1X	2,7477	0,3855	0,001795	0,000278
Story5	Sismo 2X	2,4964	0,1234	0,001646	0,000135
Story5	Sismo 1Y	-0,137	2,3879	0,000086	0,001418
Story5	Sismo 2Y	0,1858	2,7246	0,000105	0,001602
Story4	Sismo 1X	2,1194	0,2881	0,001673	0,000249
Story4	Sismo 2X	1,9202	0,0764	0,00153	0,000107
Story4	Sismo 1Y	-0,1069	1,8917	0,000082	0,001352
Story4	Sismo 2Y	0,1489	2,1638	0,000102	0,001535
Story3	Sismo 1X	1,5337	0,201	0,00153	0,000216
Story3	Sismo 2X	1,3847	0,039	0,001393	0,000076
Story3	Sismo 1Y	-0,0782	1,4184	0,000077	0,00127
Story3	Sismo 2Y	0,1131	1,6264	0,000098	0,00145
Story2	Sismo 1X	0,9983	0,1254	0,001347	0,000177
Story2	Sismo 2X	0,8971	0,0125	0,001221	0,000041
Story2	Sismo 1Y	-0,0512	0,9739	0,000069	0,001163
Story2	Sismo 2Y	0,0789	1,1189	0,000094	0,001338
Story1	Sismo 1X	0,5268	0,0633	0,000878	0,000106
Story1	Sismo 2X	0,4699	-0,0019	0,000783	0,000003
Story1	Sismo 1Y	-0,027	0,5669	0,000045	0,000945
Story1	Sismo 2Y	0,046	0,6507	0,000077	0,001085

La deriva máxima del edificio no deberá exceder el valor siguiente:

$$D_{max} = \frac{0.015}{cd} = \frac{0.015}{7} = 0.00214$$

La deriva máxima en el edificio en la dirección X es de 0.002112 en el entrepiso 11, en la dirección Y en el entrepiso 9 es de 0.00171, por lo que no exceden el valor requerido. En consecuencia, la edificación tiene un comportamiento estructural aceptable.

CAPÍTULO VI: ANÁLISIS Y DISEÑO DE EDIFICIOS DE ESTRUCTURAS DE ACERO MEDIANTE EL MÉTODO POR DESEMPEÑO SÍSMICO

Este capítulo está basado en la aplicación de la metodología de diseño por desempeño sísmico en el análisis y diseño de estructuras de acero, tomando como punto de partida la definición de un objetivo de desempeño y la aplicación de los análisis sísmicos para determinar la capacidad de la estructura y el punto de desempeño, según los límites de desplazamientos permitidos para el nivel de aceptabilidad global del diseño.

6.1 Definición del objetivo de desempeño

Para definir un objetivo de desempeño es necesario conocer la ocupación a la que está destinada la edificación, el estado de la misma y la demanda sísmica de la estructura. De esta manera, se podrá establecer el daño esperado en la estructura. Basados en el sismo de diseño que propone la NTDS y el FEMA-356 se puede establecer un límite de daño que tendría la estructura ante un evento sísmico.

La NTDS considera un sismo de diseño que no se presente frecuentemente en la vida útil de la edificación, el cual posee una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años y un periodo de retorno de 475 años. Por otra parte, la FEMA-356 propone sismos con diferente probabilidad de ocurrencia y sus correspondientes periodos de retorno, tal como se mostró en la tabla II-18 de la sección 2.2.3.; donde para un sismo de diseño existe una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años en un periodo de retorno de 474 años, similar al detallado por la NTDS. El ATC-40 también describe que para dicho sismo de diseño, se estable un nivel de Seguridad de Vida como objetivo de desempeño.

6.2 Análisis sísmico en las edificaciones

Para determinar la capacidad de cada estructura y el punto de desempeño, se hará por medio de la técnica denominada Pushover, para lo cual es necesario generar modelos tridimensionales en un programa de computadora, en este caso ETABS y SAP2000, considerando criterios de diseño según reglamentos, donde se definen las propiedades geométricas, las propiedades del material no lineal, se introducen las secciones de los

elementos estructurales sismorresistentes y orígenes de masa. Una vez representado el edificio en un modelo de computador, se introduce el espectro de diseño que establece la norma NTDS.

Para iniciar con la aplicación del análisis no lineal, se deberán definir los patrones de cargas que actuarán sobre los edificios, las cuales deberán ser incrementadas monótonicamente hasta lograr el colapso de la estructura.

6.2.1 Propiedades del material no lineal

6.2.1.1 Modelos de histéresis.

Un análisis de respuesta sísmica inelástica de estructuras requiere modelos de histéresis realísticos, los cuales pueden representar la relación de resistencia-deformación de un modelo de miembro estructural.

Un modelo de histéresis se obtiene por la extracción de características comunes de las relaciones de resistencia-deformación observadas en las pruebas de laboratorio de los miembros de propiedades similares. El modelo de histéresis de un miembro debe ser capaz de expresar la relación de resistencia-deformación bajo cualquier historia de cargas, incluyendo las reversiones de carga.

A la relación de resistencia-deformación bajo una carga monótonica creciente se le denomina curva primaria o curva esqueleto. La curva esqueleto proporciona una envolvente de la relación resistencia-deformación histéretica, si el comportamiento es gobernado por flexión estable.

La relación de fuerza-deformación después de la aparición de la degradación de la resistencia, normalmente no se modela porque el comportamiento es fuertemente dependiente de un deterioro local particular de los materiales.

Se debe usar diferentes modelos para elementos estructurales considerados en un análisis; por ejemplo, un modelo constitutivo de materiales en un análisis por el método de elementos finitos, un modelo de histéresis para un resorte rotacional del modelo de un

miembro de un componente, un modelo de histéresis de corte basal- distorsión para un modelo masa-resorte.

Debido a que la relación de histéresis es altamente dependiente de la historia de carga y de las propiedades estructurales del miembro, es difícil formular un modelo de histéresis general, o los parámetros de los modelos de histéresis no pueden ser determinados analíticamente por las propiedades del miembro. En el pasado se desarrollaron muchos modelos que definen la no linealidad del material y que representan el comportamiento histerético de los elementos; algunos de estos modelos son muy bien elaborados, e incluyen muchas condiciones de histéresis, mientras que otros son simples, pero la mayoría consideran dos factores fundamentales: deterioro de la rigidez en la descarga inelástica y deterioro en la resistencia. La complejidad de un modelo de histéresis indica una gran memoria para almacenar las condiciones de histéresis del programa en un ordenador. Un modelo de histerético debe ser capaz de representar la evolución de la rigidez, la resistencia y el efecto de estrechamiento bajo cualquier historia de desplazamientos.

6.2.1.1.1 Modelo de histéresis cinemático.

Este modelo está basado sobre el comportamiento de endurecimiento cinemático que es comúnmente observado en metales y, es por defecto, el modelo de histéresis para todos los materiales metálicos. Este modelo disipa una cantidad significativa de energía y es apropiado para materiales dúctiles.

Bajo las reglas del comportamiento cinemático, la deformación plástica en una dirección “hala” la curva para la otra dirección junto con ella, emparejando pares de puntos que están conectados. No se requieren parámetros adicionales para este modelo.

Bajo la descarga y carga reversamente, la curva sigue un patrón hecho de segmentos paralelos de la misma longitud, como los previamente segmentos cargados y sus equivalentes de direcciones opuestas, hasta que este patrón reagrupa el pilar principal de

la curva cuando este cargando en la dirección opuesta. Este comportamiento es mostrado por ciclos de incrementos de deformaciones (ver Figura VI-1).

Cuando se hallan definido los puntos en la curva multi-lineal, se debe estar alerta que los pares simétricos de los puntos serán conectados, incluso si la curva no es simétrica. Esto da un poco de control sobre la forma de las vueltas histéreticas. El modelo cinemático forma la base para muchos otros modelos, como Takeda, degradante y endurecimiento BRB.

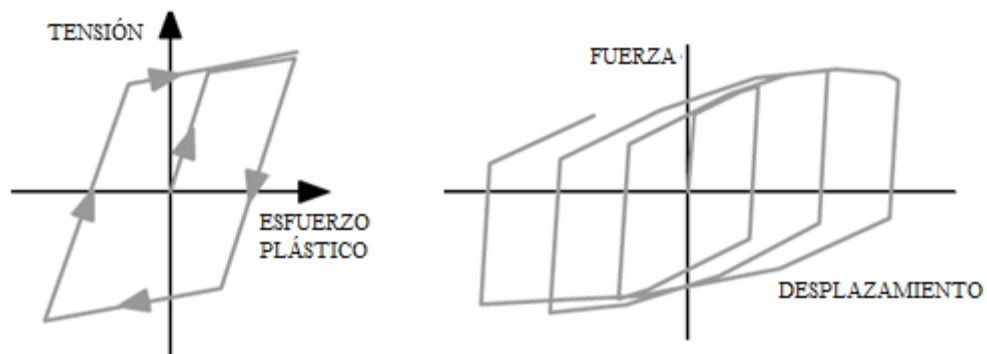


Figura VI-1: Curva de histéresis cinemático.

6.2.1.1.2 Modelo de histéresis de Ramberg – Osgood.

Usando los parámetros de desplazamiento de fluencia resistencia a la fluencia se expresó una relación de esfuerzo – deformación de estructuras metálicas por Ramberg y Osgood (1943). Este modelo se utiliza a menudo en el análisis de elementos finitos o en el modelo de lámina, para la relación resistencia – deformación de los miembros de acero en un análisis de un pórtico. El modelo puede ser capaz de disipar algo de energía por histéresis.

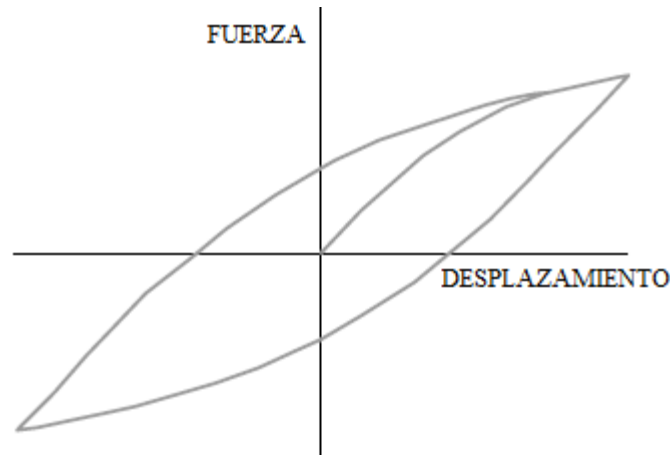


Figura VI-2: Curva de histéresis de Ramberg-Osgood.

6.2.1.1.3 Modelo de histéresis Takeda.

El modelo Takeda es muy similar al modelo cinemático dado que no se requieren parámetros adicionales, pero utiliza un circuito degradante descrito por Takeda, Sozen y Nielsen (1970). Este modelo es más apropiado para el concreto reforzado que el acero, incluye tanto los cambios en la rigidez en agrietamiento por flexión y en cedencia como las características de endurecimiento por deformación. La carga del modelo está entre los segmentos elásticos similares al modelo cinemático, pero cuando se recarga, la curva sigue una recta secante hacia la curva esqueleto para la carga en la dirección opuesta. El punto de intersección para esta secante está en la máxima deformación que ocurrió en la dirección debajo de previos ciclos de cargas.

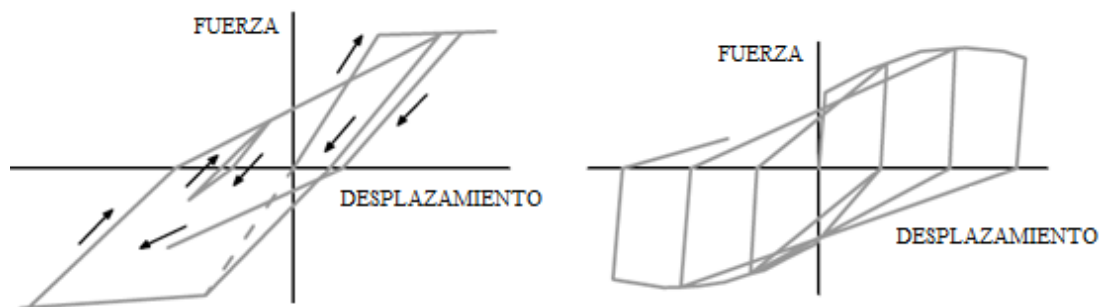


Figura VI-3: Curva de histéresis Takeda.

6.2.1.1.4 Modelo de histéresis degradante.

El modelo degradante también es muy similar al modelo cinemático, pero utiliza un circuito degradante que es considerado para la decreción de la disipación de energía y la carga de rigidez con incremento de deformación plástica. Para este modelo se toma en cuenta la relación momento curvatura histerética propuesta en el modelo de Takeda, añadiendo el efecto de degradación de resistencia y rigidez debido a la fatiga de bajo ciclaje. La pérdida de rigidez y resistencia de un elemento de concreto armado se presenta si el mismo es deformado más allá de un cierto nivel crítico durante los ciclos de carga.

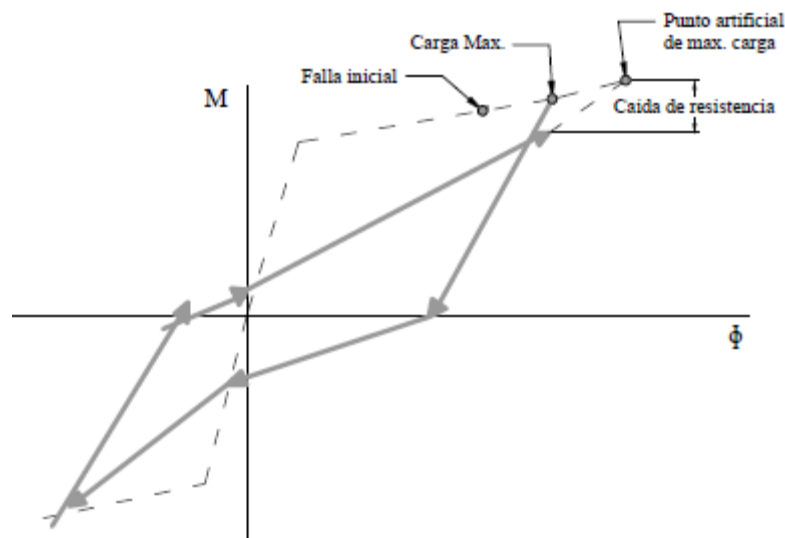


Figura VI-4: Curva de histéresis para la degradación de resistencia.

6.2.1.1.5 Modelo de histéresis de endurecimiento BRB.

A diferencia del modelo de histéresis degradante, el modelo de endurecimiento BRB utiliza el circuito degradante para el incremento de resistencia con deformación plástica, que es debida a los brazos de restricción de pandeo; causando que la curva esqueleto y el debido lazo histerético crezca progresivamente en tamaño. La degradación no ocurre durante la carga monotónica, sin embargo, la inversión de la carga, la curva de descarga y carga en la dirección opuesta se modifica según el factor de endurecimiento computado por el último incremento de deformación, Este modelo está diseñado para comportamiento

axial, pero puede ser aplicado a cualquier grado de libertad. Dicho modelo se ve reflejado en la siguiente figura.

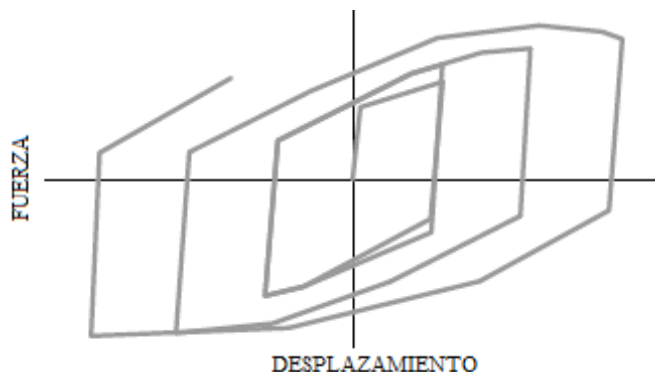


Figura VI-5: Curva de histéresis de endurecimiento BRB.

6.2.1.1.6 Modelo de histéresis isotrópico.

Este modelo es, en cierto sentido, lo contrario del modelo cinemático. La deformación plástica en una dirección "empuja" la curva para la otra dirección lejos de él, para que ambas direcciones aumentan en fuerza al mismo tiempo. A diferencia del modelo de endurecimiento de BRB, la curva esqueleto por sí mismo no aumenta en fuerza, sólo el comportamiento de carga, descarga y recarga. Pares de puntos están vinculados. No hay parámetros adicionales se requieren para este modelo.

La descarga y carga inversa ocurren a lo largo de un camino paralelo a la línea elástica hasta que la magnitud de la acción en sentido inverso es igual a la de la curva esqueleto en la misma cantidad de deformación en la dirección contraria y luego continúa por una secante horizontal a dicha curva.

Cuando se definen los puntos en la curva multi-linear, deben ser conscientes que se enlazarán pares simétricos de los puntos, incluso si la curva no es simétrica. Esto le da cierto control sobre la forma del lazo de histéresis. Este modelo disipa más energía de todos los modelos. Este comportamiento se ilustra en la figura.

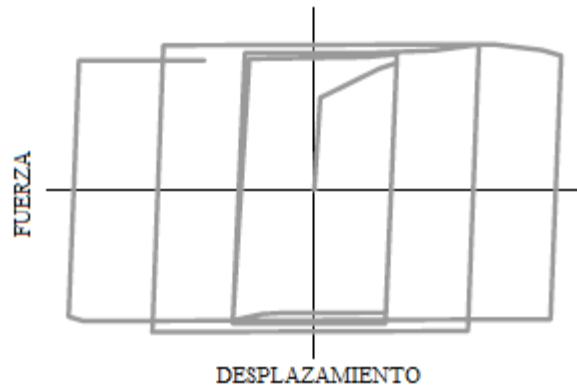


Figura VI-6: Curva de histéresis isotrópico.

6.2.1.2 Valores de radio de amortiguamiento según el material estructural.

El amortiguamiento del material es usualmente identificado como el amortiguamiento asociado con la pérdida de energía histéretica en los materiales como los resultados de estos en los ciclos de esfuerzo. El amortiguamiento puede tener un muy significativo efecto en los requerimientos de diseño sísmico para componentes en las condiciones de resonancia o cercanos a estas. Típicamente, un cambio de 0.5% a 2% podría reducir los requerimientos de cargas sísmicas en la región potencial de resonancia por un factor de dos o más. Sin embargo, para componentes fuera de los límites de la región de resonancia, tiene pequeños efectos en las cargas resultantes de repuesta.

Esta forma de amortiguamiento es extremadamente pequeña para el acero, que típicamente está en el rango de 0.4% a 2%. En el caso del concreto reforzado relativamente está en el rango entre 2.5% y el 5%. A continuación, se presentan los valores de amortiguamiento utilizados en la normativa japonesa, que posteriormente fue adoptada por las normativas de Estados Unidos.

Tabla VI-1: Valores de amortiguamiento actuales en normativa japonesa (JIR).

Material	Porcentaje (%)
Tuberías	0.5
Acero soldado	1.0
Acero estructural	2.0
Concreto preforzado	2.0
Concreto reforzado	5.0

El modelo Takeda generalmente es utilizado para elementos de concreto reforzado, en la cual se define la curva esfuerzo-deformación con el parámetro Mander destinado para concreto simple (ver figura VI-7) y con un radio de amortiguamiento viscoso del 2%.

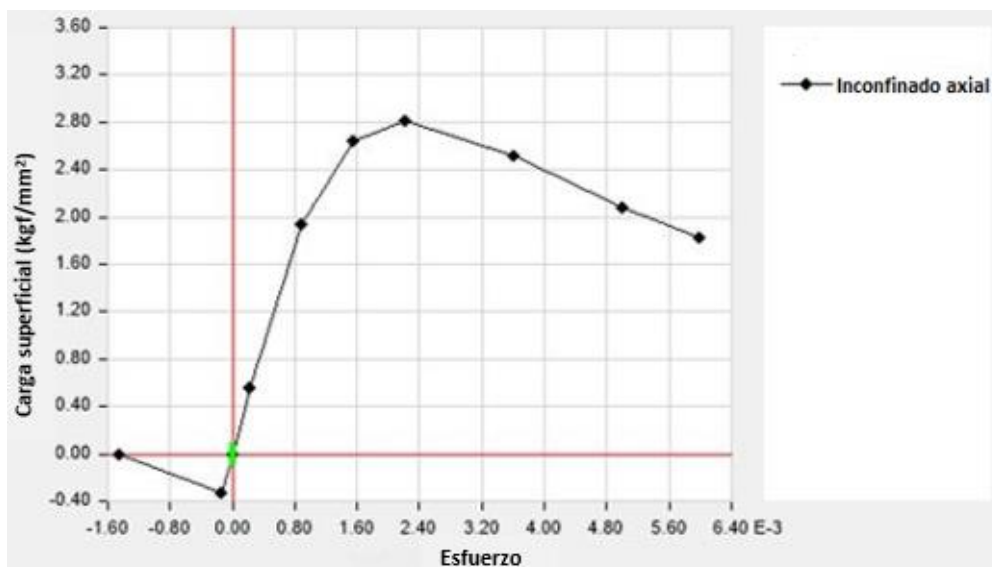


Figura VI-7: Curva esfuerzo-carga superficial con modelo de Mander.

Para los elementos sismorresistentes empleados de estructuras de acero se hará uso de la curva de histéresis cinemática, debido a que es apropiado para metales y materiales dúctiles y además, posee la capacidad de disipar una cantidad significativa de energía. El radio de amortiguamiento correspondiente a este tipo de material es del 2%. Para la definición de la curva esfuerzo-carga superficial se utilizará el modelo simple (ver figura VI-8).

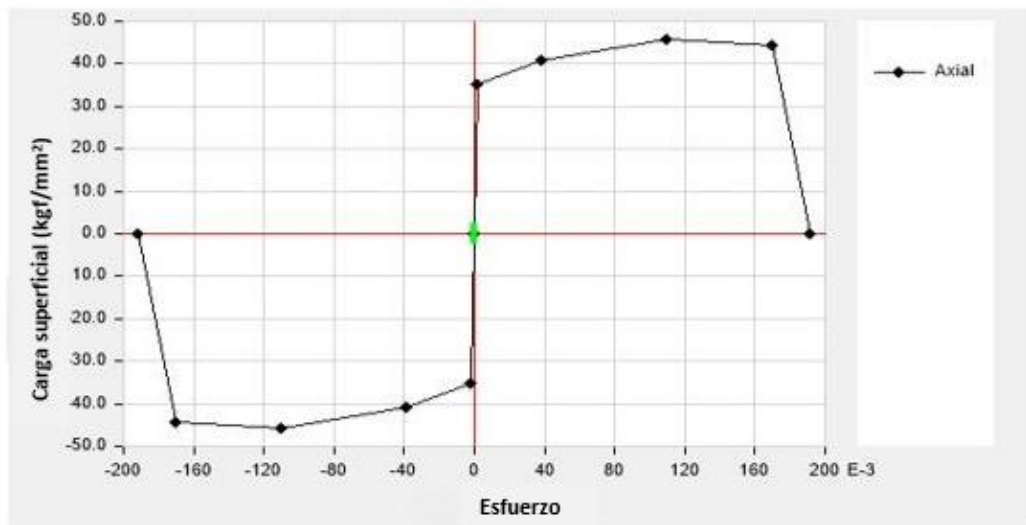


Figura VI-8: Curva esfuerzo-carga superficial con modelo simple.

6.2.2 Origen de masa

El análisis Pushover requiere un origen de masa según lo establecido en la UBC'94, donde el factor multiplicador de carga muerta es igual a 1.0 y el factor de carga viva igual a 0.25 o 0.5, dependiendo el uso al cual está destinado el edificio.

Independientemente el método de análisis y el tipo de uso del edificio, la carga sísmica debe poseer un origen de masa según las siguientes expresiones:

Caso general

$$W = D + 0.25L$$

Caso especial (Bodegas y almacenajes)

$$W = D + 0.5L$$

6.2.3 Rigidez secante

Varias aproximaciones del método basado en desplazamiento han sido propuestas para mejorar el control de los desplazamientos de las estructuras en caso de sismos, así como el diseño sísmico basado en el desempeño. De las muchas aproximaciones propuestas, hay tres formas principales que han sido adoptadas: El espectro de respuesta-basado en la rigidez inicial, el espectro de respuesta-basado en la rigidez secante y el análisis basado en la historia del tiempo.

Los procedimientos basados en la rigidez secante, utilizan dicha rigidez para el diseño del nivel de respuesta y el concepto equivalente del amortiguamiento viscoso para caracterizar los sistemas estructurales de respuesta no lineal. La figura VI-9 muestra como la rigidez secante es definida como el radio de la resistencia para el máximo desplazamiento. Para facilitar el diseño utilizando la rigidez secante, se debe utilizar un coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente considerado para la disipación de energía durante la respuesta estructural no lineal.

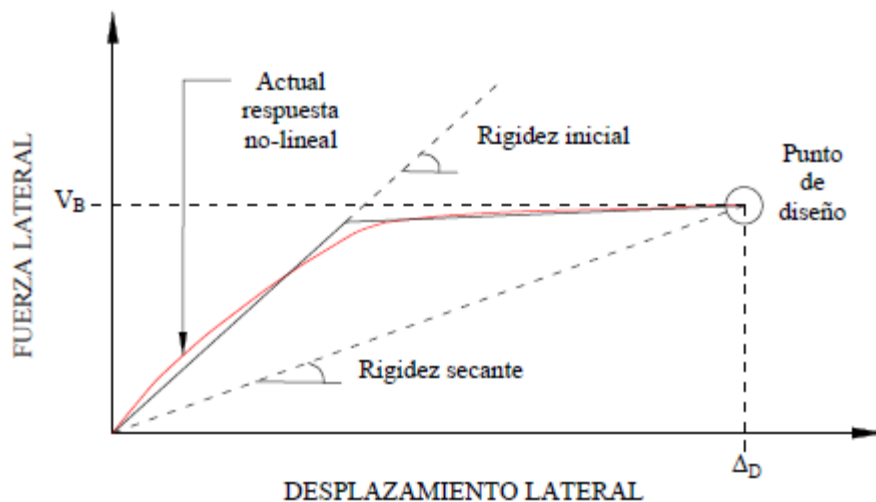


Figura VI-9: Ilustración de los conceptos de rigidez inicial y rigidez secante para una respuesta completa no lineal de una estructura.

6.2.4 Definición de rótulas plásticas

Se definen rótulas plásticas tanto en vigas como en columnas para identificar después de diseñados dichos elementos, los mecanismos de fallas que presentará la estructura. Las rótulas plásticas son definidas en vigas por medio de los diagramas de momento-curvatura y en columnas por los diagramas de interacción.

T. Paulay & M. Prensley (1992) establece que debe hacerse una simplificación en los esfuerzos que ocurren en los extremos de los elementos sismorresistentes, ya que en marcos sometidos a acciones sísmicas es en los extremos donde se generan los mayores esfuerzos, por lo que se definen posibles puntos, en los cuales se puedan generar rotulas plásticas. Una buena estimación para que se produzcan estos mecanismos es la longitud plástica (ver figura VI-10), es decir, la mitad del peralte de la sección, $0.5h$.

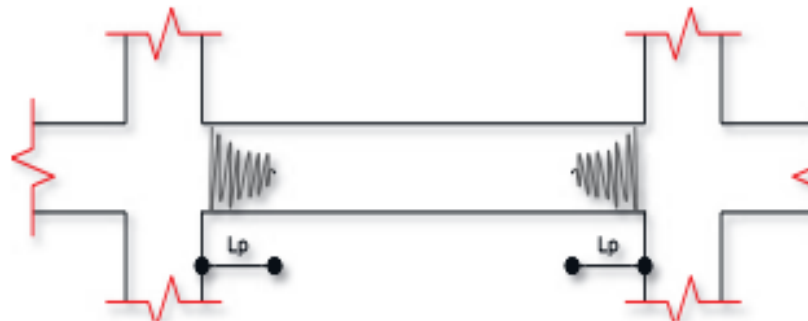


Figura VI-10: Longitud de rótulas plásticas.

Cada rótula plástica es modelada como una rótula de punto discreto. Todas las deformaciones plásticas, ya sea desplazamiento o rotación, ocurrirá dentro del punto de la rótula. Esto significa que se debe asumir una longitud para la rótula sobre la cual la tensión plástica o la curvatura plástica son integradas.

No existe una manera fácil para escoger esta longitud, aunque los lineamientos estén dados en el FEMA 356. Típicamente, esta longitud es una fracción de la longitud del elemento, y es a menudo en el orden de la profundidad, particularmente para rótulas de momento-rotación.

Se puede aproximar la plasticidad que está distribuida sobre la longitud del elemento, insertando muchas rótulas. Por ejemplo, se podría insertar diez rótulas en posiciones relativas dentro de los elementos de 0.05, 0.15, 0.25, ..., 0.95, cada uno con propiedades de deformación basadas en una longitud de rótula asumida de una de las diez rótulas de la longitud del elemento. Por supuesto, agregando más rótulas producirá mayor costo computacional, aunque no pueden ser demasiadas significantes si ellas no alcanzan la fluencia.

Para los modelos analizados en el presente trabajo se definirán rotulas plásticas de los elementos viga y columna al 5% y 95% de la longitud total del elemento. La hipótesis para que este modelo se cumpla, es que el nudo de la unión viga-columna no falle.

6.2.4.1 Curva de deformación plástica.

Para cada grado de libertad se debe definir una curva fuerza-desplazamiento (momento-rotación) que de un valor de fluencia y la deformación plástica siguiente a éste. Este proceso termina cuando se obtienen los valores de 5 puntos como los mostrados en la figura VI-11. Se debe especificar una curva simétrica o por lo menos una que difiera en la dirección positiva y negativa.

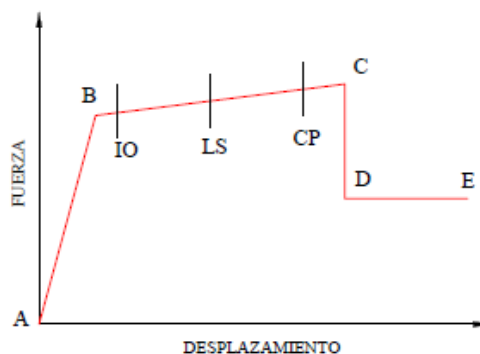


Figura VI-11: Curva de fuerza vs desplazamiento en rótulas plásticas de elementos primarios.

La forma de esta curva es destinada para el análisis Pushover. Se puede utilizar cualquier forma deseada. Los siguientes puntos deben ser mostrados en la curva:

- Punto A es siempre el origen.
- Punto B representa la fluencia. Ninguna deformación ocurre en la rótula arriba del punto B, a menos que el valor de la deformación sea especificado para el punto B. El desplazamiento (rotación) en el punto B será restado de las deformaciones en los puntos C, D y E. Solo la deformación plástica más allá del punto B será mostrada por la rótula.
- Punto C representa la capacidad última para el análisis Pushover. Sin embargo, se debe especificar una pendiente positiva del punto C hacia el punto D.
- Punto D representa un esfuerzo residual para el análisis Pushover. Sin embargo, se debe especificar una pendiente positiva del punto C hacia el punto D o del punto D hacia el punto E.
- Punto E representa la falla total. Más allá del punto E, la rótula liberará directamente la carga hacia el punto F (no mostrado) debajo del punto E en el eje horizontal. Si no se quiere que la rótula falle de esta manera, se debe asegurar especificar un gran valor de deformación en el punto E.

Además, se debe especificar medidas de deformación adicional en los puntos IO (Ocupación inmediata), LS (Seguridad de vida) y CP (Prevención del colapso). Estas son medidas adicionales que son reportadas en los resultados del análisis y utilizados para el diseño basado en desempeño. Estos no tienen ningún efecto en el comportamiento de la estructura. El ATC-40, en su sección 11.4.3.1, establece que el límite de Seguridad de Vida debe estar al 75% de la distancia entre el origen y el punto C, para elementos de acciones primarias.

Previo a alcanzar el punto B, todas las deformaciones son lineales y ocurren en el elemento del marco por sí solas, no en las rótulas. La deformación plástica más allá del punto B, ocurre en la rótula en adición para cualquier deformación que puede ocurrir en el elemento.

Cuando la rótula descarga elásticamente, lo hace sin ninguna deformación plástica, paralela a la pendiente de los puntos A y B.

6.2.5 Patrones de carga

Un patrón de carga es una distribución espacial de fuerzas, desplazamientos, temperaturas y otros efectos que actúan sobre la estructura. La aplicación de un patrón de carga incide grandemente en la determinación de la curva de capacidad de la estructura, ya que para poder utilizar la técnica Pushover se selecciona un patrón de cargas que se aproxime a las fuerzas inerciales esperadas en el edificio durante el sismo; aunque las fuerzas inerciales varían de acuerdo a la magnitud del sismo y al periodo de exposición de la estructura por lo que se utilizan patrones de cargas que produzcan efectos aproximados a los que producirá un sismo.

Para una adecuada evaluación de desempeño sísmico, la selección del patrón de carga lateral es imperativa. Estos patrones deben mostrar aproximadamente la distribución de las fuerzas inerciales en un diseño sísmico, el cual a veces requiere incorporar efectos de modos mayores dentro del patrón de carga seleccionado.

Un invariante patrón de carga debe de asumir que las fuerzas inerciales serán constantes durante todo el sismo y las deformaciones máximas obtenidas mediante este patrón de carga serán cercanas a las esperadas durante el evento sísmico. Por ende, al menos dos patrones de cargas laterales deben ser utilizados.

El FEMA 356 propone utilizar para el análisis estático no lineal el patrón de carga lateral uniforme (el cual presenta valores conservadores de demanda en los bajos niveles) y un patrón de carga que pueda considerar efectos elásticos mayores (ver figura VI-12). El principal problema en utilizar solamente estos patrones de carga para el análisis Pushover, es que solamente puede detectar los mecanismos locales que podrían ocurrir en el sismo, mientras la debilidad debida a características dinámicas cambiantes pueden ser no identificables. Es por ello que es necesario utilizar un patrón de carga proporcional a la forma de la estructura en cada paso de carga (cada modo de vibración).

Estos grupos de distribución de carga lateral en las estructuras son los que comúnmente se utilizan en el análisis Pushover y son descritos a continuación.

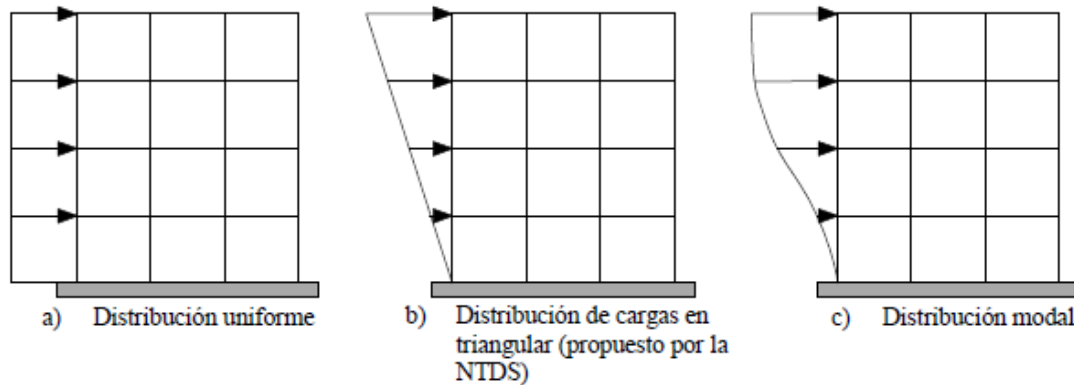


Figura VI-12: Distribuciones de carga lateral.

6.2.5.1 Distribución uniforme.

Es una distribución de carga obtenida a partir del porcentaje de masa que actúa en cada nivel, la cual puede demostrarse por medio de la siguiente ecuación:

$$F_i = \frac{m_i}{\sum m_i} F \quad [\text{Ec. VI-1}]$$

Donde:

F_i = Fuerza inercial actuante en cada nivel del edificio.

F = Fuerza total actuante en el edificio.

m_i = Masa actuante en cada nivel del edificio.

$\sum m_i$ = Masa total del edificio.

6.2.5.2 Distribución de cargas en triangular.

Actualmente se utiliza un patrón proporcional al modelo de respuesta elástico como el método de la fuerza lateral equivalente que se aproxima a las fuerzas inerciales esperadas en el edificio durante el sismo, las cuales son determinadas por la ecuación III-7 de la sección 2.1.2:

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum W_i h_i^k} V \quad [\text{Ec. VI-2}]$$

Donde:

F_i = Fuerza inercial actuante en cada nivel del edificio.

V = Cortante basal.

h_i = Altura de cada nivel.

W_i = Peso de cada nivel.

k = Coeficiente relativo al periodo fundamental.

6.2.5.3 Distribución modal.

El modo dominante de vibración genera una mejor aproximación para el patrón de cargas a utilizar. En esta distribución la fuerza en cada nivel es proporcional a la masa y a la deformación modal de cada nivel y; puede ser usada para estructuras de altura moderada, ya que para edificios de gran altura no resulta ser tan aproximada.

$$F_i = \frac{m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i} F \quad [\text{Ec. VI-3}]$$

Donde:

F_i = Fuerza inercial actuante en cada nivel del edificio.

F = Fuerza total actuante en el edificio.

m_i = Masa actuante en cada nivel del edificio.

ϕ_i = Deformación modal de cada nivel.

6.3 Proceso para determinar la demanda sísmica

La determinación del punto de desempeño debe desarrollarse por medio del método establecido por la FEMA 356, si se utilizara el programa SAP2000 o el programa ETABS. SAP2000 también presenta la opción de utilizar el método establecido por el ATC-40; pero para no variar en métodos de análisis, se utilizará el método B descrito por la FEMA 356 para determinar el punto de desempeño, el cual es un procedimiento analítico directo

basado en método de espectro de respuesta, en el cual el programa realiza la conversión de la curva de capacidad a coordenadas espectrales, realizando la representación bilineal por sí solo, facilitando así, la interpretación de esta curva con respecto a la demanda sísmica presente en el edificio. Ambos programas desarrollan este proceso mediante la linearización equivalente descrita en la FEMA 440, debido a ello, tampoco es necesario la estimación de los coeficientes de modificación, aunque el usuario tiene la opción de cambiar manualmente los que crea conveniente, generando el programa automáticamente los nuevos cambios en los resultados del Pushover. La principal ventaja de utilizar el método establecido por la FEMA, es con relación a los límites establecidos para los desplazamientos y derivas, dado que permite mayores resultados en el punto de desempeño.

El espectro de respuesta elástico deberá ajustarse en el programa para obtener el espectro de demanda sísmica, para lo cual se deberá establecer un factor de reducción de 5% de amortiguamiento, de acuerdo a lo establecido en la NTDS, sección 5.2.

6.4 Determinación del punto de desempeño

El programa ETABS genera los resultados del punto de desempeño de la estructura, considerando el método B, para lo cual se desarrollaran tres curvas de capacidad para cada patrón de carga en cada una de las direcciones “x” y “y” seleccionando la curva de menor capacidad con el mayor desplazamiento del punto de desempeño, ya que este caso representaría el más desfavorable a nivel teórico.

6.4.1 Revisión del objetivo de desempeño

6.4.1.1 Límites de desplazamiento.

El comportamiento de la estructura puede observarse al determinar los límites de desplazamientos y verificar la zona en la que se encuentra el punto de desempeño, obteniendo así el nivel de desempeño de la estructura y comprobando si cumple con el objetivo de desempeño propuesto.

Si se utilizará el ATC-40, el objetivo de desplazamiento podría definirse una vez determinado el objetivo de desempeño por el método B, para poder comparar dicho desplazamiento con los límites de desplazamientos establecido por el ATC-40.

El ATC-40 propone límites de desplazamiento y derivas correspondientes a los niveles de desempeño (ver tabla VI-2).

Tabla VI-2: Límites de Deformación (ATC 40).

Límites de Derivas de Entrepiso	Nivel de desempeño			
	Ocupación Inmediata	Control de Daños	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Deriva total máxima	0.01	0.01-0.02	0.02	$0.33 \frac{V_i}{P_i}$
Deriva inelástica máxima	0.005	0.005-0.015	No hay límite	No hay límite

Donde:

$P_i =$ Total de la carga gravitatoria en el nivel i .

$V_i =$ Total de la fuerza lateral calculado para el nivel i .

Deriva total máxima = Es la deriva de entrepiso en el desplazamiento del punto de desempeño.

Deriva inelástica máxima = La porción de la deriva total máxima debajo del punto de desempeño efectivo.

Para el cálculo de los límites de desplazamiento y derivas de las estructuras de acero se utilizan los establecidos en la FEMA 356 (ver tabla VI-3), dado que es el lineamiento utilizado por el programa en el método de análisis seleccionado; pero además se establecerán los límites establecidos por la NTDS, para que se puedan observar los resultados con respecto a cada nivel de ocupación considerado.

Tabla VI-3: Límites de Desplazamiento y derivas (FEMA 356 y NTDS).

Desplazamiento máximo permitido				Deriva máxima permisible			
NTDS	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al Colapso	NTDS	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al Colapso
0.02h	0.007h	0.025h	0.05h	0.02 h _{sx}	0.007h _{sx}	0.025h _{sx}	0.05h _{sx}

Donde:

h = Altura total del edificio

h_{sx} = Altura del nivel i .

6.4.1.2 Mecanismos de falla.

Una vez aplicado el análisis no lineal a la estructura se determina el mecanismo de colapso debido a la formación de rótulas plásticas; de esta manera se identifica la magnitud de daño que se podría presentar en la estructura. Lo ideal es que se presenten mecanismos de colapsos primero en las vigas y posteriormente en las columnas, para que de esta manera la estructura resulte más segura, confiable y cumpla con la filosofía de viga débil y columna fuerte.

6.5 Aplicación del método por desempeño sísmico en el diseño y análisis de las edificaciones

6.5.1 Objetivo de desempeño de los edificios

Los edificios están destinados para el uso de apartamentos, por lo que requieren un objetivo de desempeño que brinde seguridad a los usuarios y que además, se establezca la prevención al colapso de los mismos luego de ocurrido un evento sísmico.

A pesar de que la NTDS clasifique a las edificaciones como una estructura que posee niveles bajos de ocupación, es decir de función normal, los sismos de diseño que se designan a cada uno, corresponden a un nivel de desempeño de Seguridad de Vida según FEMA-356.

6.5.2 Estructuras modeladas y diseñadas en ETABS

Consiguiente a la definición de los materiales no lineales en el programa computacional, se modelaron las estructuras, tomando en cuenta para el diseño de las mismas los factores y parámetros establecidos en las secciones anteriores. Se realizó la asignación de las cargas gravitacionales y se diseñaron las estructuras para el patrón de sismo propuesto por la NTDS, con este se seleccionaron las secciones más apropiadas generadas por el programa (ver tablas VI-4 y VI-5), tratando de cumplir para dicho patrón y para los otros descritos en la sección 6.2.4.1 con el objetivo de desempeño propuesto, de tal manera que las estructuras se mantengan dentro de los límites establecidos para el nivel de desempeño de seguridad de vida. Para tal diseño obtenido, los edificios quedaron definidos como se muestra en las figuras VI-13, VI-14 y VI-15.

En cuanto a la asignación de los elementos sismorresistentes, estos quedaron distribuidos de la siguiente manera: Para el edificio de baja altura, se utilizaron diferentes secciones de columnas, siendo las de cada entrepiso más pesadas a las del entrepiso consecutivo (ver tabla VI-4), esto con el propósito de evitar la generación de rótulas plásticas en la parte inferior de las columnas (bases) que provocaban el fenómeno de viga fuerte – columna débil, tal como se puede observar en el anexo D, que debido a que inicialmente las secciones de columnas se consideraron de manera uniforme en todos los niveles, se presentó tal caso.

En el edificio de mediana altura los arriostramientos llegan hasta el tercer entrepiso en la dirección “X” debido al efecto de la carga lateral y distribución de rigideces en la dirección de análisis. En el eje “Y” son necesarios más arriostramientos para cumplir con las condiciones de derivas, por lo tanto se utilizan hasta el cuarto entrepiso. Además, se usan secciones de W12X152 en columnas desde la base hasta el sexto nivel, para lograr una adecuada proporción de rigideces.

En el edificio de gran altura, se utiliza sección W14X233 en las columnas de la base hasta el sexto nivel para evitar entrepisos débiles. Los arriostramientos en la dirección “X” se utilizan hasta el tercer entrepiso y en la dirección “Y” hasta el sexto entrepiso.

Tabla VI-4: Elementos obtenidos del diseño mediante el método por desempeño sísmico en el edificio de baja altura.

ENTREPISO	VIGAS		COLUMNAS
	PRIMARIAS	SECUNDARIAS	
1	W12x40	W8x15	W12X136
2	W12x40	W8x15	W12X106
3	W12x40	W8x15	W12X96
4	W10x39	W6x12	W12X79

Tabla VI-5: Elementos obtenidos del diseño mediante el método por desempeño sísmico en los edificios de mediana y gran altura.

Estructura	VIGAS		COLUMNAS		Arriostramientos
	Primarias	Secundarias	Primer entrepiso	Entrepisos superiores	
Baja altura	W12x40	W8x15	W12x96	W12X96	-----
Mediana altura	W12x58	W12x35	W12x152*	W12X96	C6x13
Gran altura	W14X68	W12x45	W14X233*	W14X145	C6X13

*= Sección utilizada hasta el sexto entrepiso.

VIGA PERIMETRAL: W8x15

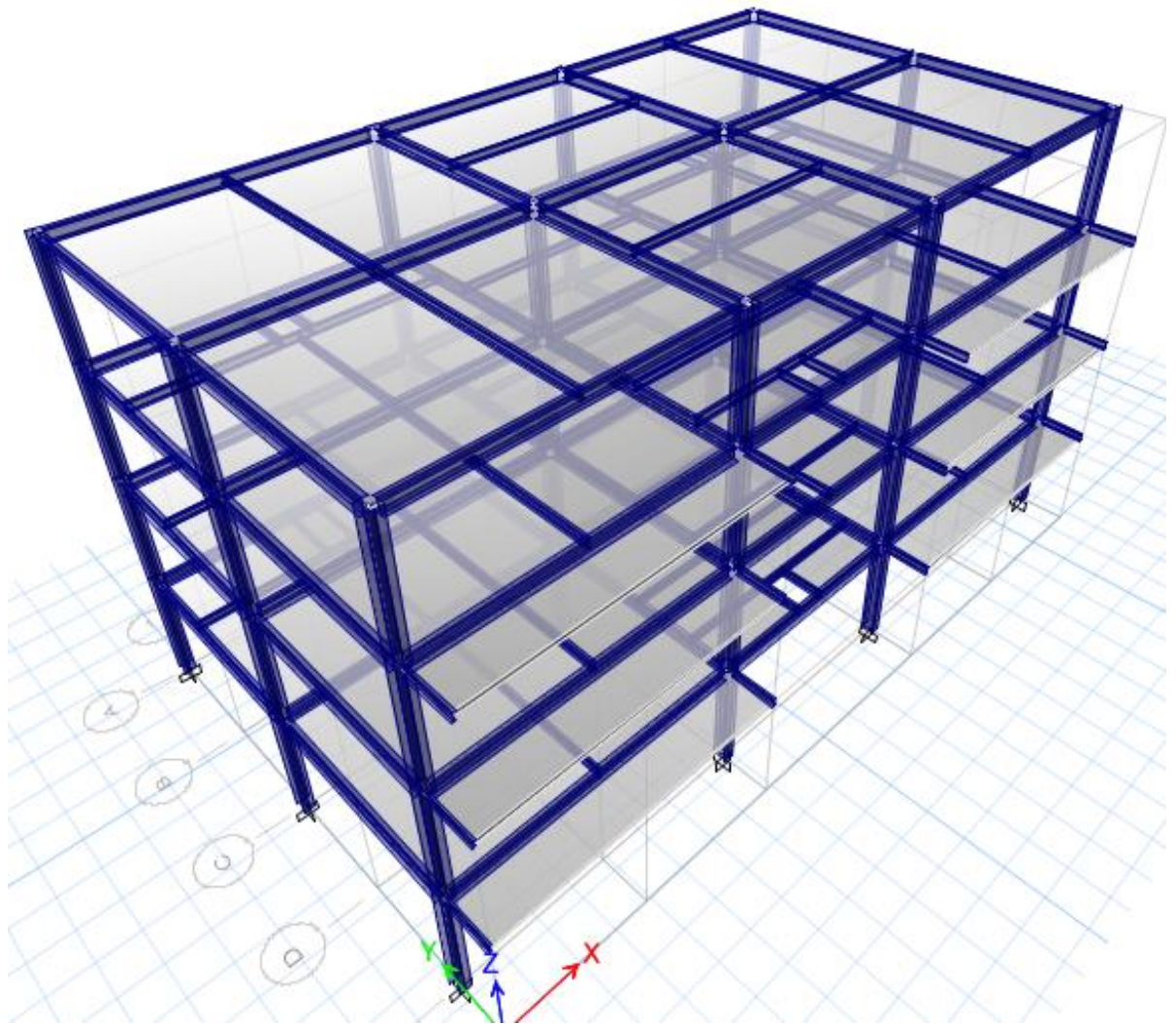


Figura VI-13: Edificio de baja altura correspondiente a 4 niveles modelado y diseñado en ETABS.

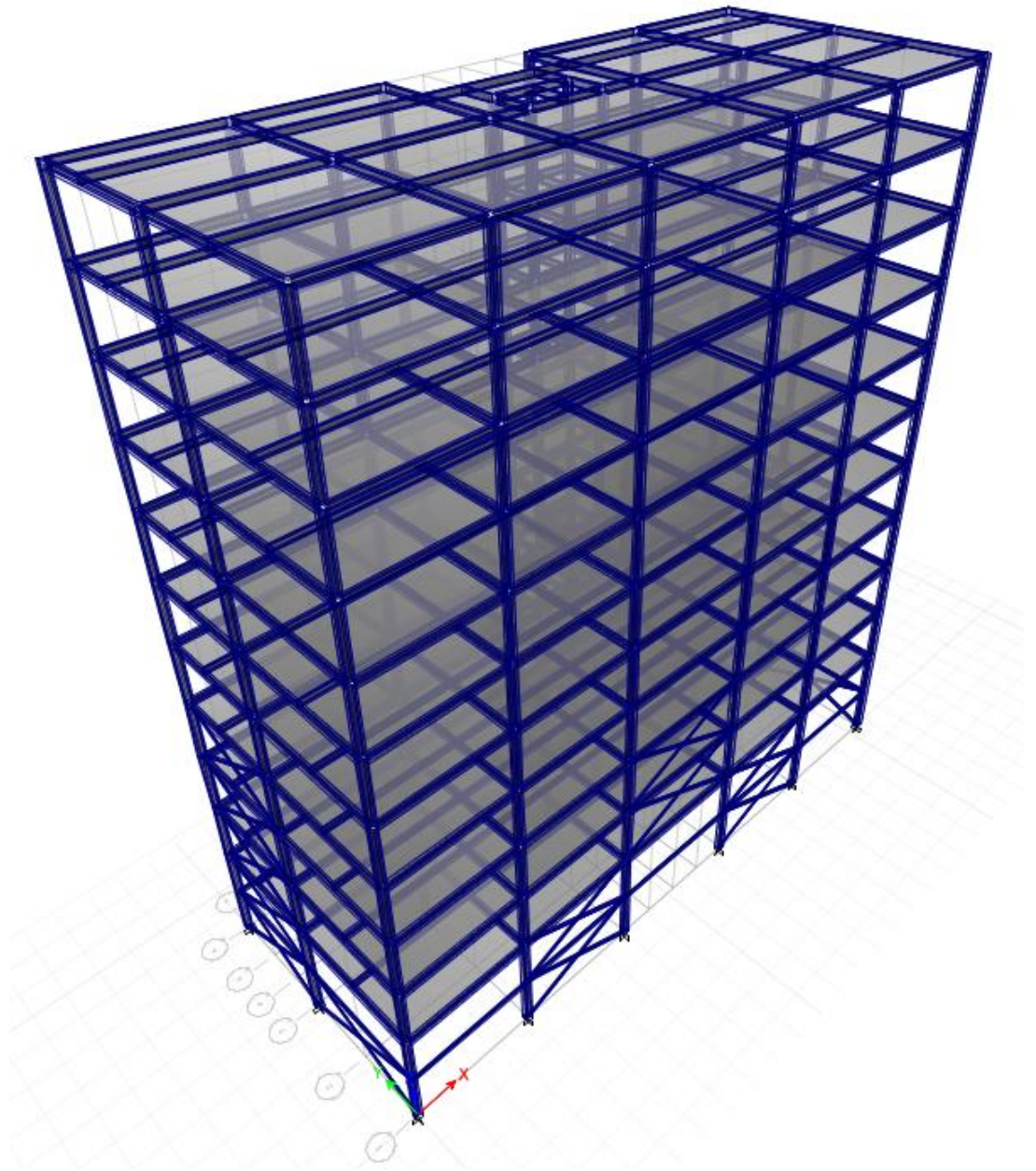


Figura VI-14: Edificio de mediana altura correspondiente a 11 niveles modelado y diseñado en ETABS.

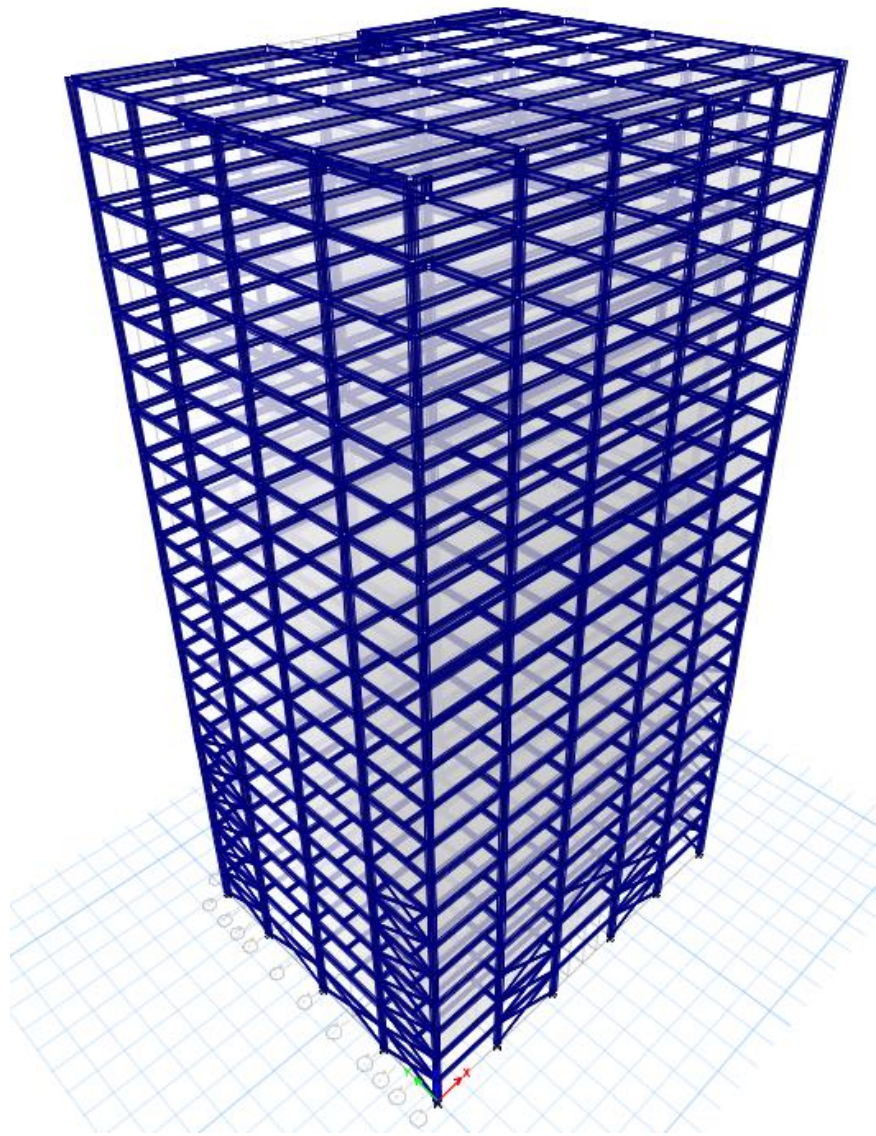


Figura VI-15: Edificio de gran altura correspondiente a 20 niveles modelado y diseñado en ETABS

6.5.2.1 Distribución de rigidez en los niveles del edificio.

Basados en las secciones propuestas en el diseño, para columnas, vigas y arriostramientos, la distribución de la rigidez de los edificios queda determinada de la siguiente forma:

Tabla VI-6: Resultados de rigideces del edificio de baja altura.

ENTREPISO	BAJA ALTURA			
	Rx (tonf/cm)	Ry (tonf/cm)	%Rx	%Ry
4	20.01	24.03		
			137.13	141.61
3	27.44	34.03		
			146.61	148.52
2	40.23	50.84		
			180.88	182.79
1	72.77	92.93		

Tabla VI-7: Resultados de rigideces del edificio de mediana altura.

ENTREPISO	MEDIANA ALTURA			
	Rx (tonf/cm)	Ry (tonf/cm)	%Rx	%Ry
11	46.41	27.15		
			142.16	131.10
10	65.97	35.60		
			102.33	102.37
9	67.51	36.44		
			100.25	101.52
8	67.68	37.00		
			101.31	102.42
7	68.56	37.89		
			113.74	121.14
6	77.98	45.91		
			107.02	110.89
5	83.46	50.90		
			117.43	147.37
4	98.01	75.02		
			159.28	172.08
3	156.10	129.09		
			174.80	159.76

2	272.87	206.24		
			97.56	74.01
1	266.20	152.64		

Tabla VI-8: Resultados de rigideces del edificio de gran altura.

ENTREPISO	GRAN ALTURA			
	Rx (tonf/cm)	Ry (tonf/cm)	%Rx	%Ry
20	92.78	71.93		
			167.81	159.46
19	155.69	114.70		
			109.07	110.07
18	169.82	126.25		
			102.94	103.26
17	174.81	130.37		
			101.43	101.24
16	177.31	131.99		
			100.92	100.76
15	178.95	132.99		
			100.76	100.83
14	180.30	134.09		
			100.73	100.99
13	181.61	135.41		
			100.74	101.10
12	182.97	136.90		
			100.76	101.18
11	184.36	138.51		
			100.79	101.26
10	185.81	140.26		
			100.86	101.43
9	187.40	142.27		
			101.08	102.29
8	189.42	145.53		
			101.79	109.45
7	192.81	159.28		
			111.46	158.94
6	214.91	253.15		
			108.04	151.81

5	232.19	384.32		
			112.38	114.22
4	260.93	438.97		
			130.01	106.70
3	339.24	468.39		
			142.69	106.84
2	484.07	500.43		
			84.40	92.38
1	408.58	462.30		

Se revisan la relación de porcentajes de rigideces en los niveles que presentan menor distribución con respecto a su nivel superior, cumpliendo que no sea menor del 70%. Es decir, se revisan la relación entre los niveles 1 y 2 en ambas direcciones en el edificio de mediana altura y en el edificio de gran altura.

Los resultados fueron de 97.56% y 74.01% en los ejes “X” y “Y” respectivamente, esto en el edificio de mediana altura. En el edificio de gran altura fue de 84.40% y 92.38% respectivamente en las direcciones anteriormente mencionadas.

6.5.3 Análisis espectral modal

Para determinar el espectro de respuesta elástico se ha hecho uso de las ecuaciones establecidas en la NTDS, descritas en la sección 4.3.1 que consideran la zona sísmica, el tipo de suelo e importancia de la estructura. Para cada patrón de carga y estructura se definió una demanda sísmica, considerando para el patrón de la fuerza lateral equivalente, su espectro de respuesta correspondiente representado en la sección 5.3 y, para los demás patrones el espectro de respuesta dinámico, los cuales son reflejados a continuación.

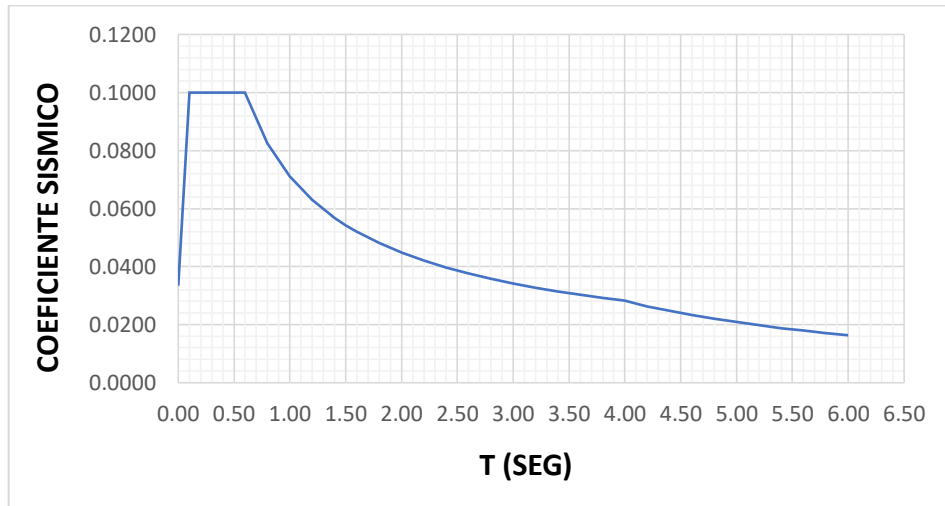


Figura VI-16: Espectro de Diseño del edificio de baja altura.

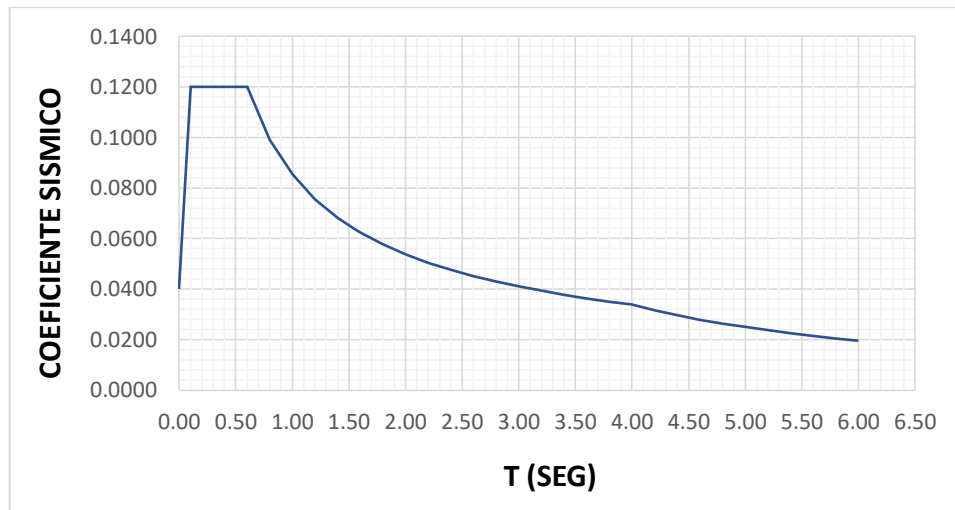


Figura VI-17: Espectro de Diseño del edificio de mediana altura.

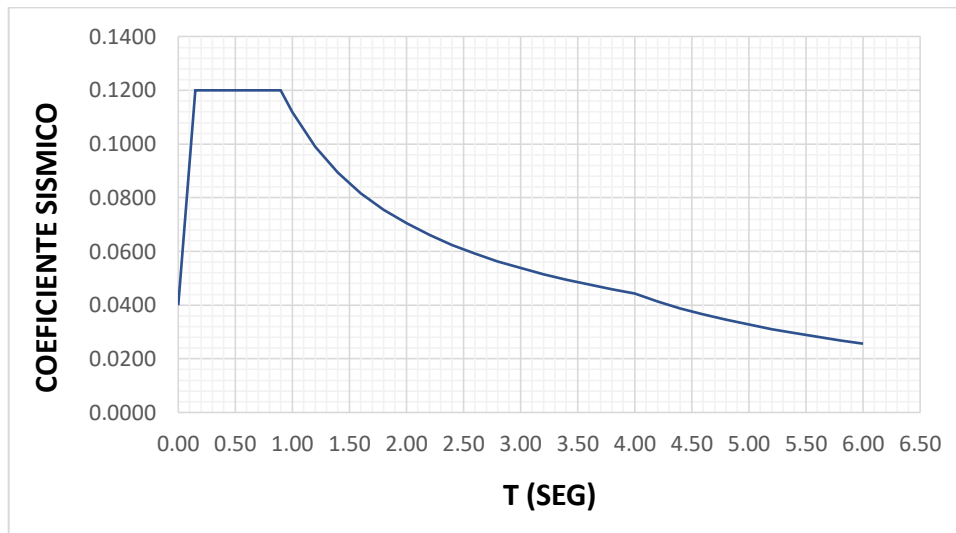


Figura VI-18: Espectro de Diseño del edificio de gran altura.

Con los resultados del análisis modal, a través del programa ETABS, se obtuvieron los periodos fundamentales del edificio para los diferentes modos de vibración dados dependiendo el número de niveles de cada estructura, verificándose que el periodo natural de vibración de la estructura determinada por el método “A” no es el valor que se obtuvo en el análisis, por lo que se estableció que el programa lo calcularía automáticamente mediante el uso de la UBC’94. Dichos valores obtenidos son los siguientes.

Tabla VI-9: Periodos de vibración para los primeros 12 modos correspondientes a cada estructura.

MODO	PERIODO (SEG.)		
	Edificio de baja altura	Edificio de mediana altura	Edificio de gran altura
1	1,174	2,878	4,905
2	0,932	2,772	4,261
3	0,819	2,134	3,651
4	0,379	0,946	1,759
5	0,281	0,900	1,633
6	0,251	0,690	1,510
7	0,215	0,581	1,303

8	0,147	0,526	0,933
9	0,143	0,491	0,837
10	0,130	0,420	0,718
11	0,091	0,371	0,653
12	0,084	0,366	0,598

6.5.4 Patrones de carga

Con los periodos y pesos de las edificaciones determinadas por el programa, puede calcularse el valor del coeficiente sísmico según la ecuación II-2 tomando en cuenta las condiciones geotécnicas de estas, las cuales fueron descritas en el desarrollo del método estático equivalente. Una vez determinado el coeficiente sísmico se calcula el cortante basal para cada dirección ortogonal de la estructura, haciendo uso de la ecuación II-1. Estos valores obtenidos para cada edificio están representados en la tabla VI-10:

Tabla VI-10: Cortante basal de las estructuras obtenido a través del método B.

ESTRUCTURA	PERÍODO (MÉTODO B)		COEFICIENTE SÍSMICO		CORTANTE BASAL	
	MODO 1	MODO 2	$C_{s\ x-x}$	$C_{s\ y-y}$	V_{x-x} (ton)	V_{y-y} (ton)
	T_{x-x} (s)	T_{y-y} (s)				
Baja altura	1.174	0.932	0.0639	0.0746	34.31	40.02
Mediana altura	2.878	2.772	0.0422	0.0433	143.11	146.73
Gran altura	4.261	4.905	0.0405	0.0336	648.36	537.42

6.5.4.1 Distribución de cargas en triangular (Propuesto por la NTDS).

Para el patrón correspondiente al propuesto por la NTDS, debe tomarse en cuenta ciertos criterios descritos en el método desarrollado de la fuerza lateral equivalente, donde para el cálculo de dicha fuerza se deberá incluir la fuerza de látigo concentrada en el último nivel en el sismo de las direcciones ortogonales, si el periodo fundamental de vibración T es mayor a 0.7. En la tabla VI-11, se muestran los resultados de las fuerzas de látigo para cada una de las edificaciones, obtenidas a través de la ecuación II-7.

Tabla VI-11: Fuerza de látigo concentrada en el último nivel de cada edificio.

ESTRUCTURA	T_{x-x} (s)	T_{y-y} (s)	V_{x-x} (ton)	V_{y-y} (ton)	F_{tx-x} (ton)	F_{ty-y} (ton)
Baja altura	1.174	0.932	34.31	40.02	2.82	2.61
Mediana altura	2.878	2.772	143.11	146.73	28.83	28.47
Gran altura	4.261	4.905	648.36	537.42	193.39	184.52

Tabla VI-12: Patrón de cargas según NTDS correspondiente al edificio de baja altura.

Nivel	Entrepiso	W_i (ton)	h_{sx} (m)	h_i (m)	$W_i h_i$	F_{ix} (ton)	F_{iy} (ton)
4		100.28		12.80	1283.58	13.64	15.23
	4		3.20				
3		144.62		9.60	1388.35	11.70	13.65
	3		3.20				
2		145.39		6.40	930.50	7.84	9.15
	2		3.20				
1		146.52		3.20	468.86	3.95	4.61
	1		3.20				
Σ		536.81			4071.30		

Tabla VI-13: Patrón de cargas según NTDS correspondiente al edificio de mediana altura.

Nivel	Entrepiso	W_i (ton)	h_{sx} (m)	h_i (m)	$W_i h_i$	F_{ix} (ton)	F_{iy} (ton)
11		224.35		41.00	9198.35	45.77	45.84
	11		3.50				
10		313.77		37.50	11766.38	21.67	22.22
	10		3.50				
9		312.23		34.00	10615.82	19.55	20.05
	9		3.50				
8		312.23		30.50	9523.02	17.54	17.98
	8		3.50				
7		312.23		27.00	8430.21	15.53	15.92
	7		3.50				
6		315.10		23.50	7404.85	13.64	13.98
	6		3.50				
5		318.14		20.00	6362.80	11.72	12.02

	5		3.50				
4		318.27		16.50	5251.46	9.67	9.92
	4		3.50				
3		318.73		13.00	4143.49	7.63	7.83
	3		3.50				
2		319.34		9.50	3033.73	5.59	5.73
	2		3.50				
1		327.49		6.00	1964.94	3.62	3.71
	1		6.00				
Σ		3391.88			77695.04		

Tabla VI-14: Patrón de cargas según NTDS correspondiente al edificio de gran altura.

Nivel	Entrepiso	W_i (ton)	h_{sx} (m)	h_i (m)	$W_i h_i$	F_{ix} (ton)	F_{iy} (ton)
20		446.39		72.50	32363.28	227.58	212.87
	20		3.50				
19		815.30		69.00	56255.70	59.44	49.27
	19		3.50				
18		813.76		65.50	53301.28	56.32	46.68
	18		3.50				
17		813.76		62.00	50453.12	53.31	44.19
	17		3.50				
16		813.76		58.50	47604.96	50.30	41.69
	16		3.50				
15		813.76		55.00	44756.80	47.29	39.20
	15		3.50				
14		813.76		51.50	41908.64	44.28	36.71
	14		3.50				
13		813.76		48.00	39060.48	41.27	34.21
	13		3.50				
12		813.76		44.50	36212.32	38.26	31.72
	12		3.50				
11		813.76		41.00	33364.16	35.25	29.22
	11		3.50				
10		813.76		37.50	30516.00	32.24	26.73
	10		3.50				
9		813.76		34.00	27667.84	29.24	24.23
	9		3.50				
8		813.76		30.50	24819.68	26.23	21.74
	8		3.50				
7		813.76		27.00	21971.52	23.22	19.24

	7		3.50				
6		821.55		23.50	19306.43	20.40	16.91
	6		3.50				
5		829.43		20.00	16588.60	17.53	14.53
	5		3.50				
4		829.43		16.50	13685.60	14.46	11.99
	4		3.50				
3		829.60		13.00	10784.80	11.40	9.45
	3		3.50				
2		830.21		9.50	7887.00	8.33	6.91
	2		3.50				
1		848.69		6.00	5092.14	5.38	4.46
	1		6.00				
Σ		16015.72			613600.33		

6.5.4.2 Distribución uniforme.

Para determinar el patrón de carga uniforme se hace uso de la ecuación VI-10, y este se determina para para cada uno de los ejes, como se muestran en las tablas siguientes.

Tabla VI-15: Patrón de carga uniforme correspondiente al edificio de baja altura.

Nivel	Entrepiso	W_i (ton)	F_{ix} (ton)	F_{iy} (ton)
4		100.28	6.41	7.48
	4			
3		144.62	9.24	10.78
	3			
2		145.39	9.29	10.84
	2			
1		146.52	9.37	10.92
	1			
Σ		536.81		

Tabla VI-16: Patrón de carga uniforme correspondiente al edificio de mediana altura.

Nivel	Entrepiso	W_i (ton)	F_{ix} (ton)	F_{iy} (ton)
11		224.35	9.47	9.71
	11			
10		313.77	13.24	13.57
	10			
9		312.23	13.17	13.51
	9			
8		312.23	13.17	13.51
	8			
7		312.23	13.17	13.51
	7			
6		315.10	13.29	13.63
	6			
5		318.14	13.42	13.76
	5			
4		318.27	13.43	13.77
	4			
3		318.73	13.45	13.79
	3			
2		319.34	13.47	13.81
	2			
1		327.49	13.82	14.17
	1			
Σ		3391.88		

Tabla VI-17: Patrón de carga uniforme correspondiente al edificio de gran altura.

Nivel	Entrepiso	W_i (ton)	F_{ix} (ton)	F_{iy} (ton)
20		446.39	18.07	14.98
	20			
19		815.30	33.01	27.36
	19			
18		813.76	32.94	27.31
	18			
17		813.76	32.94	27.31
	17			
16		813.76	32.94	27.31

	16			
15		813.76	32.94	27.31
	15			
14		813.76	32.94	27.31
	14			
13		813.76	32.94	27.31
	13			
12		813.76	32.94	27.31
	12			
11		813.76	32.94	27.31
	11			
10		813.76	32.94	27.31
	10			
9		813.76	32.94	27.31
	9			
8		813.76	32.94	27.31
	8			
7		813.76	32.94	27.31
	7			
6		821.55	33.26	27.57
	6			
5		829.43	33.58	27.83
	5			
4		829.43	33.58	27.83
	4			
3		829.60	33.58	27.84
	3			
2		830.21	33.61	27.86
	2			
1		848.69	34.36	28.48
	1			
Σ		16015.72		

6.5.4.3 Distribución modal.

Para determinar el patrón del modo dominante de vibración de la estructura es necesario identificar en el programa de computadora la deformación modal correspondiente a cada nivel; una vez obtenidos estos valores, se procede a calcular las fuerzas aplicando la ecuación VI-11.

Tabla VI-18: Patrón de cargas modales correspondiente al edificio de baja altura.

Nivel	Entrepiso	W_i (ton)	Φ_{x-x}	Φ_{y-y}	$\Phi_{x-x} * W_i$	$\Phi_{y-y} * W_i$	F_{ix} (ton)	F_{iy} (ton)
4		100.28	1.00	1.00	100.28	100.28	9.00	10.12
	4							
3		144.62	0.85	0.87	122.93	125.82	11.04	12.69
	3							
2		145.39	0.68	0.71	98.87	103.23	8.88	10.41
	2							
1		146.52	0.41	0.46	60.07	67.40	5.39	6.80
	1							
Σ		536.81			418.30	396.73		

Tabla VI-19: Patrón de cargas modales correspondiente al edificio de mediana altura.

Nivel	Entrepiso	W_i (ton)	Φ_{x-x}	Φ_{y-y}	$\Phi_{x-x} * W_i$	$\Phi_{y-y} * W_i$	F_{ix} (ton)	F_{iy} (ton)
11		224.35	1.00	1.00	224.35	224.35	13.36	14.29
	11							
10		313.77	0.98	0.99	307.49	310.63	18.31	19.78
	10							
9		312.23	0.95	0.94	296.62	293.50	17.66	18.69
	9							
8		312.23	0.90	0.88	281.01	274.76	16.73	17.50
	8							
7		312.23	0.85	0.83	265.40	259.15	15.80	16.50
	7							
6		315.10	0.78	0.76	245.78	239.48	14.64	15.25
	6							
5		318.14	0.71	0.68	225.88	216.34	13.45	13.78
	5							

4		318.27	0.62	0.57	197.33	181.41	11.75	11.55
	4							
3		318.73	0.50	0.45	159.37	143.43	9.49	9.13
	3							
2		319.34	0.38	0.33	121.35	105.38	7.23	6.71
	2							
1		327.49	0.24	0.17	78.60	55.67	4.68	3.55
	1							
Σ		3391.88			2403.16	2304.10		

Tabla VI-20: Patrón de cargas modales correspondiente al edificio de gran altura.

Nivel	Entrepiso	W_i (ton)	Φ_{x-x}	Φ_{y-y}	$\Phi_{x-x} * W_i$	$\Phi_{y-y} * W_i$	F_{ix} (ton)	F_{iy} (ton)
20		446.39	1.00	1.00	446.39	446.39	33.19	28.33
	20							
19		815.30	0.97	0.95	790.84	774.54	58.80	49.16
	19							
18		813.76	0.95	0.93	773.07	756.80	57.48	48.03
	18							
17		813.76	0.92	0.90	748.66	732.38	55.67	46.48
	17							
16		813.76	0.87	0.86	707.97	699.83	52.64	44.42
	16							
15		813.76	0.84	0.83	683.56	675.42	50.83	42.87
	15							
14		813.76	0.79	0.77	642.87	626.60	47.80	39.77
	14							
13		813.76	0.74	0.71	602.18	577.77	44.78	36.67
	13							
12		813.76	0.69	0.66	561.49	537.08	41.75	34.09
	12							
11		813.76	0.63	0.60	512.67	488.26	38.12	30.99
	11							
10		813.76	0.56	0.55	455.71	447.57	33.89	28.41
	10							
9		813.76	0.48	0.46	390.60	374.33	29.04	23.76
	9							
8		813.76	0.45	0.41	366.19	333.64	27.23	21.18
	8							

7		813.76	0.39	0.34	317.37	276.68	23.60	17.56
	7							
6		821.55	0.30	0.28	246.47	230.03	18.33	14.60
	6							
5		829.43	0.23	0.19	190.77	157.59	14.19	10.00
	5							
4		829.43	0.16	0.15	132.71	124.41	9.87	7.90
	4							
3		829.60	0.09	0.12	74.66	99.55	5.55	6.32
	3							
2		830.21	0.06	0.08	49.81	66.42	3.70	4.22
	2							
1		848.69	0.03	0.05	25.46	42.43	1.89	2.69
	1							
Σ		16015.72			8719.46	8467.72		

6.5.5 Resultados del método por desempeño sísmico a través de ETABS

Tomando en consideración criterios y parámetros mencionados en las secciones anteriores para el análisis y diseño en un programa de computadora, se obtienen los siguientes resultados del programa ETABS; el cual utiliza varios métodos para determinar el punto de desempeño de la estructura. En este caso se ha seleccionado el método B establecido por el FEMA 440, dado que el programa lo hace de manera directa para generar dicho punto en ambas direcciones horizontales ortogonales “X” y “Y” para los distintos patrones de cargas.

6.5.5.1 Localización del punto de desempeño.

Edificio de baja altura

Dirección X

- *Desplazamiento en el punto de desempeño.*

El punto de desempeño para las siguientes curvas mostradas correspondientes a los diferentes patrones de carga en la dirección “X”, en todos los casos se encuentra en el tramo posterior al rango elástico del espectro de capacidad equivalente, el cual presenta

rango inelástico ascendente. La curva de capacidad intersecta en el rango inelástico del espectro de demanda.

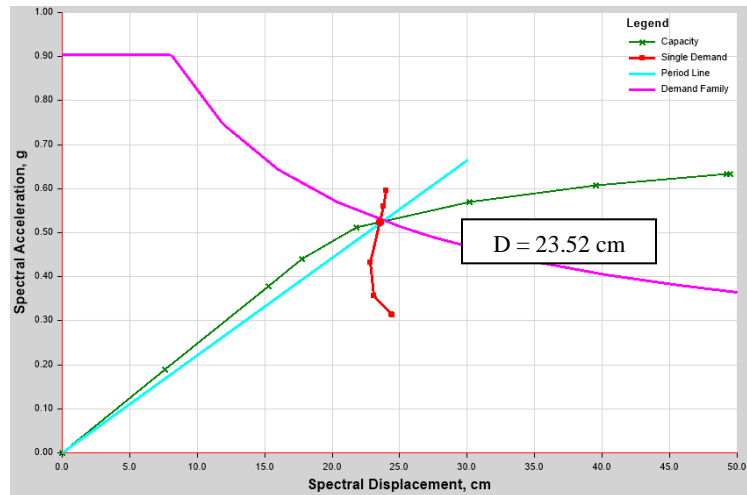


Figura VI-19: Punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).

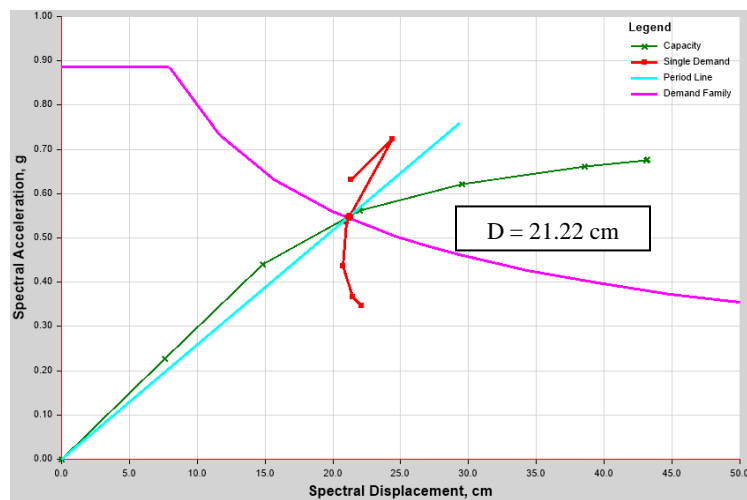


Figura VI-20: Punto de desempeño (Patrón de carga uniformemente distribuido).

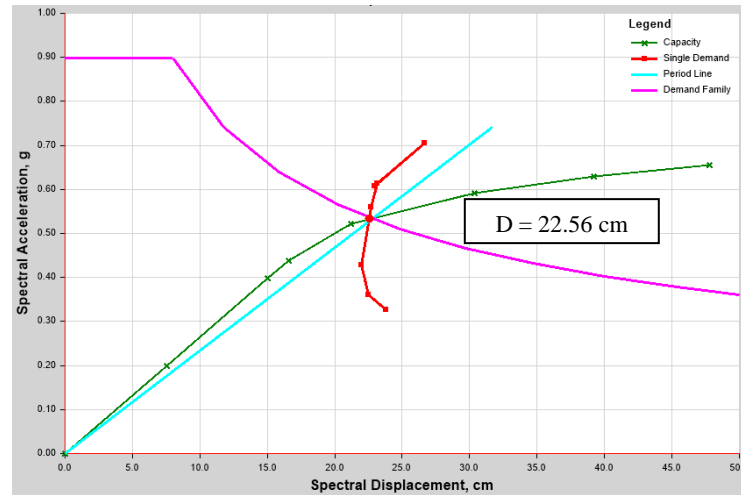


Figura VI-21: Punto de desempeño (Patrón de carga basado en el modo dominante de vibración).

– Capacidad de la estructura en el punto de desempeño.

Utilizando el método de la ASCE 41-13 descrito en el programa ETABS de manera auxiliar, en las edificaciones se pueden observar la magnitud del cortante basal en el punto de desempeño en cada uno de los casos de patrones de carga lateral.

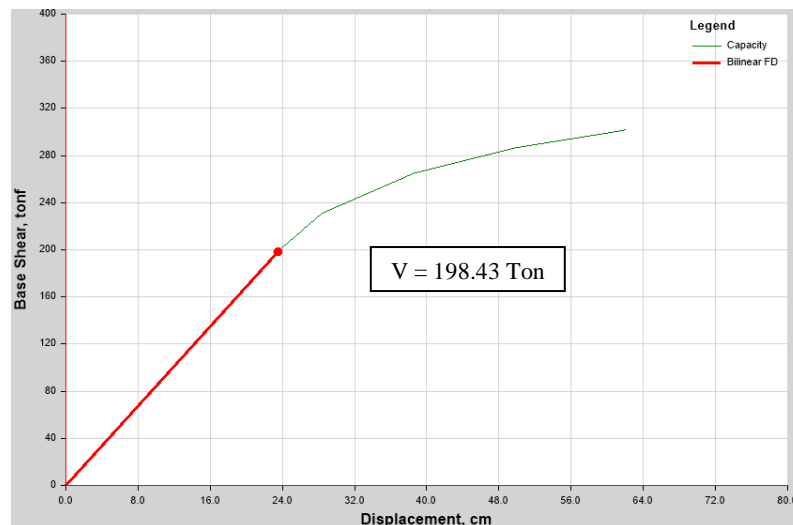


Figura VI-22: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).

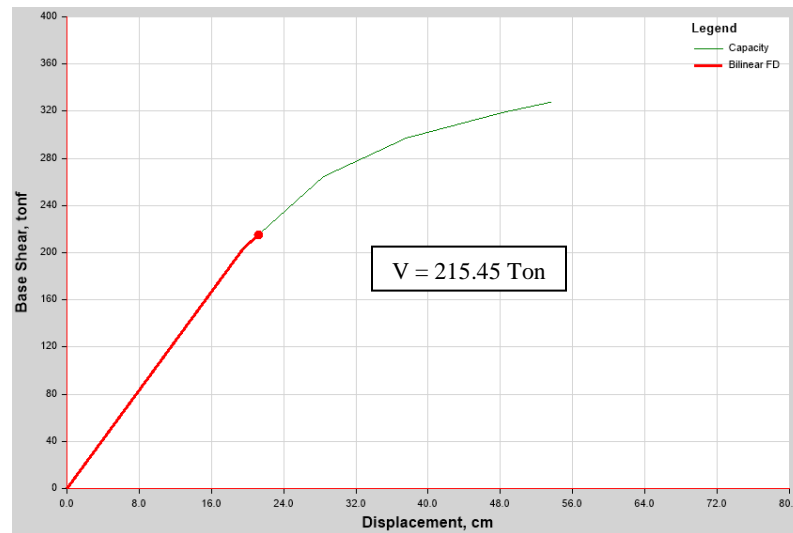


Figura VI-23: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga uniformemente distribuido).

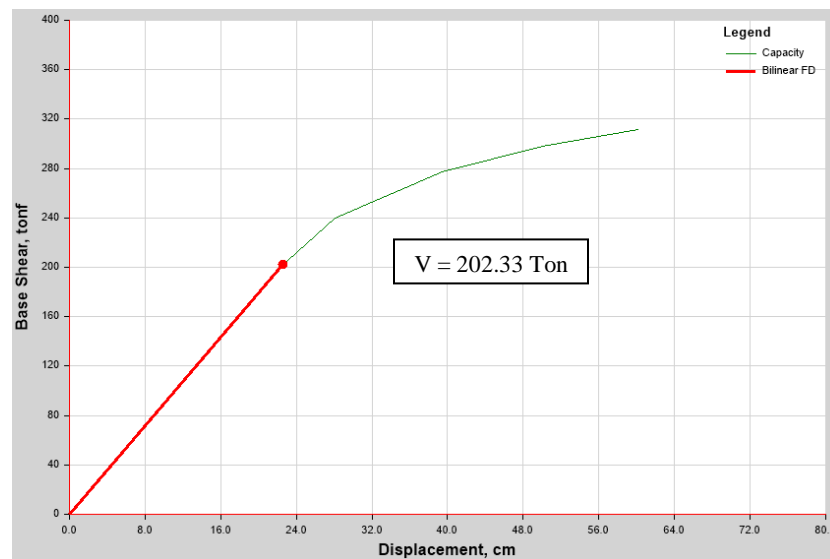


Figura VI-24: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en el modo dominante de vibración).

Como puede observarse para cada uno de los patrones de carga en la dirección “X”, la capacidad de la estructura varía de forma apreciable. Puede identificarse que la curva que presenta la mayor capacidad en el punto de desempeño y a la vez el menor desplazamiento es la generada por el patrón de carga uniformemente distribuida, con un cortante de $V =$

215.45 *Ton* y un desplazamiento de $D = 21.22 \text{ cm}$ (ver figuras VI-20 y VI-23), el patrón de carga basado en el modo dominante de vibración muestra un cortante de $V = 202.33 \text{ Ton}$ y un desplazamiento de $D = 22.56 \text{ cm}$ (ver figuras VI-21 y VI-24). Pero como se describió anteriormente, se pretende seleccionar dentro de estos patrones el caso más desfavorable, es decir, el que genere mayor inestabilidad estructural, el cual es el patrón NTDS, que genera la menor capacidad de la estructura con un cortante de $V = 198.43 \text{ Ton}$ y mayor desplazamiento del punto de desempeño de $D = 23.52 \text{ cm}$ (ver figuras VI-19 y VI-22).

Dirección Y

- *Desplazamiento en el punto de desempeño.*

El punto de desempeño para los tres patrones de carga propuestos, se encuentra posterior al rango elástico del espectro de capacidad equivalente e intersecta en el rango inelástico del espectro de demanda. Se observa un comportamiento de la estructura similar bajo las cargas laterales en ambos ejes ortogonales.

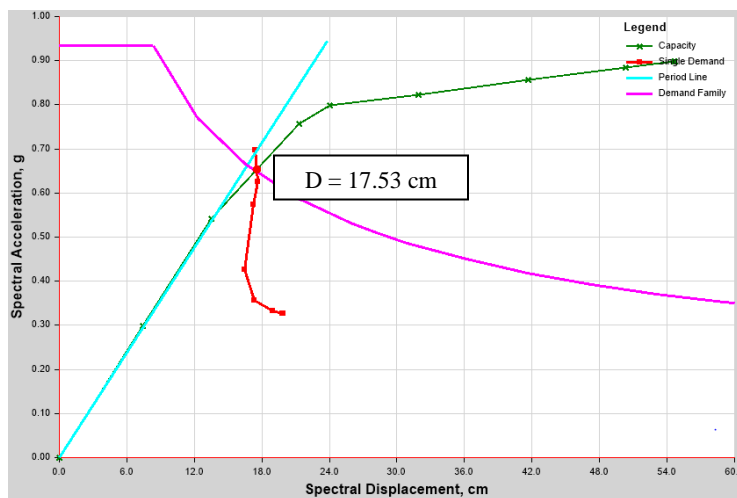


Figura VI-25: Punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).

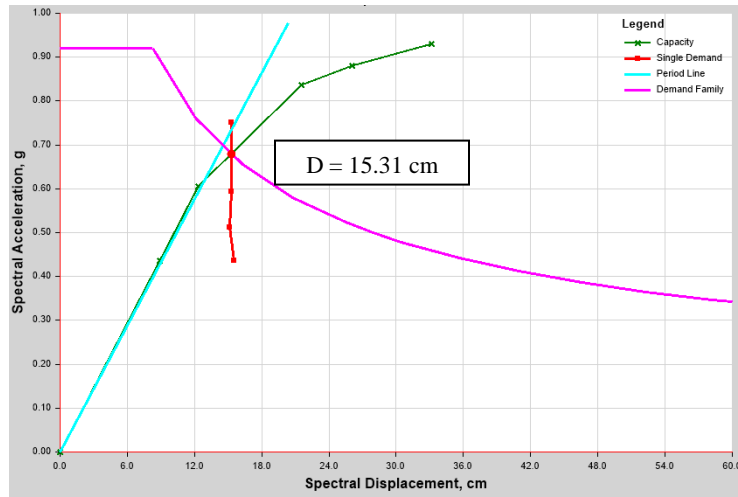


Figura VI-26: Punto de desempeño (Patrón de carga uniformemente distribuido).

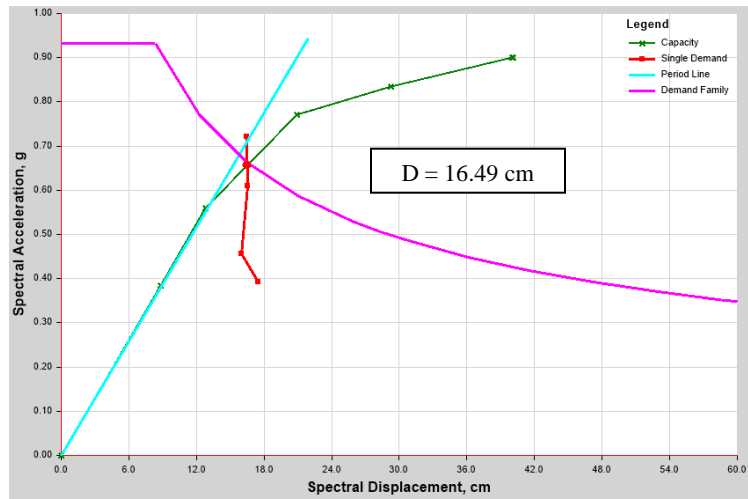


Figura VI-27: Punto de desempeño (Patrón de carga basado en el modo dominante de vibración).

- Capacidad de la estructura en el punto de desempeño.

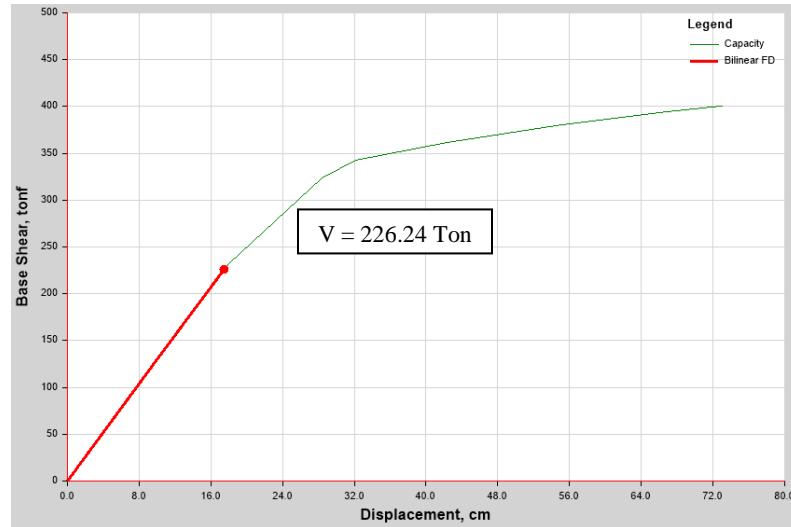


Figura VI-28: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).

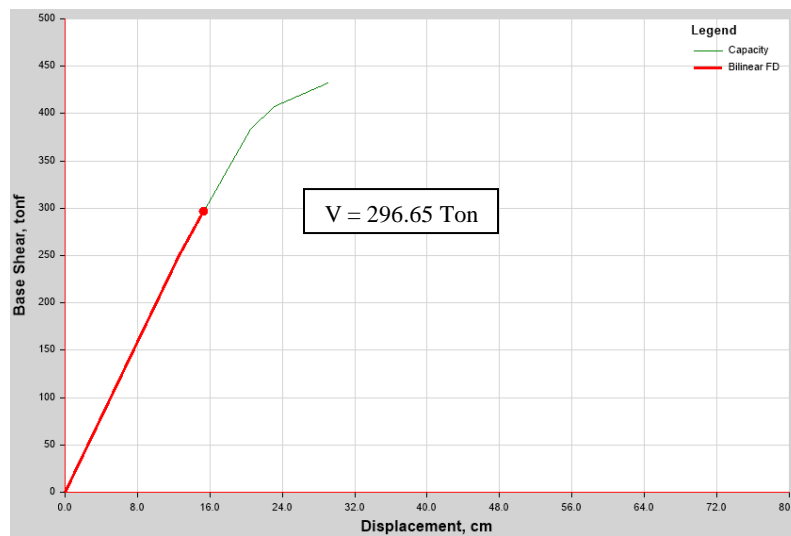


Figura VI-29: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga uniformemente distribuido).

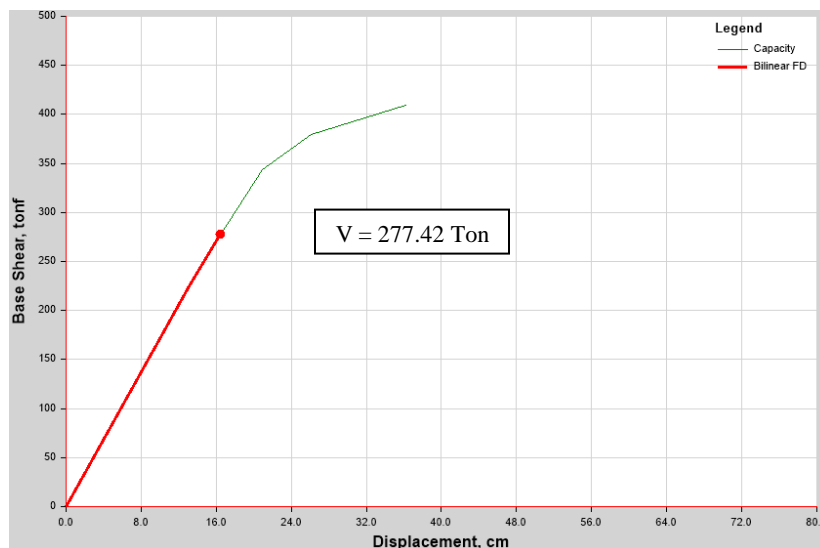


Figura VI-30: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en el modo dominante de vibración).

En la dirección “Y” para cada uno de los patrones de carga, la capacidad de la estructura resultó mayor a las obtenidas en la dirección “X”, con desplazamientos menores. La curva que presenta la mayor capacidad en el punto de desempeño y a la vez el menor desplazamiento es también la generada por el patrón de carga uniformemente distribuida, con un cortante de $V = 296.65 \text{ Ton}$ y un desplazamiento de $D = 15.31 \text{ cm}$ (ver figuras VI-26 y VI-29), el patrón de carga basado en el modo dominante de vibración muestra un cortante de $V = 277.42 \text{ Ton}$ y un desplazamiento de $D = 16.49 \text{ cm}$ (ver figuras VI-27 y VI-30). El patrón que genera el mayor punto de desempeño, es el patrón NTDS, el cual presenta una capacidad menor equivalente a $V = 226.24 \text{ Ton}$, y un desplazamiento de $D = 17.53 \text{ cm}$, presentando mayor inestabilidad en la estructura que en los casos antes mencionados en la dirección Y (ver figuras VI-25 y VI-28).

Edificio de mediana altura

Dirección X

- *Desplazamiento en el punto de desempeño.*

La forma de la curva de capacidad posee una tendencia mejor que la observada para el edificio de baja altura, debido a que este tiene un comportamiento más dúctil. Para este caso, el punto de desempeño en todos patrones de carga se encuentra en el rango inelástico del espectro de capacidad e intersecta en el rango inelástico del espectro de demanda, consiguiendo un resultado óptimo en un análisis no lineal.

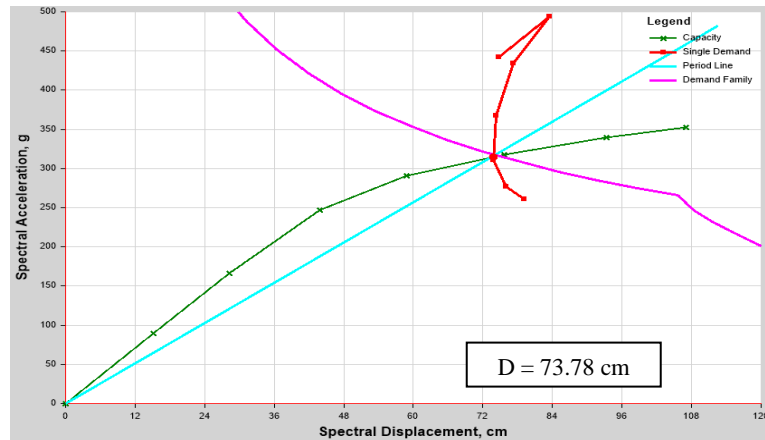


Figura VI-31: Punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).

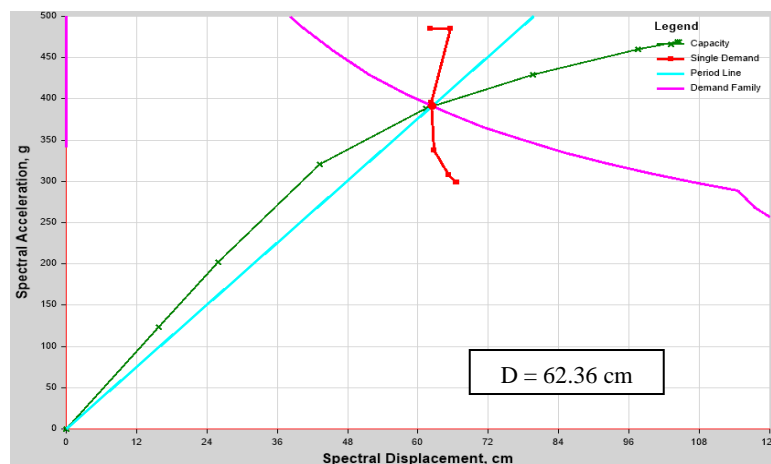


Figura VI-32: Punto de desempeño (Patrón de carga uniformemente distribuido).

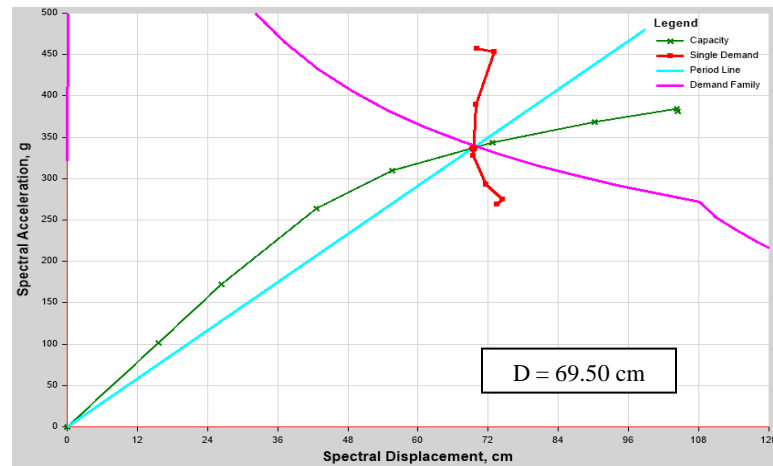


Figura VI-33: Punto de desempeño (Patrón de carga basado en el modo dominante de vibración).

– Capacidad de la estructura en el punto de desempeño.

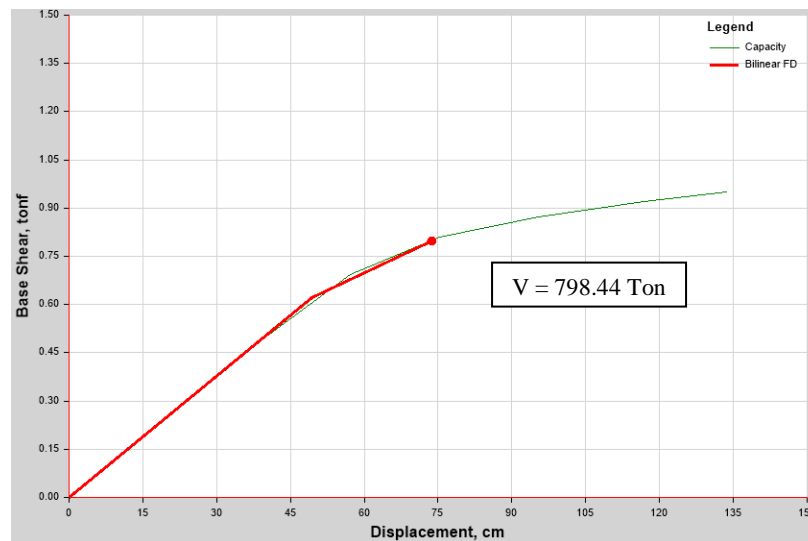


Figura VI-34: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).

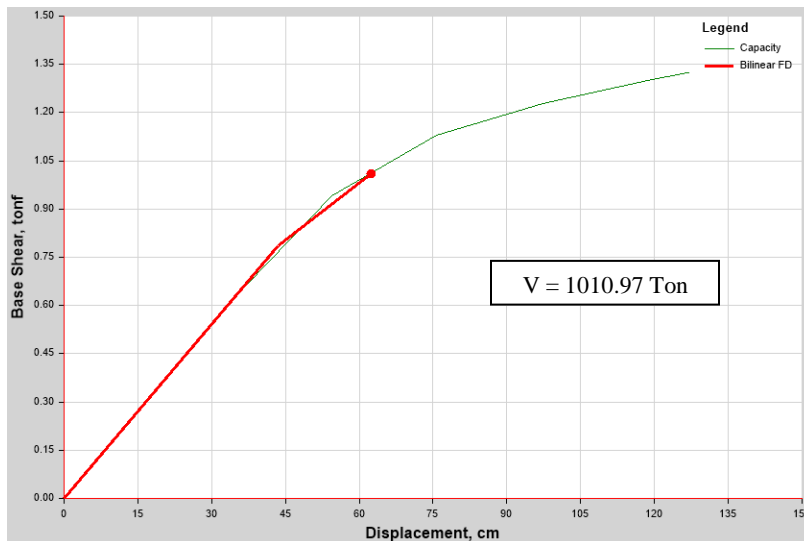


Figura VI-35: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga uniformemente distribuido).

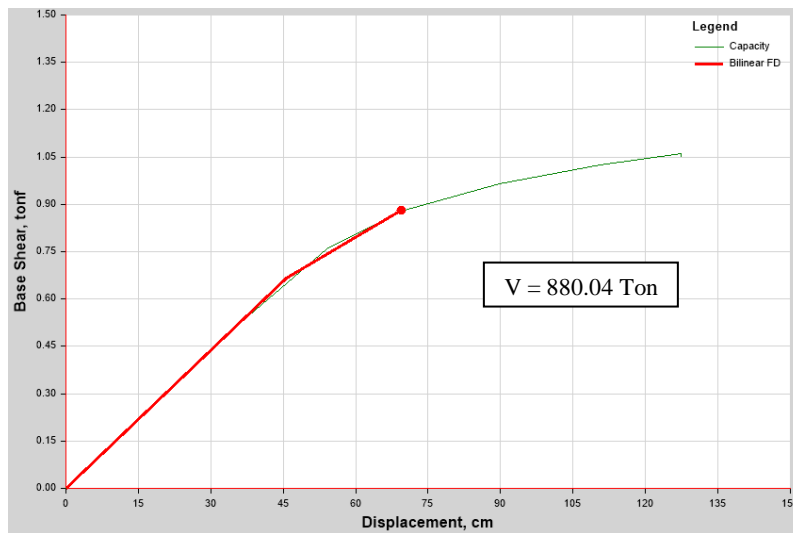


Figura VI-36: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en el modo dominante de vibración).

La curva que presenta la mayor capacidad en el punto de desempeño y a la vez el menor desplazamiento en la dirección “X, es como se sigue observando, la generada por el patrón de carga uniformemente distribuida, con un cortante de $V = 1010.97 \text{ Ton}$ y un desplazamiento de $D = 62.36 \text{ cm}$ (ver figuras VI-32 y VI-35), el patrón de carga basado

en el modo dominante de vibración muestra un cortante de $V = 880.04 \text{ Ton}$ y un desplazamiento de $D = 69.50 \text{ cm}$ (ver figuras VI-33 y VI-36) y el patrón NTDS es el que genera mayor inestabilidad estructural con la menor capacidad presente de la estructura y el mayor desplazamiento del punto de desempeño, con cortante de $V = 798.44 \text{ Ton}$, y un desplazamiento de $D = 73.78 \text{ cm}$ respectivamente (ver figuras VI-31 y VI-34).

Dirección Y

- *Desplazamiento en el punto de desempeño.*

El punto de desempeño se encuentra posterior al rango elástico del espectro de capacidad equivalente en todos los casos e intersecta en el rango inelástico del espectro de demanda. La forma de la curva Pushover no está bien definida, debido a los arriostramientos que se colocaron en dicha dirección de análisis, y esto provoca a que la estructura se vuelva más rígida y limite su desplazamiento en tal dirección.

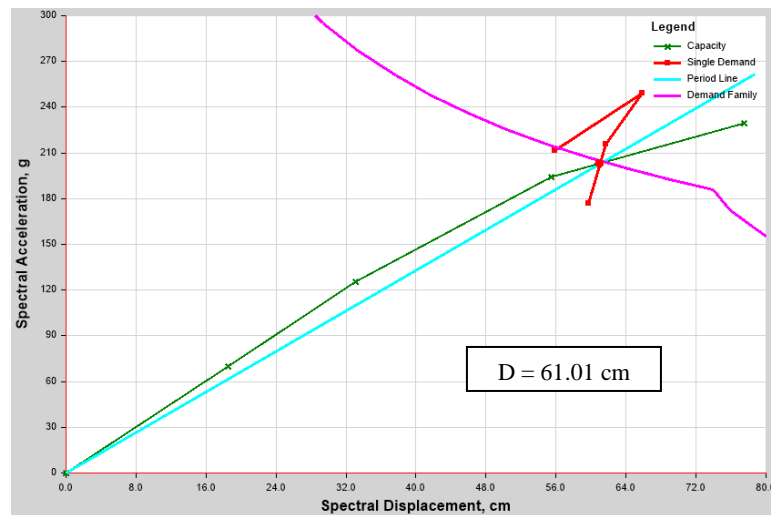


Figura VI-37: Punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).

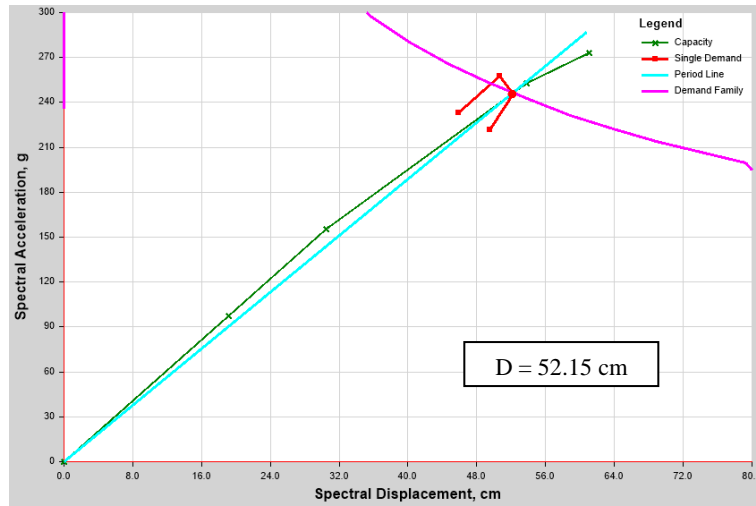


Figura VI-38: Punto de desempeño (Patrón de carga uniformemente distribuido).

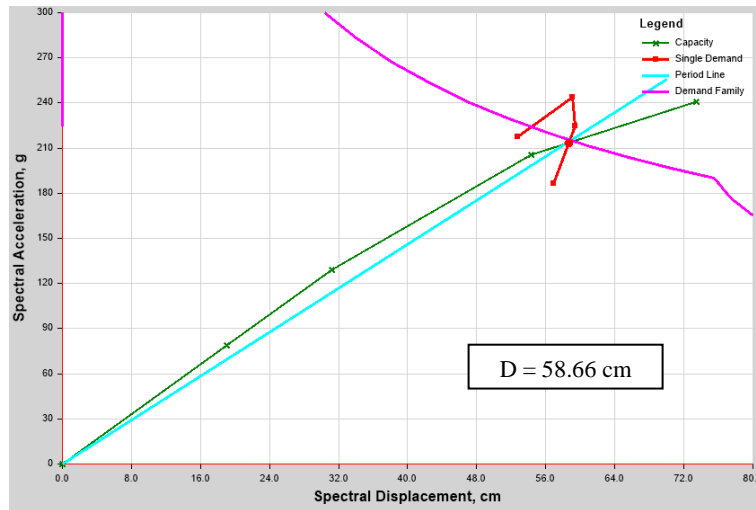


Figura VI-39: Punto de desempeño (Patrón de carga basado en el modo dominante de vibración).

- Capacidad de la estructura en el punto de desempeño.

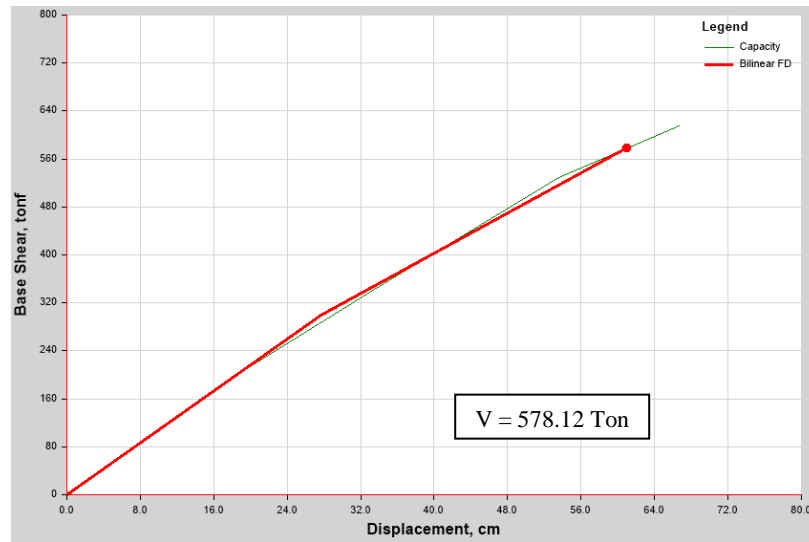


Figura VI-40: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).

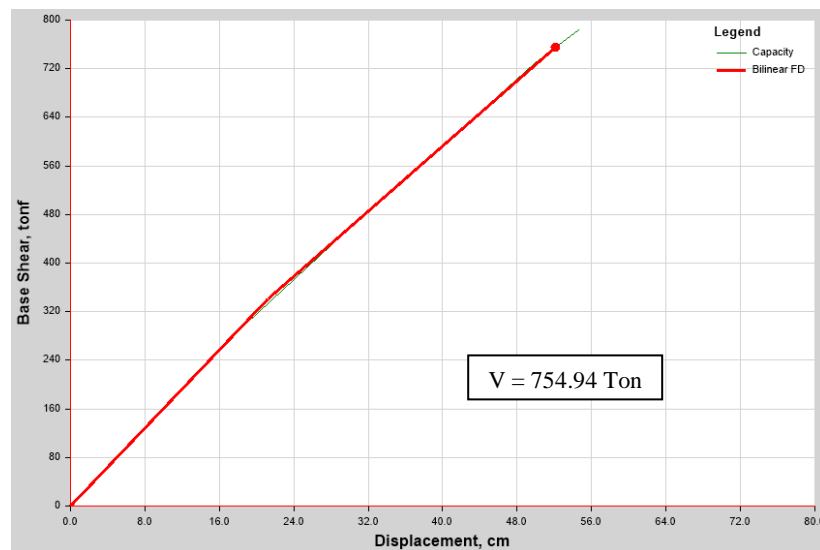


Figura VI-41: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga uniformemente distribuido).

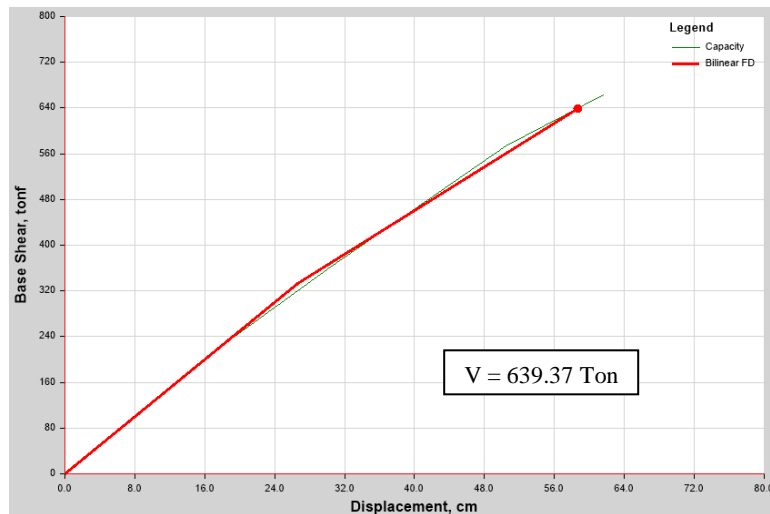


Figura VI-42: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en el modo dominante de vibración).

En la dirección “Y” para cada patrón de carga, la capacidad de la estructura varía de forma apreciable, pero son menores a las obtenidas en la dirección “X”. Puede identificarse, que la curva que presenta la mayor capacidad en el punto de desempeño y a la vez el menor desplazamiento es también la generada por el patrón de carga uniformemente distribuida, con un cortante de $V = 754.94 \text{ Ton}$ y un desplazamiento de $D = 52.15 \text{ cm}$ (ver figuras VI-38 y VI-41), el patrón de carga basado en el modo dominante de vibración muestra un cortante de $V = 639.37 \text{ Ton}$ y un desplazamiento de $D = 58.66 \text{ cm}$ (ver figuras VI-39 y VI-42). El patrón que genera el mayor desplazamiento en el punto de desempeño, es el patrón NTDS, el cual presenta una capacidad menor equivalente a $V = 578.12 \text{ Ton}$, y un desplazamiento de $D = 61.01 \text{ cm}$, presentando menor rigidez en relación a la estabilidad de la estructura que en los casos antes mencionados (ver figuras VI-37 y VI-40).

Edificio de gran altura

Dirección X

- Desplazamiento en el punto de desempeño.

La forma de la curva Pushover presenta un mejor comportamiento, debido a que el edificio se desplaza más con respecto a los edificios de baja y mediana altura. En cuanto al punto de desempeño, para todos los patrones de cargas se encuentra en el rango inelástico del espectro de capacidad e intersecta en el rango inelástico del espectro de demanda.

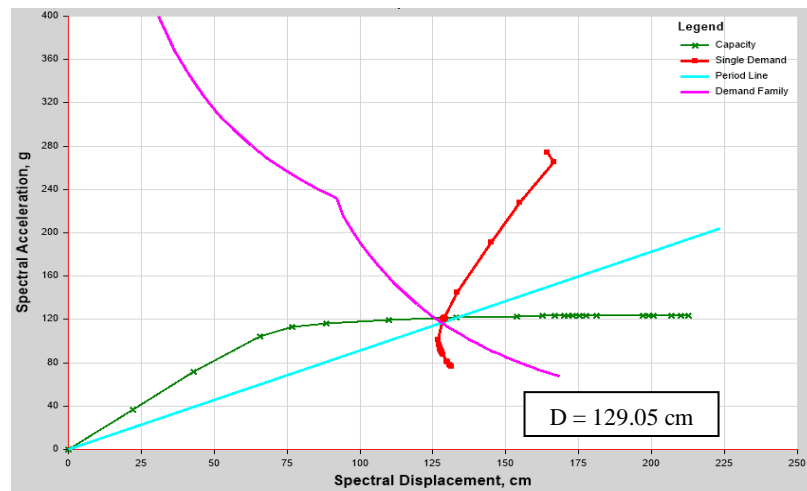


Figura VI-43: Punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).

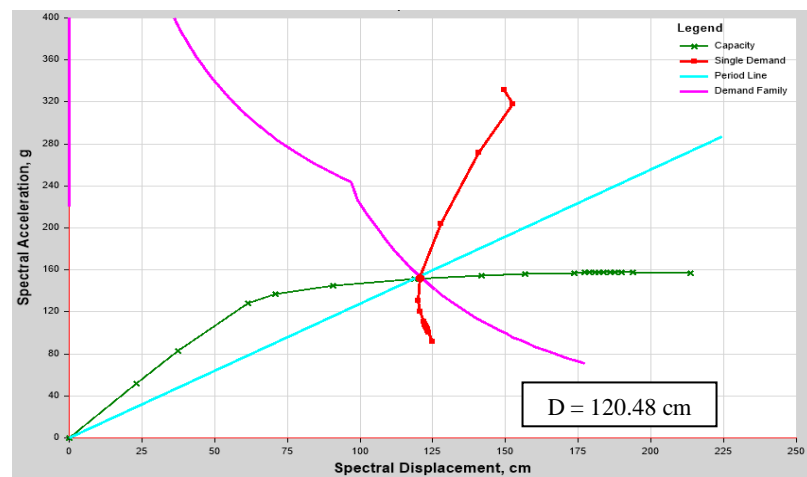


Figura VI-44: Punto de desempeño (Patrón de carga uniformemente distribuido).

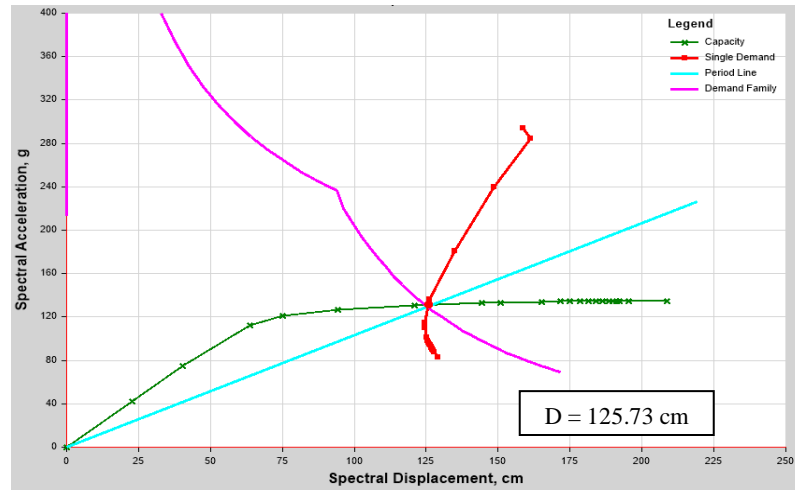


Figura VI-45: Punto de desempeño (Patrón de carga basado en el modo dominante de vibración).

– Capacidad de la estructura en el punto de desempeño.

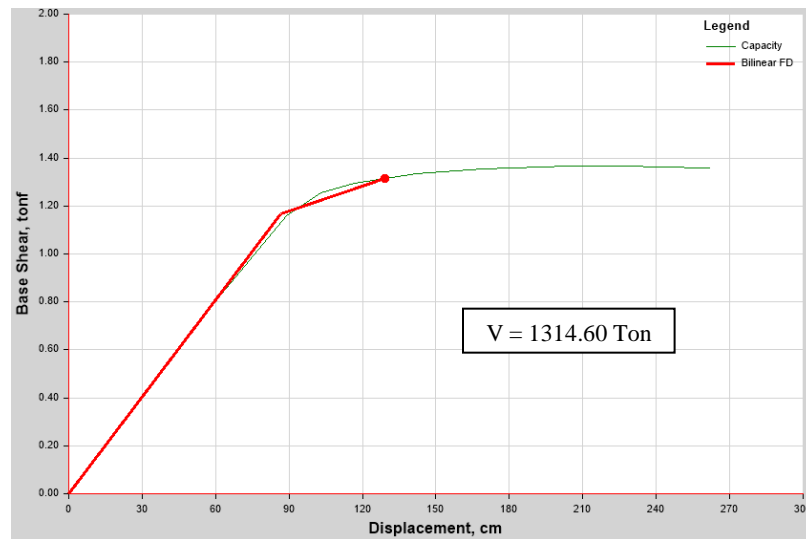


Figura VI-46: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).

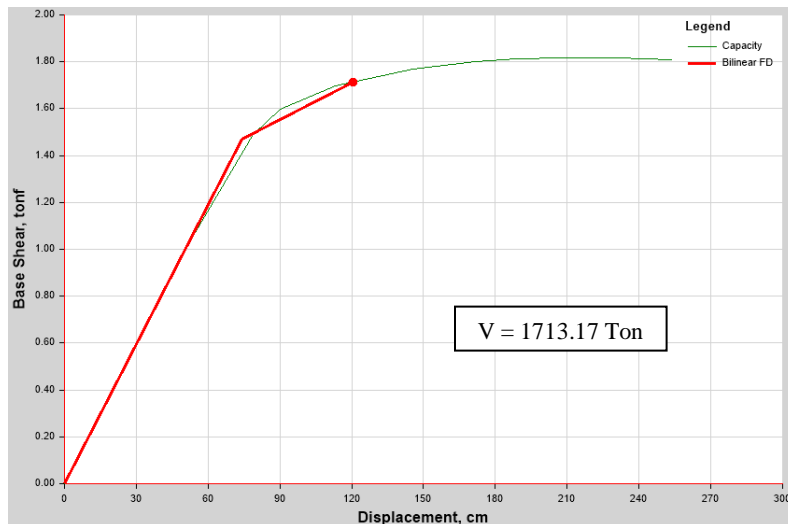


Figura VI-47: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga uniformemente distribuido).

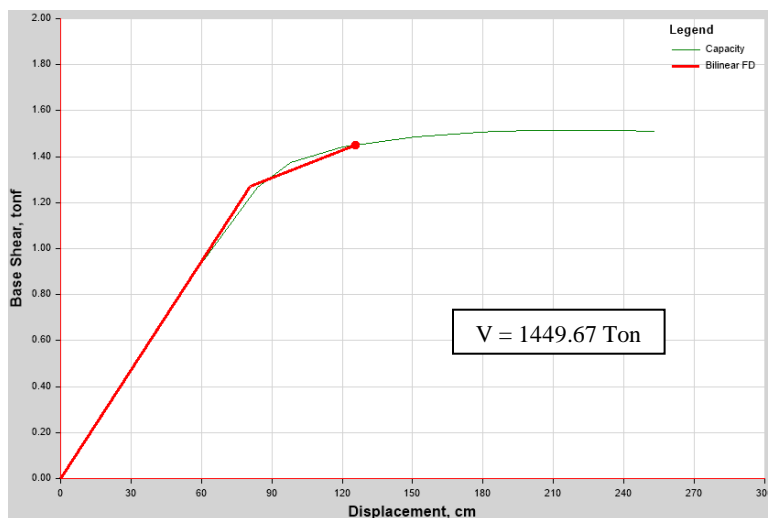


Figura VI-48: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en el modo dominante de vibración).

De la misma manera que los edificios de baja y mediana altura, el patrón de carga uniformemente distribuida para dicha dirección de análisis, genera la mayor capacidad en el punto de desempeño, con un cortante igual a $V = 1713.17 \text{ Ton}$ y un desplazamiento de $D = 120.48 \text{ cm}$ (ver figuras VI-44 y VI-47), el patrón de carga basado en el modo dominante de vibración muestra un cortante de $V = 1449.67 \text{ Ton}$ y un desplazamiento

de $D = 125.73 \text{ cm}$ (ver figuras VI-45 y VI-48). Además, al igual que los otros edificios, el patrón NTDS es el que genera mayor inestabilidad estructural con la menor capacidad presente de la estructura de $V = 1314.60 \text{ Ton}$ y el mayor desplazamiento del punto de desempeño de $D = 129.05 \text{ cm}$ respectivamente (ver figuras VI-43 y VI-46).

Dirección Y

– *Desplazamiento en el punto de desempeño.*

Se puede observar que el punto de desempeño en todos los patrones de carga correspondientes al eje “Y” se encuentra en el rango inelástico del espectro de capacidad equivalente intersectando en el rango inelástico del espectro de demanda. El desplazamiento en el punto de desempeño es menor con respecto a la otra dirección de análisis, debido al mayor número de arriostramientos utilizados en relación a los niveles del edificio. La carga lateral afecta menos en esta dirección, por consecuencia, el desplazamiento máximo es menor, reflejándose esto en la curva Pushover.

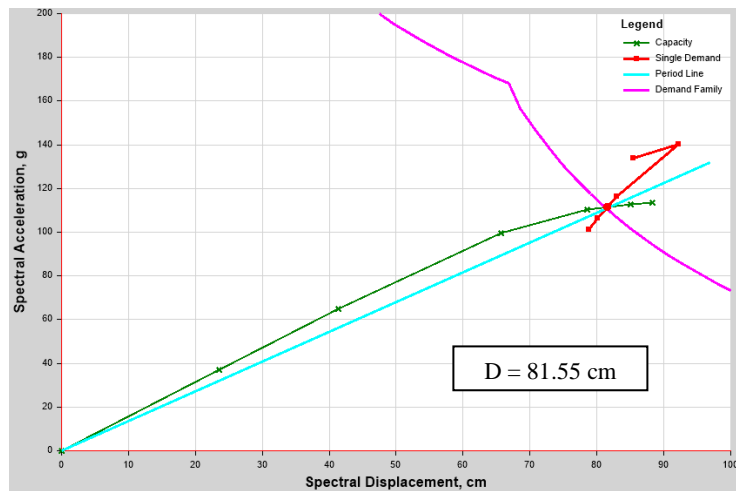


Figura VI-49: Punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).

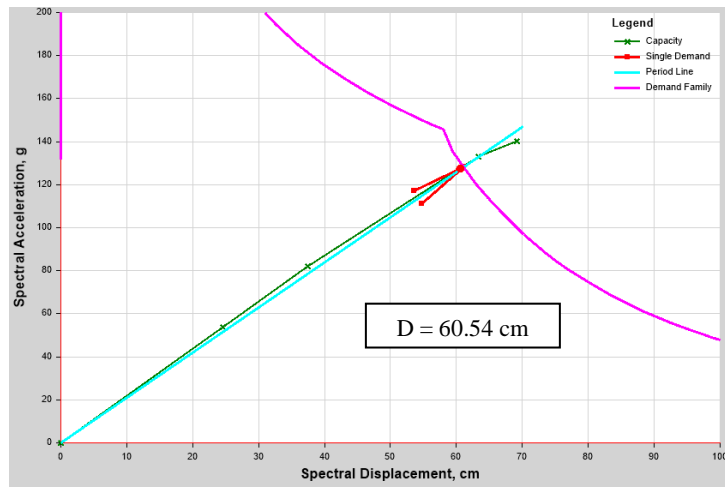


Figura VI-50: Punto de desempeño (Patrón de carga uniformemente distribuido).

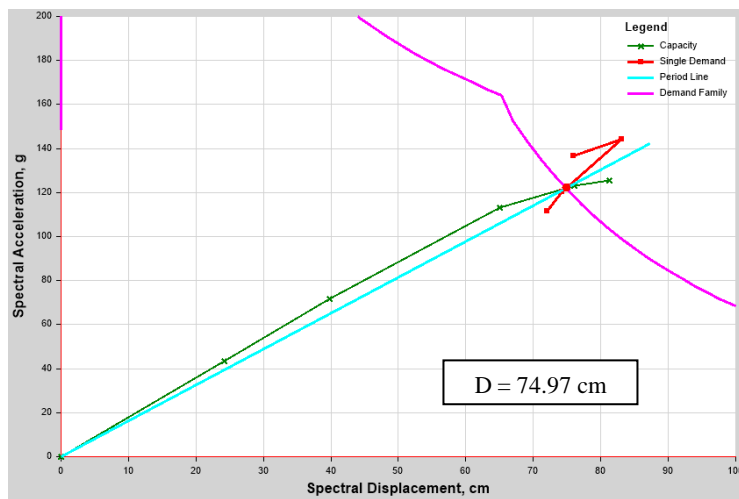


Figura VI-51: Punto de desempeño (Patrón de carga basado en el modo dominante de vibración).

- Capacidad de la estructura en el punto de desempeño.

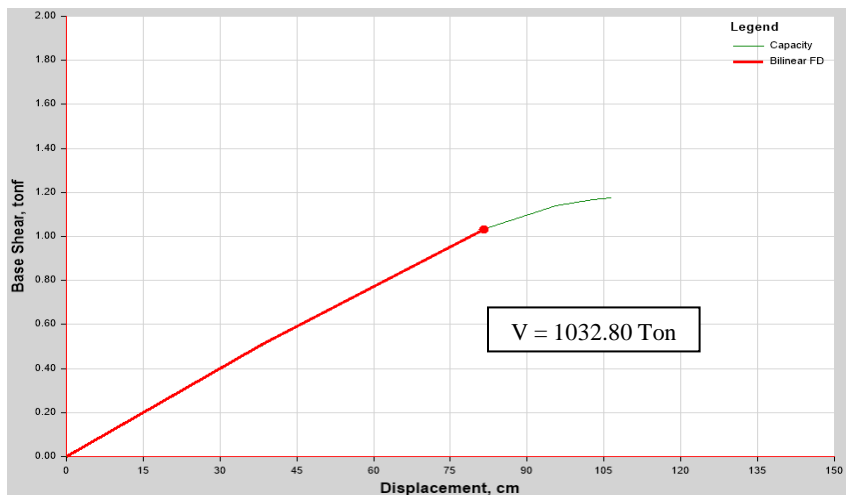


Figura VI-52: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).

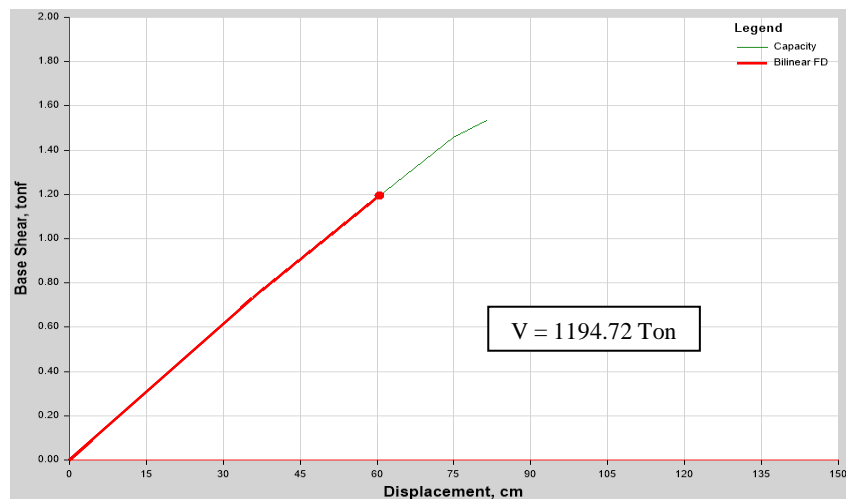


Figura VI-53: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga uniformemente distribuido).

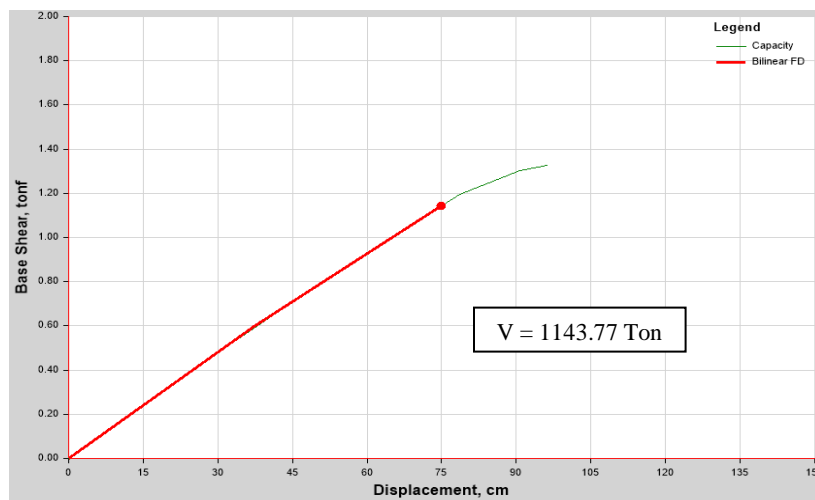


Figura VI-54: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en el modo dominante de vibración).

La curva que presenta el menor desplazamiento en la dirección de análisis, es la generada por el patrón de carga uniformemente distribuida, con un cortante de $V = 1194.72 \text{ Ton}$ y un desplazamiento de $D = 60.54 \text{ cm}$ (ver figuras VI-50 y VI-53), el patrón de carga basado en el modo dominante de vibración genera un cortante de $V = 1143.77 \text{ Ton}$ y un desplazamiento de $D = 74.97 \text{ cm}$ (ver figuras VI-51 y VI-54). El patrón NTDS, presenta una capacidad menor equivalente a $V = 1032.80 \text{ Ton}$, y un desplazamiento de $D = 81.55 \text{ cm}$ (ver figuras VI-49 y VI-52).

6.5.5.2 Punto de desempeño más desfavorable.

Edificio de baja altura

Comparando los patrones más desfavorables en cada dirección, se selecciona el punto de desempeño obtenido utilizando el patrón de carga de la NTDS en la dirección “X”, ya que presenta la mayor inestabilidad en el punto de análisis, presentando el mayor desplazamiento generado en la estructura, es cual es de 23.52 cm.

Edificio de mediana altura

El máximo valor de desplazamiento obtenido en este edificio fue de 63.36 cm, resultado del patrón de carga de la NTDS en la dirección “X”, en el cual se presenta menor estabilidad estructural en el punto de desempeño y una proporción del cortante basal calculado por el programa con respecto al peso del edificio es igual al 22.45 % en el eje “X”.

Edificio de gran altura

El punto de desempeño más desfavorable obtenido de los tres patrones de cargas aplicados en cada dirección ortogonal, es el presentado en el patrón de la NTDS de la dirección “X”, generando el mayor desplazamiento de 124.64 cm con un cortante basal de 1296.40 Ton, el cual con respecto al peso del edificio es igual al 8.02% en esta misma dirección. Entre más alta es la edificación, la proporción del cortante basal en el punto de desempeño con respecto al peso total del edificio es menor.

6.5.5.3 Límites de desplazamiento.

Se determinan los límites de desplazamientos para cada estructura y se comparan únicamente con el punto de desempeño más desfavorable generado por uno de los patrones de carga en una de las direcciones ortogonales. Para el cálculo de los límites se desplazamientos, se utilizan los parámetros establecidos en la FEMA 356 y en la NTDS.

Edificio de baja altura

Tabla VI-21: Límites desplazamientos de la estructura de baja altura y desplazamiento en el punto de desempeño.

Altura del edificio (cm)	Eje	Cortante basal (ton)	Desplazamiento en el punto de desempeño (cm)	Desplazamiento máximo permitido (cm)			
				NTDS	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al Colapso
				$0.02h_{sx}$	$0.007h_{sx}$	$0.025h_{sx}$	$0.05h_{sx}$
1280	X	198.43	23.52	25.6	8.96	32.0	64.0

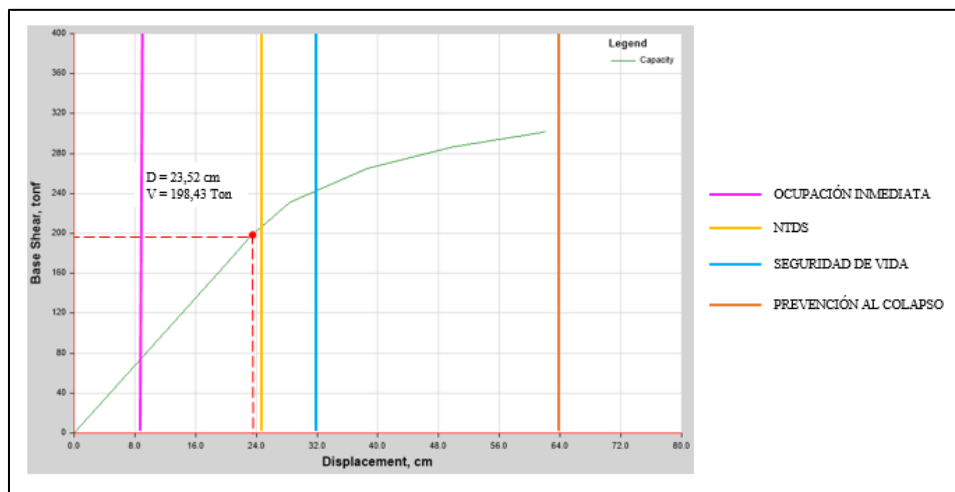


Figura VI-55: Niveles de desempeños en el edificio de baja altura.

La curva de capacidad de la figura VI-55, muestra los límites de desplazamientos para los niveles de desempeño establecidos por la FEMA-356. Se puede observar que el punto de desempeño se encuentra en la zona inelástica con un desplazamiento de 23.52 cm, cumpliendo con el objetivo de desempeño propuesto (Seguridad de vida). Según la curva, la estructura comenzaría a presentar posibles mecanismos de falla poco antes de alcanzar su desplazamiento máximo, debido a que no logra superar el nivel de prevención al colapso.

Edificio de mediana altura

Tabla VI-22: Límites desplazamientos de la estructura de mediana altura y desplazamiento en el punto de desempeño.

Altura del edificio (cm)	Eje	Cortante basal (ton)	Desplazamiento en el punto de desempeño (cm)	Desplazamiento máximo permitido (cm)			
				NTDS	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al Colapso
				$0.015h_{sx}$	$0.007h_{sx}$	$0.025h_{sx}$	$0.05h_{sx}$
4100	X	798.44	73.78	61.5	28.7	102.5	205.0

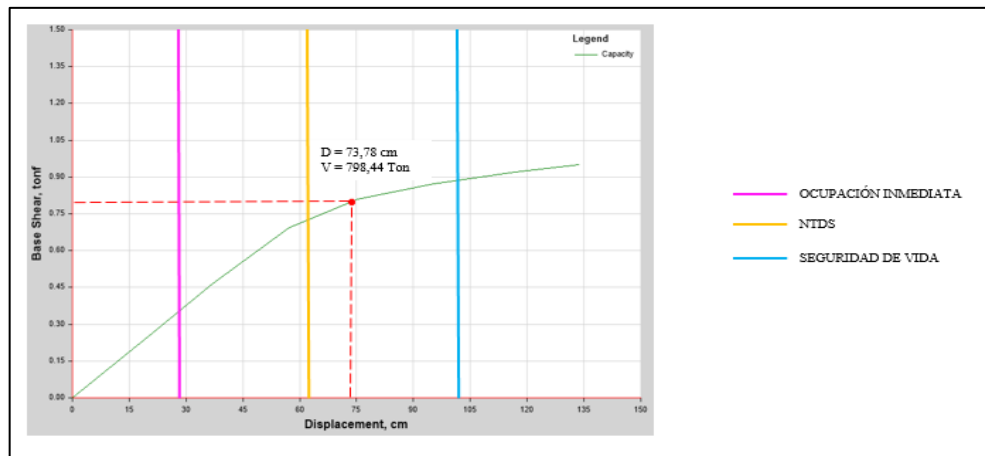


Figura VI-56: Niveles de desempeños en el edificio de mediana altura.

Se puede observar en la figura VI-56 que el punto de desempeño se encuentra en la zona inelástica con un desplazamiento de 73.78 cm, cumpliendo con el objetivo de desempeño propuesto (Seguridad de vida). Según la forma de la curva, la estructura comenzaría a presentar fallas después de haber superado el objetivo de desempeño y presentándose posiblemente el colapso o grandes daños sin llegar al límite de Prevención al colapso. Según como se detalla la curva y en relación a los niveles de desempeño establecidos, el edificio de mediana altura se comporta de mejor manera que el edificio de baja altura, esto es debido a su altura y que la estructura no presenta vanos dentro del cuerpo principal, por

lo que se utiliza diferente tipo de losa. La ubicación del punto de desempeño en este caso supera el límite definido por la NTDS, presentando múltiples mecanismos de fallas entre el nivel de desempeño de seguridad de vida y el desplazamiento máximo de la estructura.

Edificio de gran altura

Tabla VI-23: Límites desplazamientos de la estructura de gran altura y desplazamiento en el punto de desempeño.

Altura del edificio (cm)	Eje	Cortante basal (ton)	Desplazamiento en el punto de desempeño (cm)	Desplazamiento máximo permitido (cm)			
				NTDS	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al Colapso
				$0.015h_{sx}$	$0.007h_{sx}$	$0.025h_{sx}$	$0.05h_{sx}$
7250	X	1314.60	129.05	108.75	50.75	181.25	362.50

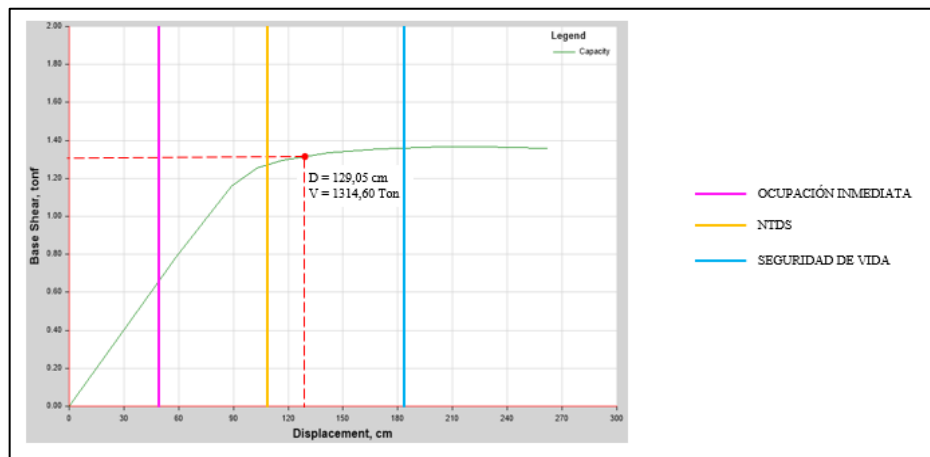


Figura VI-57: Niveles de desempeños en el edificio de gran altura.

El punto de desempeño representado en la figura VI-57 se encuentra en la zona inelástica con un desplazamiento de 129.05 cm, cumpliendo con el objetivo de desempeño propuesto (Seguridad de Vida). Debido a la altura del edificio y los límites permitidos de desplazamiento, los arriostramientos utilizados en la dirección de análisis, las secciones

del marco estructural y las fuerzas laterales, el edificio es capaz de formar una curva Pushover óptima. De la manera en cómo se detalla en la curva, después de superar el límite de seguridad de vida, para alcanzar el máximo desplazamiento de la estructura hay una holgura de aproximadamente 80cm, es decir que para que se comience a generar mecanismos de fallas con degradaciones de resistencia significativa, hay una diferencia de desplazamiento bastante aceptable, por lo tanto, puede definirse que el edificio posee un buen comportamiento ante la demanda sísmica a la que está sometido.

6.5.5.4 Límites de derivas

Para el cálculo de los límites de derivas de la estructura también se utilizaran los establecidos en la FEMA 356 y en la NTDS.

Edificio de baja altura

Tabla VI-24: Límites de derivas del edificio de baja altura.

Altura de entrepiso (cm)	Deriva máxima permisible (cm)			
	NTDS	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al Colapso
	$0.02h_{sx}$	$0.007h_{sx}$	$0.025h_{sx}$	$0.05h_{sx}$
320	6.40	2.24	8.00	16.00

Edificio de mediana y gran altura

Tabla VI-25: Límites de derivas del edificio de mediana y gran altura.

PRIMER ENTREPISO				
Altura de entrepiso (cm)	Deriva máxima permisible (cm)			
	NTDS	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al Colapso
	$0.015h_{sx}$	$0.007h_{sx}$	$0.025h_{sx}$	$0.05h_{sx}$
600	9.00	4.20	15.00	30.00
ENTREPISOS SUPERIORES				
Altura de entrepiso (cm)	Deriva máxima permisible (cm)			
	NTDS	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al Colapso
	$0.015h_{sx}$	$0.007h_{sx}$	$0.025h_{sx}$	$0.05h_{sx}$
350	5.25	2.45	8.75	17.50

6.5.5.4.1 Derivas por entrepiso cercanas al punto de desempeño.

Una vez seleccionado el caso más desfavorable, se obtienen las derivas de entrepiso en el modo de análisis no lineal más cercano en el que se encuentra el punto de desempeño.

Edificio de baja altura

Tabla VI-26: Resultados de derivas del edificio de baja altura en el punto cercano de desempeño correspondiente al eje "X".

Nivel	Desplazamientos (cm)	Derivas de entrepiso (cm)
4	23.57	
		4.46
3	19.11	
		6.64

2	12.47	
		7.73
1	4.74	
		4.74

Dado que todos los niveles poseen la misma altura de 3.2 m, se selecciona la deriva de entrepiso de mayor de magnitud, es decir la deriva de 7.73 cm, que se utiliza para comparar con respecto a la deriva máxima permisible de los niveles de desempeño y la NTDS en el capítulo siguiente.

Edificio de mediana altura

Tabla VI-27: Resultados de derivas del edificio de mediana altura en el punto cercano de desempeño correspondiente al eje "X".

Nivel	Desplazamientos (cm)	Derivas de entrepiso (cm)
11	74.32	
		4.88
10	69.44	
		5.04
9	64.40	
		5.59
8	58.81	
		6.13
7	52.68	
		7.14
6	45.54	
		7.69
5	37.85	
		7.88
4	29.97	
		8.02
3	21.95	
		8.19
2	13.76	

		8.40
1	5.36	
		5.36

Para los niveles que poseen la misma altura de 3.5 m, la deriva de entrepiso de mayor magnitud, es de 8.40 cm y, la deriva máxima correspondiente al primer entrepiso es de 5.36 cm. El desplazamiento máximo de 74.32 cm, presentado en la tabla VI-27 es el más cercano al punto de desempeño.

Edificio de gran altura

Tabla VI-28: Resultados de derivas del edificio de gran altura en el punto cercano de desempeño correspondiente al eje "X".

Nivel	Desplazamientos (cm)	Derivas de entrepiso (cm)
20	134.97	
		5.13
19	129.84	
		5.18
18	124.66	
		5.26
17	119.40	
		5.32
16	114.08	
		5.40
15	108.68	
		5.59
14	103.09	
		5.68
13	97.41	
		5.77
12	91.64	
		5.81
11	85.83	
		5.95

10	79.88	
		6.33
9	73.55	
		6.56
8	66.99	
		6.84
7	60.15	
		7.04
6	53.11	
		7.47
5	45.64	
		7.72
4	37.92	
		7.93
3	29.99	
		8.12
2	21.87	
		8.49
1	13.38	
		13.38

Para los niveles de 3.5 m de altura, la deriva de entrepiso de mayor de magnitud, es de 8.49 cm. Para el primer nivel de 6.0 m de altura, la deriva máxima correspondiente a este, es de 13.38 cm. El paso más cercano al punto de desempeño (129.05 cm) es el que presenta un desplazamiento de 134.97 cm. A pesar de haber una diferencia de casi 6 cm con respecto al punto de desempeño, se toma en cuenta debido a que las derivas aun no sobrepasan los límites establecidos.

La tabla VI-29 muestra las derivas máximas en el punto de desempeño de cada estructura comparadas con las derivas permisibles establecidas por la FEMA-356, donde se puede verificar que dichos valores generados, no superan las derivas calculadas para el nivel de desempeño de seguridad de vida.

Tabla VI-29: Comparación de resultados de derivas en el punto de desempeño para cada estructura.

Edificio	Altura de Entrepiso (cm)	Deriva máxima en el punto de desempeño (cm)	Deriva máximo permitida (cm)			
			NTDS	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al Colapso
Baja altura	320	7.73	6.40	2.24	8.00	16.00
Mediana altura	600	5.36	9.00	4.20	15.00	30.00
	350	8.40	5.25	2.45	8.75	17.50
Gran altura	600	13.38	9.00	4.20	15.00	30.00
	350	8.49	5.25	2.45	8.75	17.5

6.5.5.4.2 Desplazamientos, derivas y cortantes en el punto máximo de la estructura.

A continuación, se presentan resultados de los desplazamientos máximos, derivas máximas y cortantes totales en cada nivel de la estructura, cercanos al nivel de desempeño de prevención al colapso.

Edificio de baja altura

Tabla VI-30: Desplazamientos máximos del edificio de baja altura.

Nivel	Caso de carga no lineal	UX (cm)	UY (cm)
Story4	Lateral X NTDS Max	62.0007	-0.0156
Story4	Lateral Y NTDS Max	0.0057	72.9784
Story3	Lateral X NTDS Max	51.5955	-0.0317
Story3	Lateral Y NTDS Max	0.0047	59.6089
Story2	Lateral X NTDS Max	32.9894	-0.0656
Story2	Lateral Y NTDS Max	0.0028	40.2046
Story1	Lateral X NTDS Max	11.6447	-0.0203
Story1	Lateral Y NTDS Max	0.0009	17.5839

Tabla VI-31: Derivas máximas del edificio de baja altura.

Nivel	DERIVA X (cm)	DERIVA Y (cm)
Story4		
	10.4052	13.3695
Story3		
	18.6061	19.4043
Story2		
	21.3447	22.6207
Story1		
	11.6447	17.5839
Base		

Como puede observarse en la tabla VI-31, las derivas máximas del edificio en los entresijos sobrepasan el límite establecido en el punto de desempeño. Pero como su nombre lo indica, los límites de desempeño solo son utilizados para los puntos donde se encuentra el desempeño esperado en la estructura.

Tabla VI-32: Cortantes máximos en los niveles del edificio de baja altura.

Nivel	Caso de carga no lineal	Ubicación	V_x (Tonf)	V_y (Tonf)
Story4	Lateral X NTDS Min	Bottom	111.2382	-0.0101
Story4	Lateral Y NTDS Min	Bottom	0.0006	146.8211
Story3	Lateral X NTDS Min	Bottom	217.2689	-0.0244
Story3	Lateral Y NTDS Min	Bottom	0.0016	285.3428
Story2	Lateral X NTDS Min	Bottom	292.0862	-0.0356
Story2	Lateral Y NTDS Min	Bottom	0.0025	380.7893
Story1	Lateral X NTDS Min	Bottom	334.4306	-0.0351
Story1	Lateral Y NTDS Min	Bottom	0.0032	431.9174

Edificio de mediana altura

Tabla VI-33: Desplazamientos máximos del edificio de mediana altura.

Nivel	Caso de carga no lineal	UX (cm)	UY (cm)
Story11	Lateral X NTDS Max	133.6082	8.2259
Story11	Lateral Y NTDS Max	14.7815	66.6844
Story10	Lateral X NTDS Max	127.9843	8.0148
Story10	Lateral Y NTDS Max	14.5098	63.5070
Story9	Lateral X NTDS Max	119.1585	7.6205
Story9	Lateral Y NTDS Max	14.0402	59.5597
Story8	Lateral X NTDS Max	109.0861	6.7996
Story8	Lateral Y NTDS Max	13.2819	54.6140
Story7	Lateral X NTDS Max	97.1892	5.5618
Story7	Lateral Y NTDS Max	11.8622	49.0314
Story6	Lateral X NTDS Max	84.4194	4.1529
Story6	Lateral Y NTDS Max	9.6647	43.3581
Story5	Lateral X NTDS Max	71.0056	2.8602
Story5	Lateral Y NTDS Max	7.1007	37.2976
Story4	Lateral X NTDS Max	56.8573	1.8490
Story4	Lateral Y NTDS Max	3.9339	30.9027
Story3	Lateral X NTDS Max	41.8785	1.4504
Story3	Lateral Y NTDS Max	0.4748	23.1497
Story2	Lateral X NTDS Max	26.5419	0.1165
Story2	Lateral Y NTDS Max	0.2657	15.1044
Story1	Lateral X NTDS Max	10.8122	0.3074
Story1	Lateral Y NTDS Max	0.1667	6.1456

Tabla VI-34: Derivas máximas del edificio de mediana altura.

Nivel	DERIVA X (cm)	DERIVA Y (cm)
Story11		
	5.6239	3.1774
Story10		
	8.8258	3.9473
Story9		
	10.0724	4.9457
Story8		
	11.8969	5.5826
Story7		
	12.7698	5.6733
Story6		
	13.4138	6.0605
Story5		
	14.1483	6.3949
Story4		
	14.9788	7.7530
Story3		
	15.3366	8.0453
Story2		
	15.7297	8.9588
Story1		
	10.8122	6.1456

Las derivas máximas de entrepisos en la dirección “X” sobrepasan el límite de seguridad de vida (ver tabla VI-34). Con respecto al eje “Y”, la única deriva que sobrepasa el límite establecido es la del segundo entrepiso, debido a los arriostramientos utilizados.

Tabla VI-35: Cortantes máximos en los niveles del edificio de mediana altura.

Nivel	Caso de carga no lineal	Ubicación	V_x (Tonf)	V_y (Tonf)
Story11	Lateral X NTDS Min	Bottom	204.097	-0.1284
Story11	Lateral Y NTDS Min	Bottom	0.0215	132.8515
Story10	Lateral X NTDS Min	Bottom	348.615	-0.3635
Story10	Lateral Y NTDS Min	Bottom	0.0042	227.637
Story9	Lateral X NTDS Min	Bottom	481.3168	-0.5882
Story9	Lateral Y NTDS Min	Bottom	-0.0002	314.5768
Story8	Lateral X NTDS Min	Bottom	602.4569	-0.8016
Story8	Lateral Y NTDS Min	Bottom	-0.0004	393.7967
Story7	Lateral X NTDS Min	Bottom	711.3405	-1.002
Story7	Lateral Y NTDS Min	Bottom	-0.0005	464.8319
Story6	Lateral X NTDS Min	Bottom	807.5317	-1.1879
Story6	Lateral Y NTDS Min	Bottom	-0.0007	527.3581
Story5	Lateral X NTDS Min	Bottom	889.8032	-1.3547
Story5	Lateral Y NTDS Min	Bottom	-0.0009	580.7655
Story4	Lateral X NTDS Min	Bottom	956.4972	-1.4955
Story4	Lateral Y NTDS Min	Bottom	-0.0011	623.9242
Story3	Lateral X NTDS Min	Bottom	1007.4187	-1.6074
Story3	Lateral Y NTDS Min	Bottom	-0.0012	657.1488
Story2	Lateral X NTDS Min	Bottom	1044.1463	-1.6887
Story2	Lateral Y NTDS Min	Bottom	-0.001	682.174
Story1	Lateral X NTDS Min	Bottom	1068.4662	-1.734
Story1	Lateral Y NTDS Min	Bottom	-0.0009	699.3546

Edificio de gran altura

Tabla VI-36: Desplazamientos máximos del edificio de gran altura.

Nivel	Caso de carga no lineal	UX (cm)	UY (cm)
Story20	Lateral X NTDS Max	261.8295	7.9193
Story20	Lateral Y NTDS Max	0.4687	106.3465
Story19	Lateral X NTDS Max	255.5467	7.6760
Story19	Lateral Y NTDS Max	0.4745	106.0054
Story18	Lateral X NTDS Max	248.5662	7.4390
Story18	Lateral Y NTDS Max	0.4754	105.4928
Story17	Lateral X NTDS Max	241.4390	7.2058
Story17	Lateral Y NTDS Max	0.4714	104.6299
Story16	Lateral X NTDS Max	233.3683	6.9685
Story16	Lateral Y NTDS Max	0.4627	103.0598
Story15	Lateral X NTDS Max	224.6976	6.7054
Story15	Lateral Y NTDS Max	0.4495	101.2752
Story14	Lateral X NTDS Max	215.3029	6.3693
Story14	Lateral Y NTDS Max	0.4315	99.1266
Story13	Lateral X NTDS Max	204.3620	5.9428
Story13	Lateral Y NTDS Max	0.4077	96.5181
Story12	Lateral X NTDS Max	193.0063	5.4488
Story12	Lateral Y NTDS Max	0.3764	93.4540
Story11	Lateral X NTDS Max	180.1793	4.9053
Story11	Lateral Y NTDS Max	0.3357	89.9063
Story10	Lateral X NTDS Max	167.0454	4.4401
Story10	Lateral Y NTDS Max	0.2833	85.7809
Story9	Lateral X NTDS Max	153.4307	3.9992
Story9	Lateral Y NTDS Max	0.2163	80.2236
Story8	Lateral X NTDS Max	139.3756	3.5716

Story8	Lateral Y NTDS Max	0.1349	73.9974
Story7	Lateral X NTDS Max	124.9378	3.1488
Story7	Lateral Y NTDS Max	0.0509	66.5213
Story6	Lateral X NTDS Max	109.7038	2.8042
Story6	Lateral Y NTDS Max	-0.0002	58.8119
Story5	Lateral X NTDS Max	93.9186	2.6126
Story5	Lateral Y NTDS Max	-0.0001	50.7906
Story4	Lateral X NTDS Max	77.9044	2.4261
Story4	Lateral Y NTDS Max	-0.0001	41.5537
Story3	Lateral X NTDS Max	61.7311	2.0827
Story3	Lateral Y NTDS Max	-0.0004	31.9977
Story2	Lateral X NTDS Max	45.1669	0.7948
Story2	Lateral Y NTDS Max	-0.0002	21.9433
Story1	Lateral X NTDS Max	27.7969	0.3956
Story1	Lateral Y NTDS Max	-0.0008	11.3860

Tabla VI-37: Derivas máximas del edificio de gran altura.

Nivel	DERIVA X (cm)	DERIVA Y (cm)
Story20		
	6.2828	0.3411
Story19		
	6.9805	0.5126
Story18		
	7.1272	0.8629
Story17		
	8.0707	1.5701
Story16		
	8.6707	1.7846
Story15		
	9.3947	2.1486
Story14		

	10.9409	2.6085
Story13		
	11.3557	3.0641
Story12		
	12.8270	3.5477
Story11		
	13.1339	4.1254
Story10		
	13.6147	5.5573
Story9		
	14.0551	6.2262
Story8		
	14.4378	7.4761
Story7		
	15.2340	7.7094
Story6		
	15.7852	8.0213
Story5		
	16.0142	9.2369
Story4		
	16.1733	9.5560
Story3		
	16.5642	10.0544
Story2		
	17.3700	10.5573
Story1		
	27.7969	11.3860

Las derivas máximas en los últimos cinco entresijos en la dirección “X” cumplen con el límite de seguridad de vida. Además, a diferencia del edificio de mediana altura, la deriva de mayor magnitud se presenta en el primer entresijo.

Tabla VI-38: Cortantes máximos en los niveles del edificio de gran altura.

Nivel	Caso de carga no lineal	Ubicación	V_x (Tonf)	V_y (Tonf)
Story20	Lateral X NTDS Min	Bottom	335.5077	-0.0678
Story20	Lateral Y NTDS Min	Bottom	0.0257	283.7693
Story19	Lateral X NTDS Min	Bottom	466.9650	-0.1832
Story19	Lateral Y NTDS Min	Bottom	0.0929	384.7046
Story18	Lateral X NTDS Min	Bottom	594.3928	-0.2923
Story18	Lateral Y NTDS Min	Bottom	0.1647	481.3554
Story17	Lateral X NTDS Min	Bottom	718.0654	-0.3943
Story17	Lateral Y NTDS Min	Bottom	0.2396	573.8631
Story16	Lateral X NTDS Min	Bottom	838.0523	-0.4886
Story16	Lateral Y NTDS Min	Bottom	0.3172	662.1776
Story15	Lateral X NTDS Min	Bottom	954.4278	-0.5747
Story15	Lateral Y NTDS Min	Bottom	0.3972	746.2427
Story14	Lateral X NTDS Min	Bottom	1067.2458	-0.6526
Story14	Lateral Y NTDS Min	Bottom	0.4791	825.9936
Story13	Lateral X NTDS Min	Bottom	1176.4652	-0.7223
Story13	Lateral Y NTDS Min	Bottom	0.5619	901.3518
Story12	Lateral X NTDS Min	Bottom	1281.8380	-0.7841
Story12	Lateral Y NTDS Min	Bottom	0.6444	972.2169
Story11	Lateral X NTDS Min	Bottom	1382.8616	-0.8383
Story11	Lateral Y NTDS Min	Bottom	0.7244	1038.4523
Story10	Lateral X NTDS Min	Bottom	1478.7966	-0.8850
Story10	Lateral Y NTDS Min	Bottom	0.7986	1099.8582
Story9	Lateral X NTDS Min	Bottom	1568.6821	-0.9243
Story9	Lateral Y NTDS Min	Bottom	0.8620	1156.0751
Story8	Lateral X NTDS Min	Bottom	1651.3714	-0.9562
Story8	Lateral Y NTDS Min	Bottom	0.9075	1206.4157

Story7	Lateral X NTDS Min	Bottom	1725.6244	-0.9805
Story7	Lateral Y NTDS Min	Bottom	0.9296	1249.9487
Story6	Lateral X NTDS Min	Bottom	1790.9202	-0.9984
Story6	Lateral Y NTDS Min	Bottom	0.9283	1286.6829
Story5	Lateral X NTDS Min	Bottom	1846.3185	-1.0133
Story5	Lateral Y NTDS Min	Bottom	0.9175	1318.9607
Story4	Lateral X NTDS Min	Bottom	1890.2460	-1.0252
Story4	Lateral Y NTDS Min	Bottom	0.8991	1346.5013
Story3	Lateral X NTDS Min	Bottom	1922.4511	-1.0336
Story3	Lateral Y NTDS Min	Bottom	0.8763	1369.2392
Story2	Lateral X NTDS Min	Bottom	1945.0529	-1.0380
Story2	Lateral Y NTDS Min	Bottom	0.8628	1387.0733
Story1	Lateral X NTDS Min	Bottom	1961.0362	-1.0401
Story1	Lateral Y NTDS Min	Bottom	0.8513	1400.1639

6.5.5.4.3 Revisión del objetivo de desempeño.

Según los resultados de desplazamientos y derivas máximas en los ejes ortogonales con respecto a los niveles de desempeño, se determina que los edificios cumplen con los límites establecidos para Seguridad de Vida, el cual es el nivel de desempeño esperado en las estructuras.

Por lo tanto, para el nivel de Seguridad de Vida:

Tabla VI-39: Conclusiones de derivas y desplazamientos en punto de desempeño.

Estructura	Ejes	Desplazamiento en punto de desempeño	Deriva máxima en punto de desempeño
Baja altura	X	CUMPLE	CUMPLE
Mediana altura	X	CUMPLE	CUMPLE
Gran altura	X	CUMPLE	CUMPLE

6.5.5.5 Mecanismos de falla en las estructuras.

Los mecanismos de colapsos en el punto de desempeño deben representar el objetivo de desempeño propuesto, es decir, nivel de Seguridad de Vida, evitando que se presenten mecanismos que superen dicho nivel, ya que esto provocaría la ocurrencia de fallas locales o globales en la estructura. Para cada nivel de desempeño se puede tomar como referencia, los colores representados en la gráfica de la figura VI-58 para identificar a que nivel pertenece cada rótula plástica.

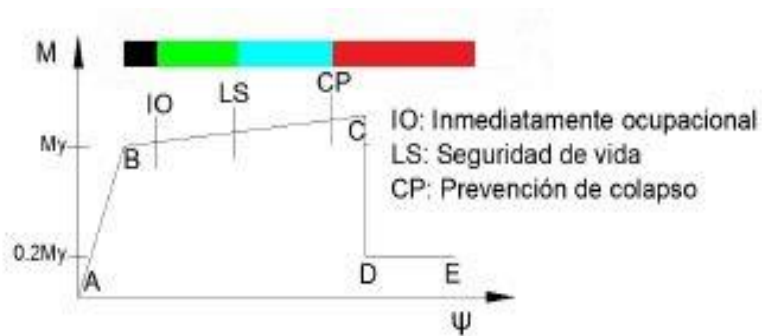


Figura VI-58: Representación gráfica de los niveles de desempeño en ETABS.

Edificio de baja altura

- *Mecanismos de fallas cercanos al punto de desempeño*

Todas las rótulas plásticas se encuentran en vigas del segundo nivel y se presentan en el nivel de Seguridad de Vida, cumpliendo con el objetivo de desempeño. Generándose rótulas primero en las vigas, el edificio tiende a cumplir con el concepto de columna fuerte-viga débil.

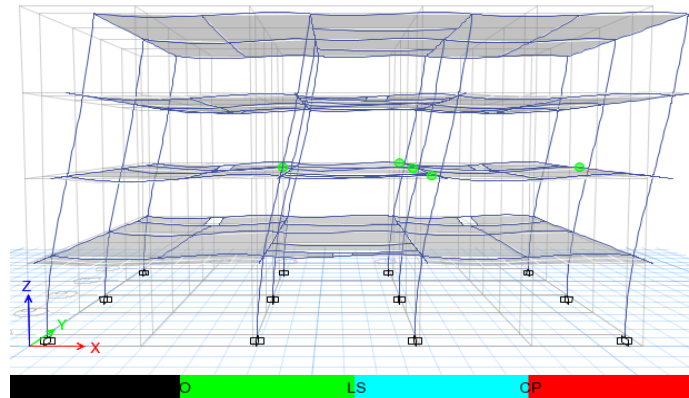


Figura VI-59: Rótulas plásticas en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS)

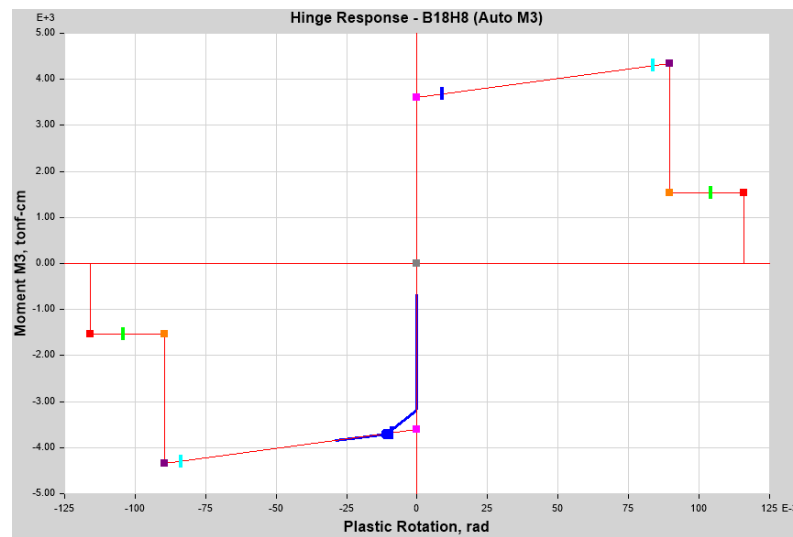


Figura VI-60: Curva momento-rotación de rótula de viga en punto de desempeño.

– Mecanismos de fallas en el desplazamiento máximo

Cuando el edificio alcanza el desplazamiento máximo en el eje desfavorable, ninguna rótula ha sobrepasado el límite establecido para prevención al colapso (ver figura VI-61), por lo cual el edificio no colapsará al alcanzar su máximo desplazamiento. La curva Pushover deja de formarse cuando se presenta en cualquier columna dos rótulas que sobrepasan el límite de prevención al colapso o número suficiente de elementos sismorresistentes con rótulas en sus extremos, el cual es el caso presentado en la estructura analizada.

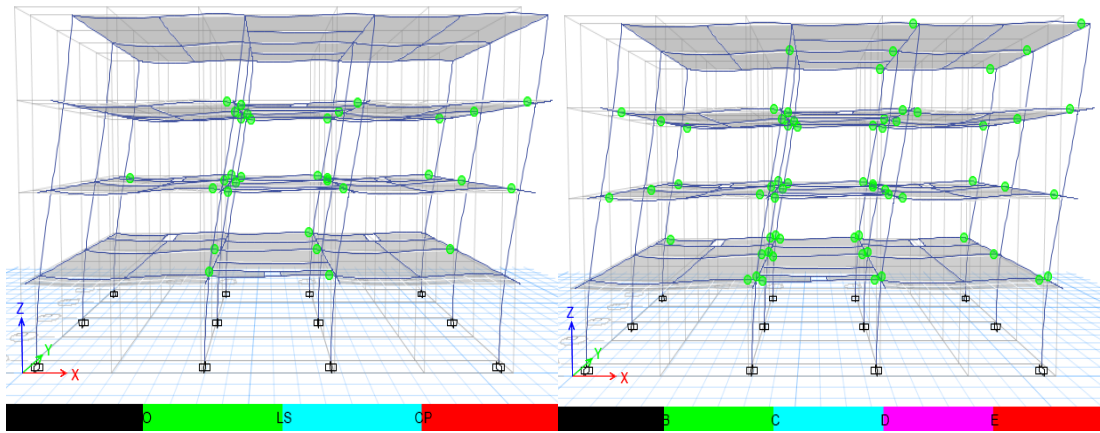


Figura VI-61: Rótulas plásticas en el desplazamiento máximo del edificio (Patrón de carga basado en la NTDS).

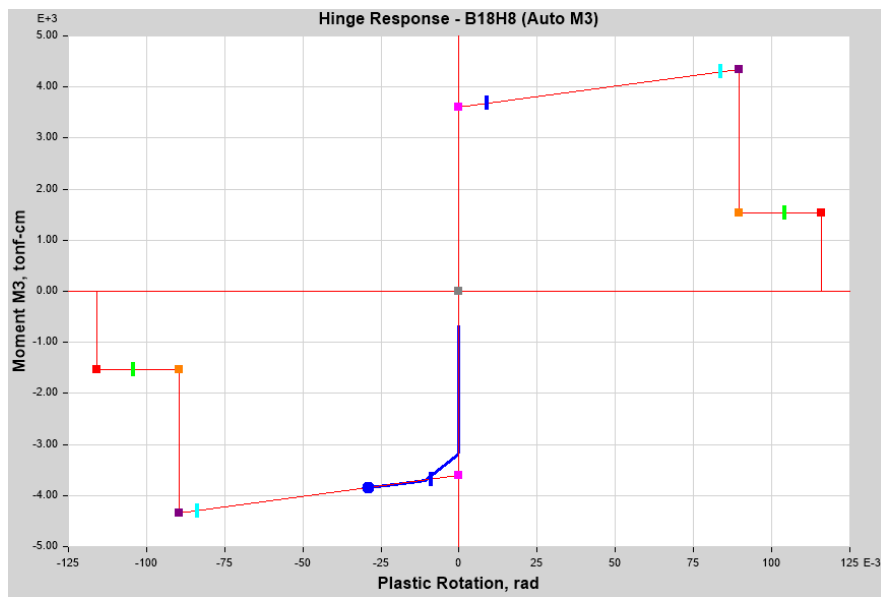


Figura VI-62: Curva momento-rotación de rótula de viga en desplazamiento máximo.

Edificio de mediana altura

– Mecanismos de fallas cercanos al punto de desempeño

En distintos niveles del edificio varias rótulas plásticas han fluido y se presenta en el nivel de Seguridad de Vida, por lo tanto, este nivel es el que determina en qué estado se encuentran estos mecanismos de falla. Los mecanismos de fallas se forman cercanos al vano para ascensores y escaleras. Por medio de este resultado puede concluirse, que los mecanismos de fallas en el edificio van buscando la zona que se encuentra menos rigidizada. En este caso, las rótulas se han formado tanto en vigas como en columnas, sin superar el límite de desempeño establecido.

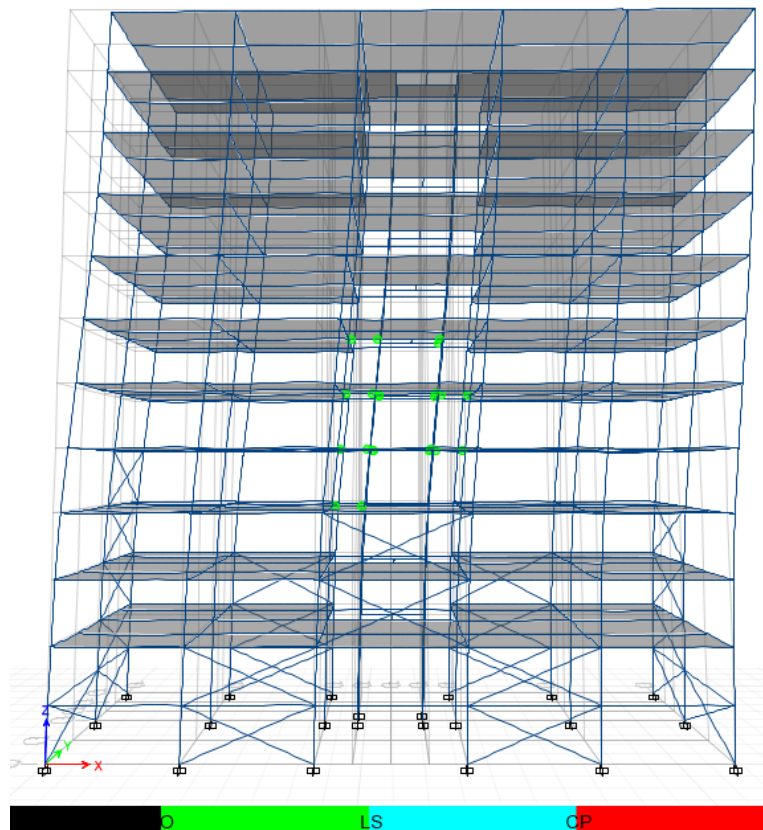


Figura VI-63: Rótulas plásticas en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).

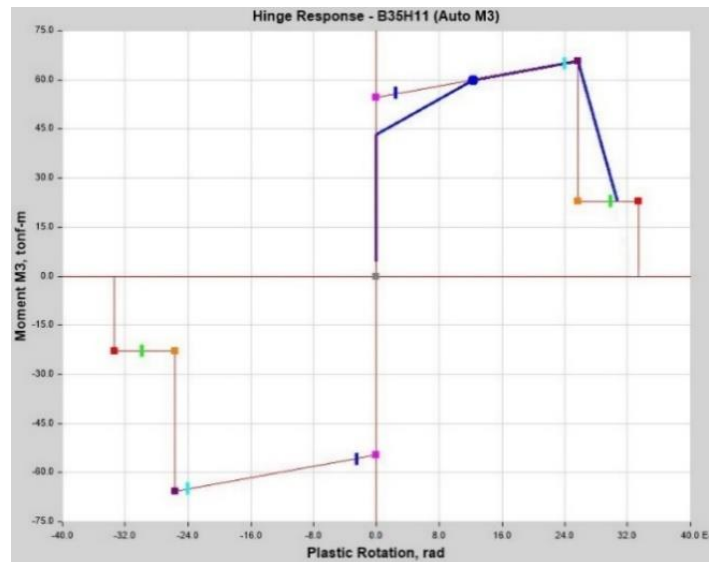


Figura VI-64: Curva momento-rotación de rótula de viga en punto de desempeño.

– *Mecanismos de fallas en el desplazamiento máximo*

Cuando el edificio alcanza su desplazamiento máximo, doce rótulas han sobrepasado el límite establecido para prevención al colapso, superando a la vez, el máximo momento respectivo (ver figura VI-65), ocurriendo una descarga de momentos hasta el 20% del momento de fluencia y mayor rotación plástica de la generada en el momento máximo, afectando en la estabilidad de la estructura. El que las rótulas plásticas no alcancen el punto de falla es bueno, dado que las vigas y columnas no colapsarán, pero, si sufrirán enormes daños, provocando deformaciones permanentes. La mayoría de rótulas formadas en el desplazamiento máximo no sobrepasan el momento máximo plástico, por lo tanto, los daños son controlables y el diseño del edificio es óptimo.

Las rótulas se formaron en los niveles posteriores a los que utilizan arriostramientos, a excepción de dos, verificando que dichos elementos influyen en la formación de los mecanismos de fallas.

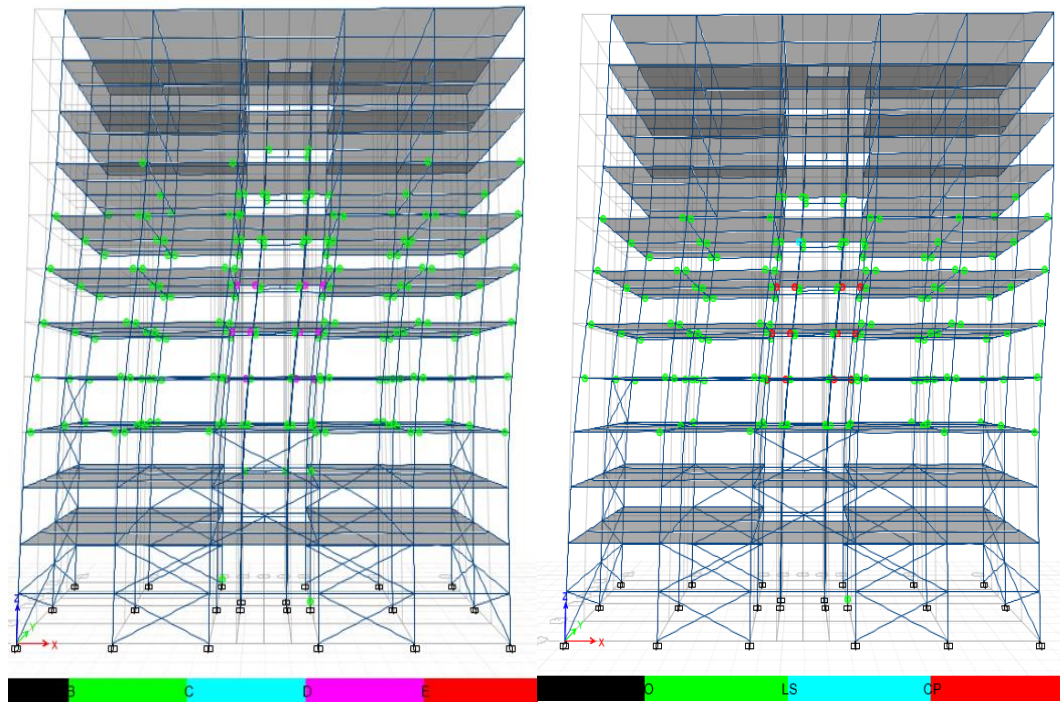


Figura VI-65: Rótulas plásticas en el desplazamiento máximo del edificio (Patrón de carga basado en la NTDS).

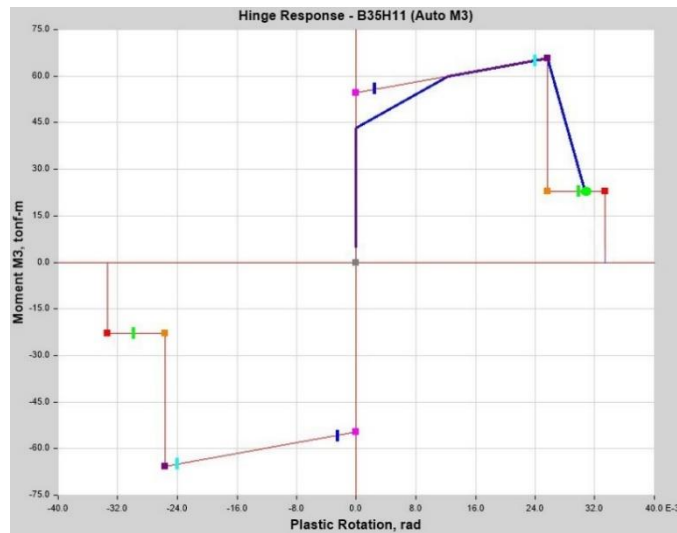


Figura VI-66: Curva momento-rotación de rótula de viga en desplazamiento máximo.

Edificio de gran altura

– Mecanismos de fallas cercanos al punto de desempeño

Las rótulas plásticas fluidas se presentan en el nivel de Seguridad de Vida, cumpliendo con el objetivo de desempeño. A pesar del peso de las secciones utilizadas, se lograron formar bastantes rótulas plásticas en el punto de desempeño, lo que influyó en la forma óptima de la curva Pushover.

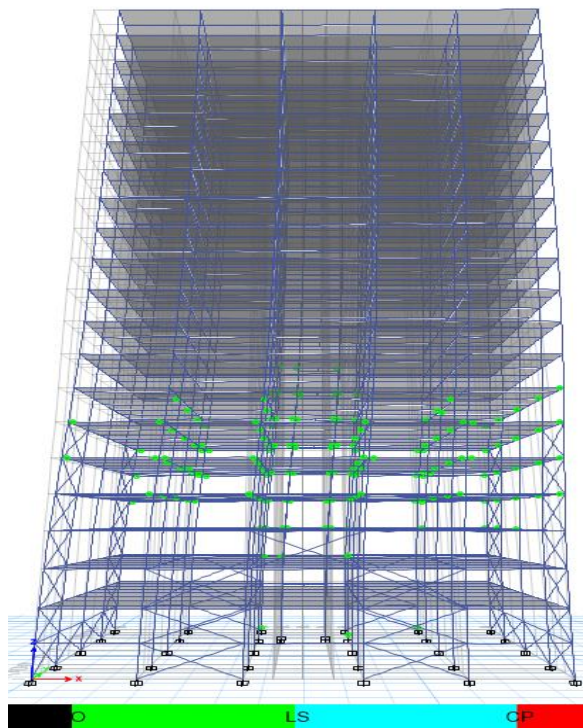


Figura VI-67: Rótulas plásticas en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).

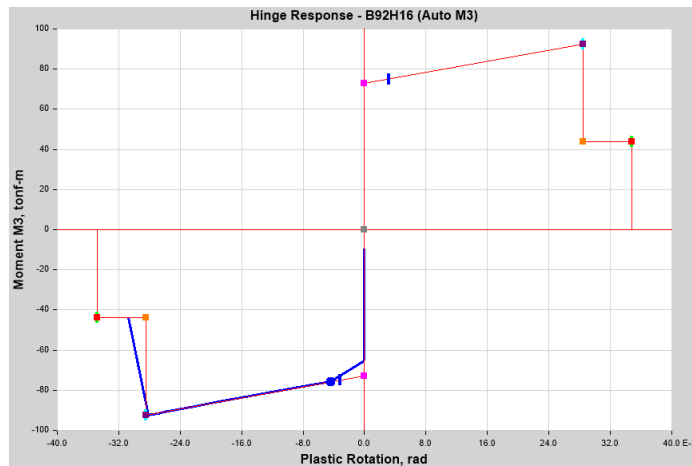


Figura VI-68: Curva momento-rotación de rótula de viga en punto de desempeño.

– *Mecanismos de fallas en el desplazamiento máximo*

Cuando el edificio alcanza su desplazamiento máximo en el eje “X”, las rótulas plásticas que superan el límite establecido para prevención al colapso se generan en columnas y vigas cercanas a los vanos de ascensores (ver figura VI-69), además de que superan el momento máximo de curvatura, presentando una de ellas en la figura VI-70 (según los niveles de desempeño), las cuales provocan daños y deformaciones permanentes en sus elementos estructurales.

La mayoría de niveles intermedios presentan rótulas, las cuales no superan el límite de Seguridad de Vida, haciendo aún más óptimo el diseño de la edificación. Si alguna rótula plástica supera el límite de rotación con su respectiva degradación (punto E del gráfico momento-curvatura), se debe realizar nuevamente el diseño de la edificación definiendo nuevas secciones y revisar el comportamiento no lineal de las rótulas en la zona afectada. El objetivo de todo diseño por desempeño es lograr que nunca se alcancen dicho punto de falla, aun cuando se presente inestabilidad estructural.

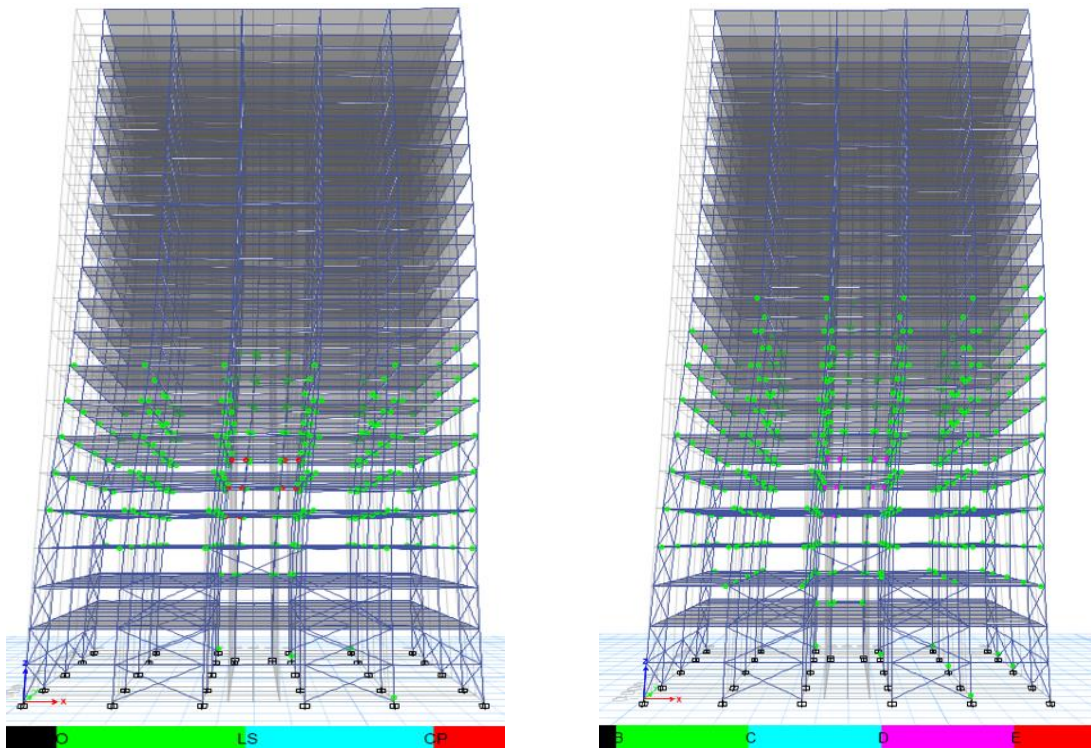


Figura VI-69: Rótulas plásticas en el desplazamiento máximo del edificio (Patrón de carga basado en la NTDS).

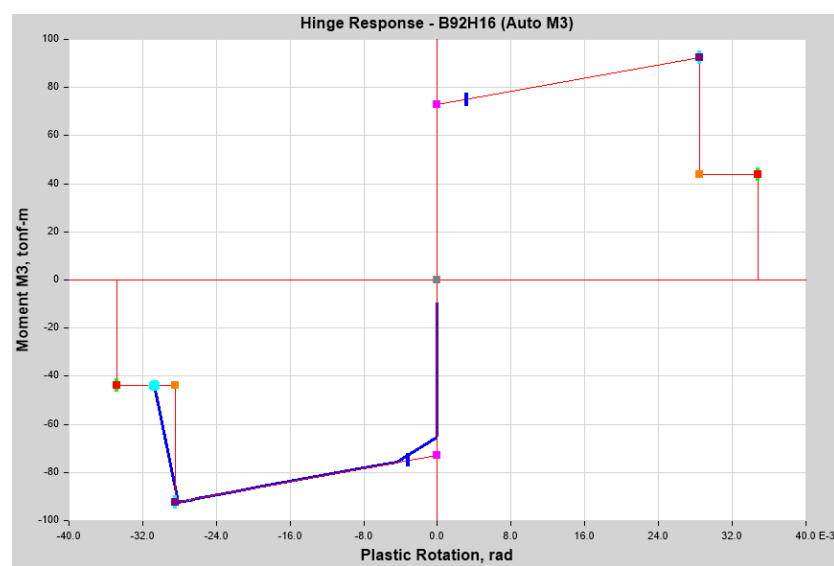


Figura VI-70: Curva momento-rotación de rótula de viga en desplazamiento máximo.

6.5.6 Resultados del método por desempeño sísmico a través de SAP2000

Por razones de seguridad y confiabilidad en los resultados obtenidos por el programa ETABS, se realiza el análisis no lineal a las estructuras propuestas en el programa SAP2000, considerando las mismas condiciones de diseño y secciones utilizadas en cada edificación. En este análisis comparativo solo se tomara en cuenta el patrón de carga que proporcionó el punto de desempeño más desfavorable para cada edificio en el programa ETABS.

El programa SAP2000 utiliza varios métodos para determinar el punto de desempeño de la estructura, pero se ha seleccionado el método B establecido por la fema 440 mediante la linearización equivalente, que es el mismo considerado para los edificios analizados en la sección anterior.

6.5.6.1 Localización del punto de desempeño.

Edificio de baja altura

Dirección X

- *Desplazamiento en el punto de desempeño.*

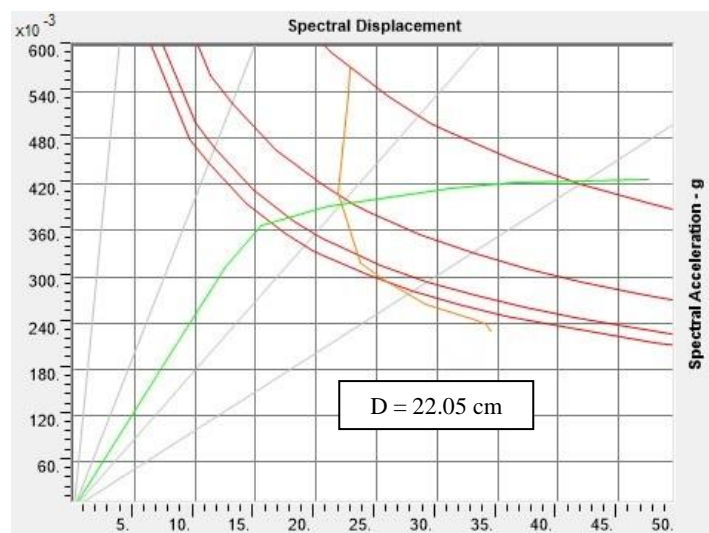


Figura VI-71: Punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).

- *Capacidad de la estructura en el punto de desempeño.*



Figura VI-72: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).

La curva de capacidad mostrada en la figura VI-71, muestra un comportamiento similar a la curva generada por el programa ETABS, en las cuales se define el incremento de la curva de capacidad de la edificación, además de presentar un desplazamiento aproximado en el punto de desempeño. Las diferencias se presentan en el cortante de dicho punto (ver la figura VI-72), el cual varía con respecto al encontrado por el programa ETABS y, la ubicación del punto de desempeño en el rango inelástico (ver la figura VI-22).

Edificio de mediana altura

Dirección X

- Desplazamiento en el punto de desempeño.

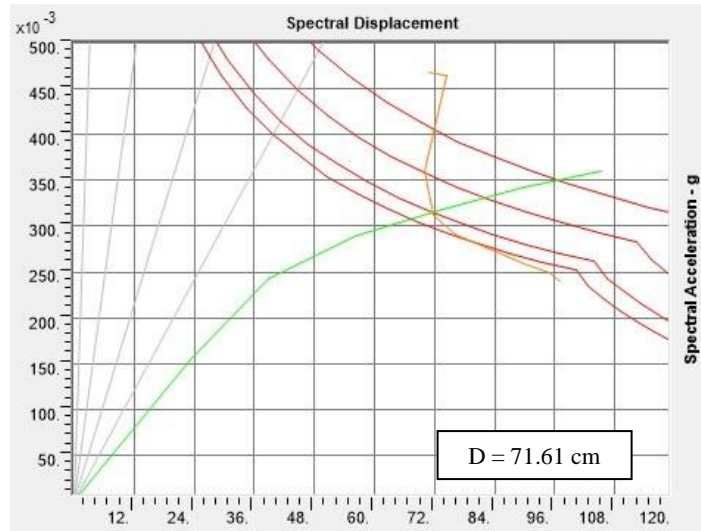


Figura VI-73: Punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).

- Capacidad de la estructura en el punto de desempeño.

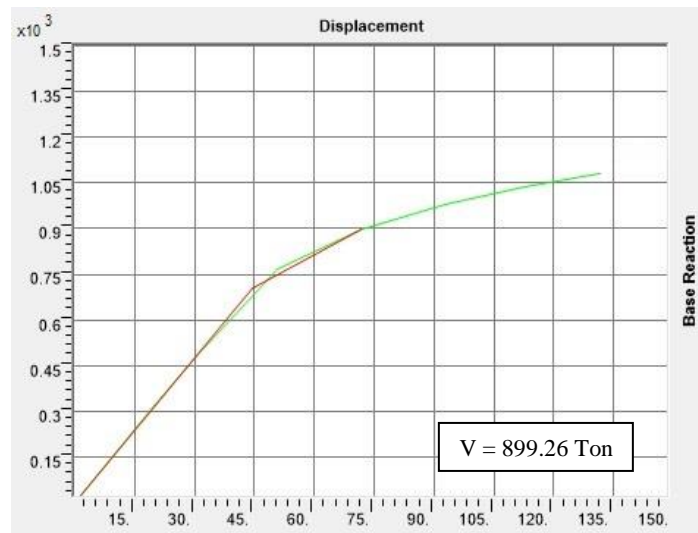


Figura VI-74: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).

Utilizando el programa SAP se obtiene un punto de desempeño similar (ver la figura VI-73) al obtenido por el programa ETABS, con una diferencia aproximada de 2 cm, además de la forma incremental de la curva Pushover. El desplazamiento máximo de la curva de capacidad mostrada en la figura VI-74 es similar al obtenido en el programa ETABS (ver tabla VI-30). La diferencia radica en el cortante basal en el punto de desempeño (ver tabla VI-41).

Edificio de gran altura

Dirección X

- *Desplazamiento en el punto de desempeño.*

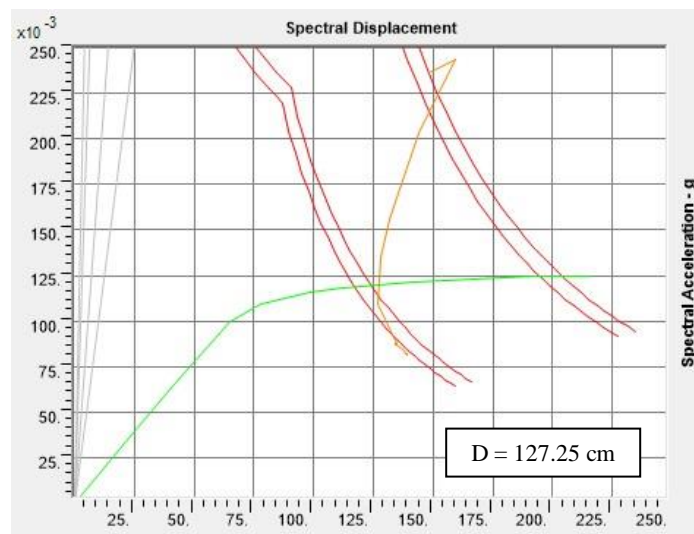


Figura VI-75: Punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).

- *Capacidad de la estructura en el punto de desempeño.*

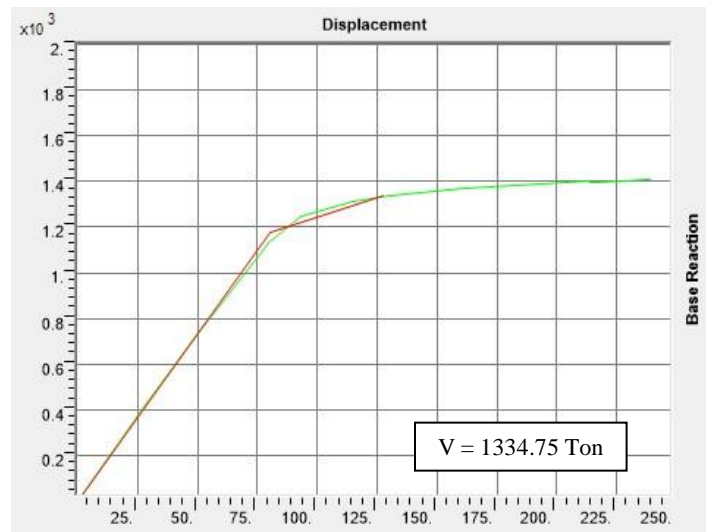


Figura VI-76: Cortante basal en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).

El desplazamiento obtenido en el punto de desempeño mediante el programa SAP de 127.5cm, (ver la figura VI-75) y su respectivo cortante basal de 1334.75 ton son similares a los obtenidos por el programa ETABS.

6.5.6.2 Límites de desplazamiento.

Para todas las estructuras, la tendencia de la curva de capacidad determinada por el programa SAP2000 es muy similar a la que presenta ETABS para el patrón de carga en estudio (ver figuras VI-77, VI-78 y VI-79), con la diferencia que generó un valor cortante basal en el punto de desempeño mucho menor, pero con desplazamientos bastantes cercanos, tal como se detalla en la tabla VI-40.

Tabla VI-40: Comparación de los desplazamientos en el punto de desempeño.

Estructura	ETABS		SAP200	
	Cortante basal (ton)	Desplazamiento en el punto de desempeño (cm)	Cortante basal (ton)	Desplazamiento en el punto de desempeño (cm)
Baja altura	198.43	23.52	247.47	22.05
Mediana altura	798.44	73.78	899.26	71.61
Gran altura	1314.60	129.05	1334.75	127.25

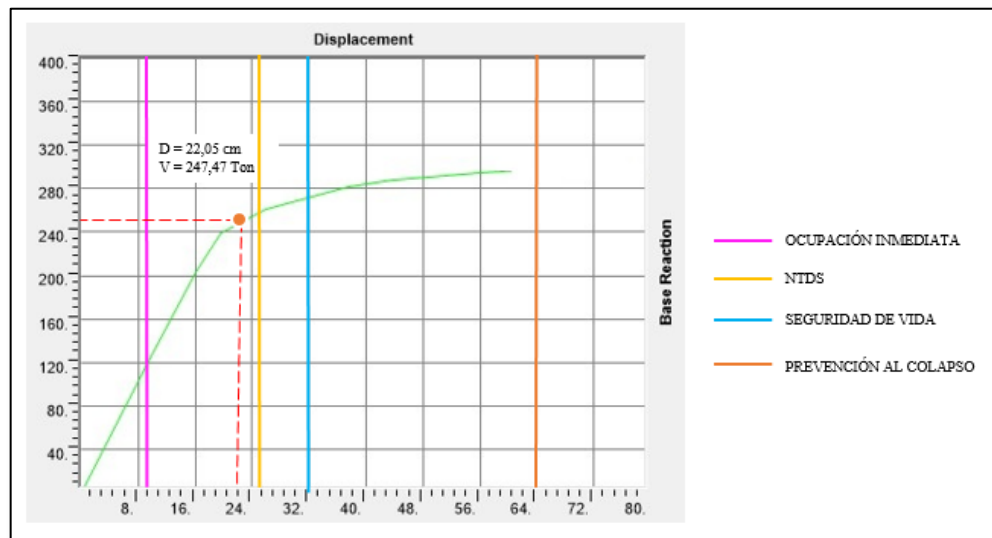


Figura VI-77: Niveles de desempeños en el edificio de baja altura.

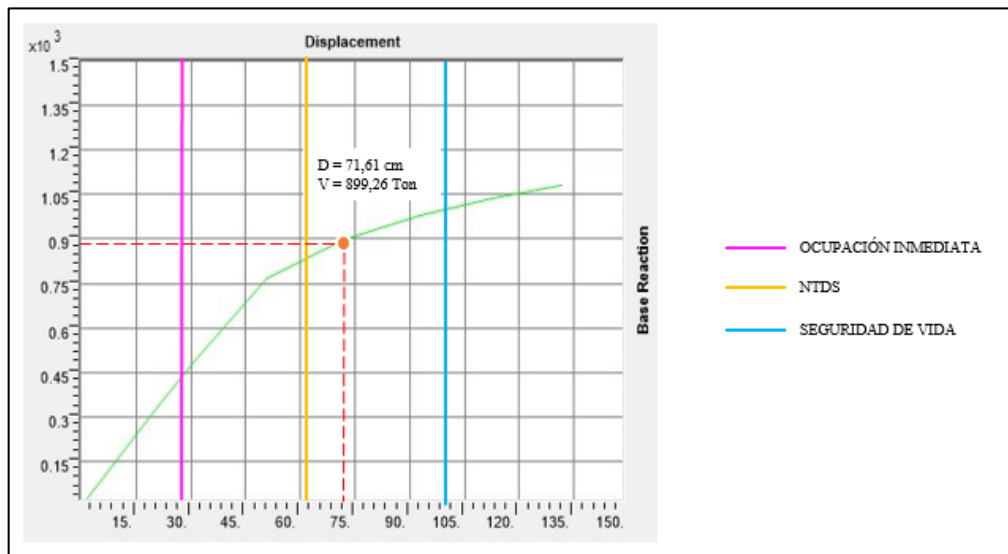


Figura VI-78: Niveles de desempeños en el edificio de mediana altura.

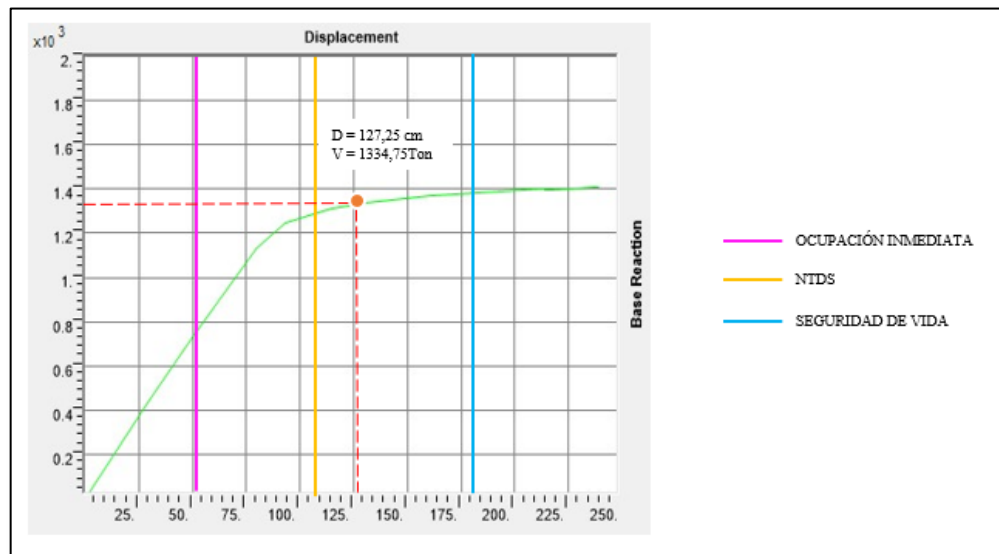


Figura VI-79: Niveles de desempeños en el edificio de gran altura.

6.5.6.3 Límites de derivas.

6.5.6.3.1 Derivas por entrepiso cercanas al punto de desempeño.

Tabla VI-41: Resultados de derivas del edificio de baja altura en el cercano punto de desempeño correspondiente al eje "X".

Nivel	Desplazamiento (cm)	Derivas de entrepiso (cm)
4	22.58	
		4.23
3	18.35	
		6.30
2	12.05	
		7.61
1	4.44	
		4.44

Tabla VI-42: Resultados de derivas del edificio de mediana altura en el punto cercano de desempeño correspondiente al eje "X".

Nivel	Desplazamiento (cm)	Derivas de entrepiso (cm)
11	72.61	
		4.81
10	67.80	
		5.48
9	62.32	
		5.95
8	56.37	
		6.27
7	50.10	
		6.73
6	43.37	
		7.00
5	36.37	
		7.41

4	28.96	
		7.74
3	21.22	
		7.99
2	13.23	
		8.21
1	5.02	
		5.02

Tabla VI-43: Resultados de derivas del edificio de gran altura en el punto cercano de desempeño correspondiente al eje "X".

Nivel	Desplazamiento (cm)	Derivas de entrepiso (cm)
20	133.33	
		4.25
19	129.08	
		4.47
18	124.61	
		4.74
17	119.87	
		4.98
16	114.89	
		5.10
15	109.79	
		5.52
14	104.27	
		5.71
13	98.56	
		5.93
12	92.63	
		6.15
11	86.48	
		6.37
10	80.11	
		6.69
9	73.42	

		6.82
8	66.60	
		6.98
7	59.62	
		7.16
6	52.46	
		7.44
5	45.02	
		7.70
4	37.32	
		7.86
3	29.46	
		8.02
2	21.44	
		8.23
1	13.21	
		13.21

Tabla VI-44: Comparación de resultados de derivas en el punto cercano de desempeño para cada estructura.

Edificio	Altura de Entrepiso (cm)	ETABS	SAP2000
		Deriva máxima en el punto de desempeño (cm)	Deriva máxima en el punto de desempeño (cm)
Baja altura	320	7.73	7.61
Mediana altura	600	5.36	5.02
	350	8.40	8.21
Gran altura	600	13.38	13.21
	350	8.49	8.23

Para todos los edificios analizados, las derivas máximas obtenidas en el punto de desempeño por ambos programas varían en menos de 1 cm, por lo que se puede obtener la seguridad que los resultados generados por el programa ETABS son confiables.

6.5.6.3.2 Derivas por entrepiso en el desplazamiento máximo de las edificaciones.

Tabla VI-45: Resultados de derivas del edificio de baja altura en el desplazamiento máximo correspondiente al eje "X".

Nivel	Desplazamiento (cm)	Derivas de entrepiso (cm)
4	61.24	
		11.61
3	49.63	
		21.06
2	28.57	
		18.45
1	10.12	
		10.12

En ambos programas la deriva máxima se presenta en el primer entrepiso; pero dado la diferencia con respecto al desplazamiento máximo, los valores de derivas máximas varían de acuerdo a cada uno de los programas (ver tablas VI-27 y VI-45).

Tabla VI-46: Resultados de derivas del edificio de mediana altura en el desplazamiento máximo correspondiente al eje "X".

Nivel	Desplazamiento (cm)	Derivas de entrepiso (cm)
11	132.53	
		5.02
10	127.51	
		9.46
9	118.05	
		10.87
8	107.18	
		11.79
7	95.39	
		12.64
6	82.75	
		13.71
5	69.04	
		14.05

4	54.99	
		14.68
3	40.31	
		14.93
2	25.38	
		15.16
1	10.22	
		10.22

La proporcionalidad de las derivas obtenidas en el máximo desplazamiento debido a la carga lateral en el eje “X” en ambos programas son muy similares (ver tablas VI-33 y VI-46); en las cuales las derivas van incrementando desde el último entrepiso hasta el segundo entrepiso, luego disminuyendo en el primer entrepiso.

Tabla VI-47: Resultados de derivas del edificio de gran altura en el desplazamiento máximo correspondiente al eje “X”.

Nivel	Desplazamiento (cm)	Derivas de entrepiso (cm)
20	239.90	
		7.37
19	232.53	
		7.79
18	224.74	
		8.10
17	216.64	
		8.41
16	208.23	
		8.74
15	199.44	
		9.34
14	190.15	
		9.72
13	180.43	
		9.85
12	170.58	
		10.44
11	160.14	

		10.81
10	149.33	
		11.43
9	137.90	
		12.09
8	125.81	
		12.65
7	113.16	
		13.20
6	99.96	
		13.58
5	86.38	
		14.43
4	71.95	
		14.95
3	57.00	
		15.51
2	41.49	
		16.38
1	25.11	
		25.11

La proporcionalidad de las derivas obtenidas en el máximo desplazamiento debido al patrón de carga lateral en el eje “X” en ambos programas son muy similares (ver tablas VI-37 y VI-47); en las cuales las derivas van incrementando desde el último entrepiso hasta el entrepiso inferior, en el cual su deriva es mucho mayor a la presentada en el segundo entrepiso, esto debido a los arriostamientos utilizados para una edificación de gran altura y el límite de deriva permitido en el punto de desempeño para el primer entrepiso.

6.5.6.4 Mecanismos de falla en las estructuras.

Edificio de baja altura

- Mecanismos de falla cercanos al punto de desempeño

Se verifica que el edificio está en el rango de seguridad de vida, dado que las rótulas plásticas se presentan en este nivel de desempeño, como se mencionó anteriormente.

Como se muestra en la figura VI-80 algunas rótulas plásticas se presentan en el nivel de Ocupación Inmediata, y otras en el nivel de Seguridad de Vida, a comparación de los mecanismos de fallas generados en ETABS, que únicamente detallaba rótulas plásticas en nivel de Seguridad de Vida. A pesar de que esta presenta varios tipos de mecanismos de colapso, no supera el límite de desempeño establecido. En la figura VI-81, se presenta el gráfico de momento-rotación de una rótula que alcanzó el nivel de Seguridad de Vida en el punto de desempeño.

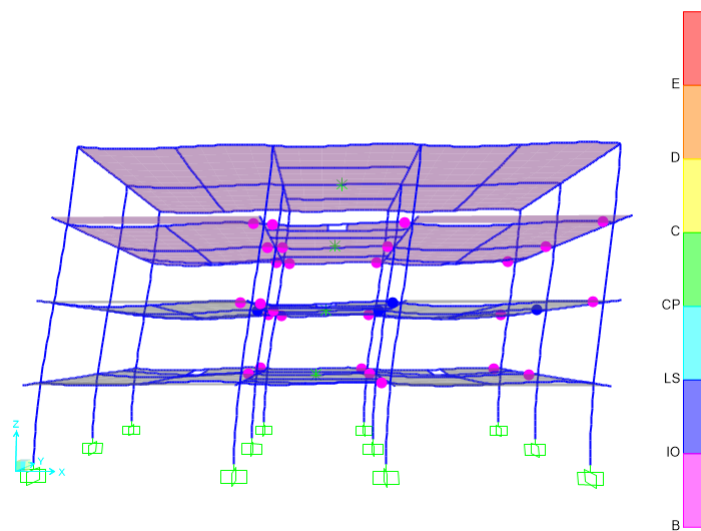


Figura VI-80: Rótulas plásticas en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).

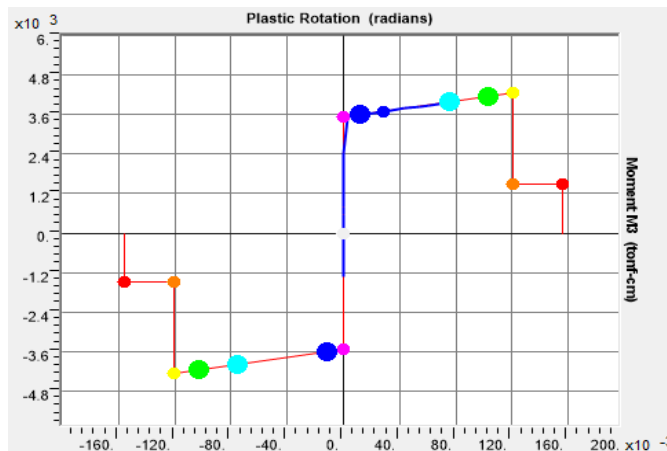


Figura VI-81: Curva momento-rotación de rótula de viga en punto de desempeño.

– Mecanismos de falla en desplazamiento máximo.

Las rotulas plásticas en el máximo desplazamiento (ver figura VI-82) mantienen la tendencia de formarse solo en los niveles de Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida en las vigas, evitando la formación de éstas en las columnas, para lograr el fundamento de columna fuerte- viga débil. Al igual que en el programa ETABS, la mayoría de rótulas plásticas se forman en el segundo y tercer nivel de la edificación. En la figura VI-83 se muestra la misma rótula presentada en el punto de desempeño, ahora en su desplazamiento máximo.

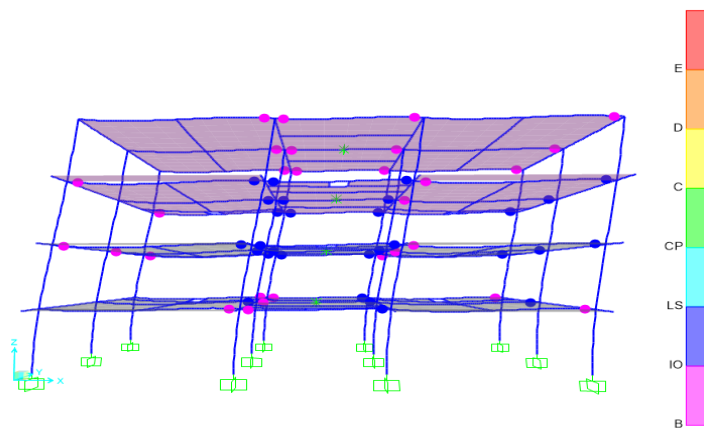


Figura VI-82: Rótulas plásticas en el desplazamiento máximo (Patrón de carga basado en la NTDS).

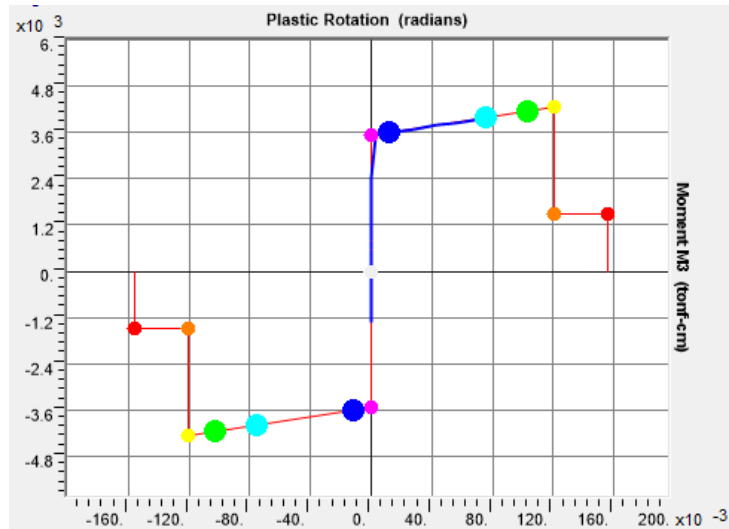


Figura VI-83: Curva momento-rotación de rótula de viga en desplazamiento máximo.

Edificio de mediana altura

- *Mecanismos de falla cercanos al punto de desempeño*

La figura VI-84 muestra que en el punto de desempeño las rótulas plásticas que han alcanzado el nivel de Seguridad de Vida son las presentadas en vigas y columnas cercanas a los ascensores. La mayoría de rótulas presentadas aún no han superado el límite de Ocupación Inmediata, a diferencia de lo obtenido mediante ETABS (ver figura VI-63).

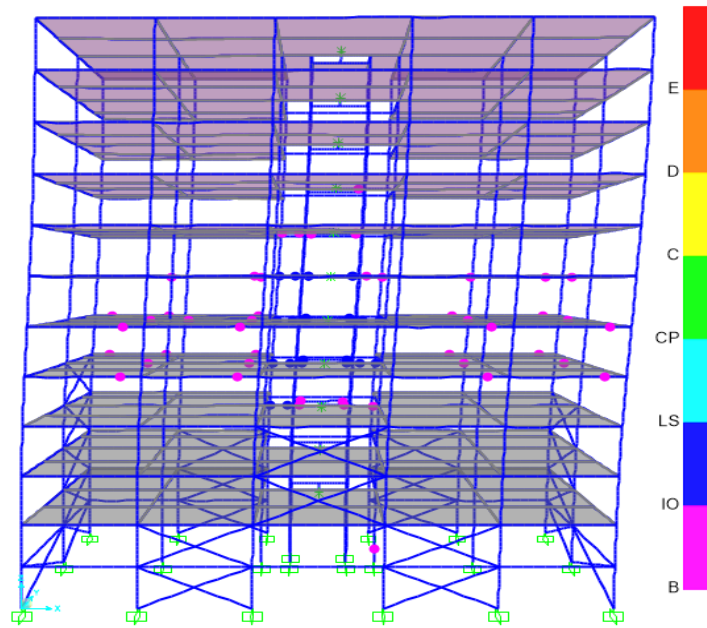


Figura VI-84: Rótulas plásticas en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).

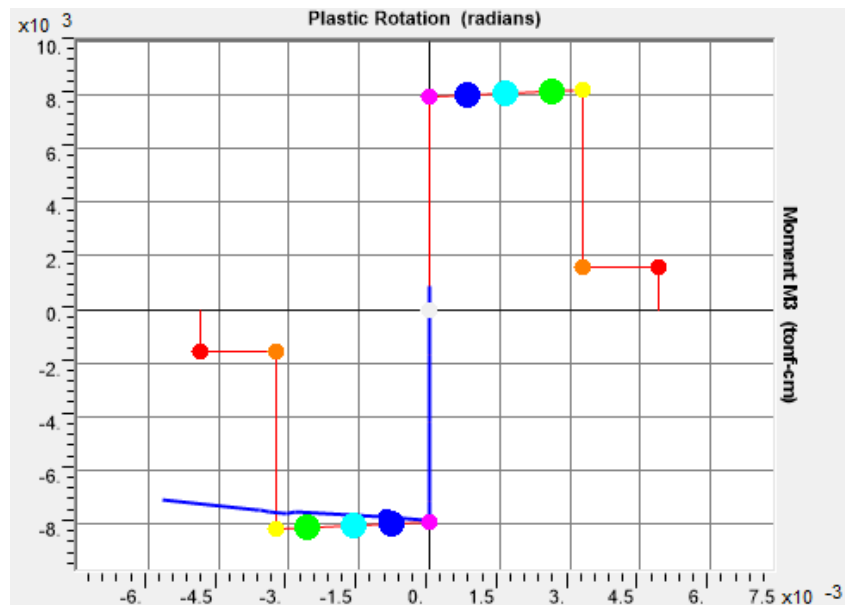


Figura VI-85: Curva momento-rotación de rótula de viga en punto de desempeño.

- *Mecanismos de falla en desplazamiento máximo*

Las rótulas plásticas que superan el límite de Prevención al Colapso se forman a partir del cuarto entrepiso, el cual es el primero en no presentar arriostramientos (ver figura VI-86). En dichas rótulas se presentan reducciones de momentos con respecto al momento de fluencia, debido a que no son capaces de seguir resistiendo el momento máximo, produciendo la descarga de los elementos y generando deformaciones permanentes en los elementos de análisis. A diferencia de ETABS, las rótulas obtenidas por SAP aún no han alcanzado la reducción hasta el 20% del momento de fluencia, solo presentan mayor grado de rotación (ver figura VI-87).

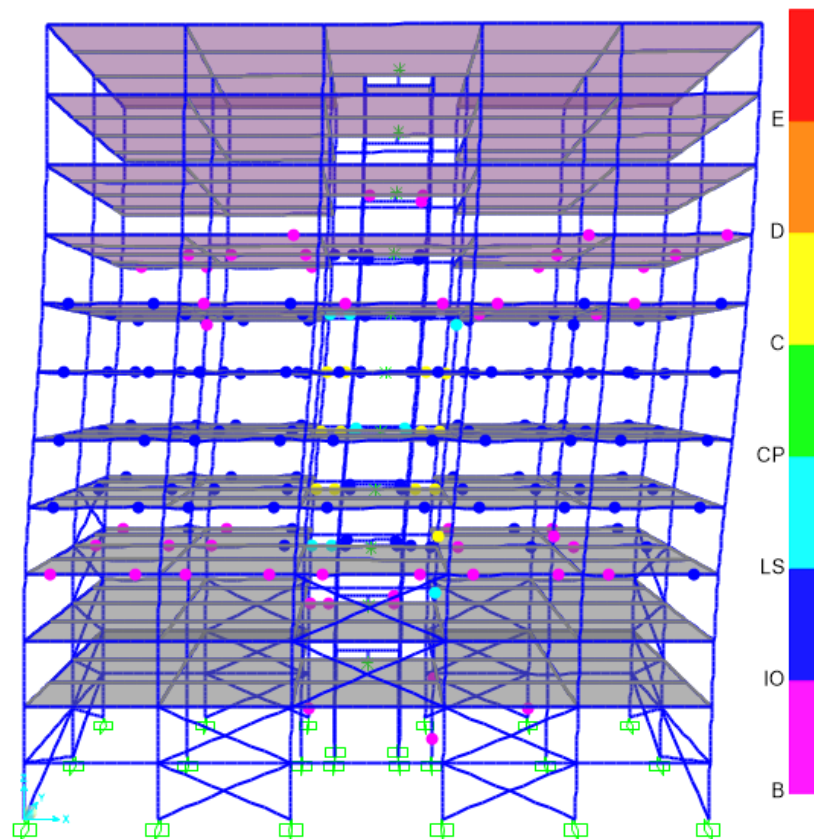


Figura VI-86: Rótulas plásticas en el desplazamiento máximo (Patrón de carga basado en la NTDS).

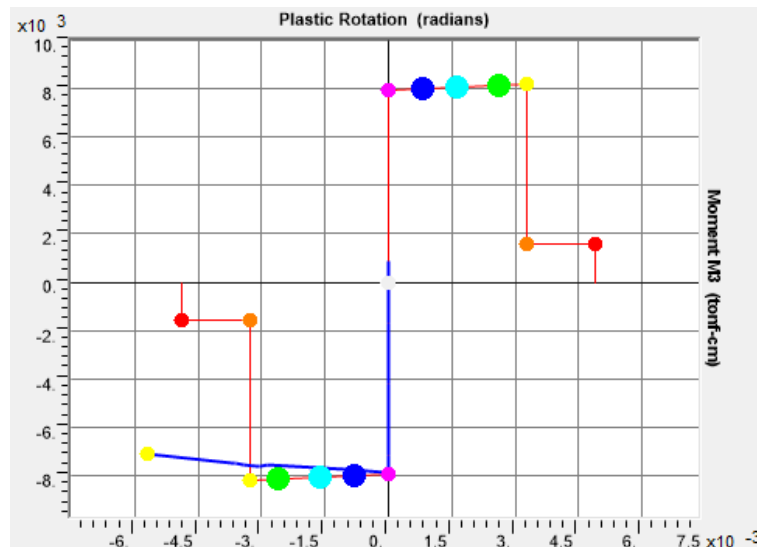


Figura VI-87: Curva momento-rotación de rótula de viga en desplazamiento máximo.

Edificio de gran altura

– Mecanismos de falla cercanos al punto de desempeño

La proporción de rótulas obtenidas mediante SAP es similar a la presentada en el programa ETABS, con la diferencia que la mayoría de rótulas en el punto de desempeño no han superado el límite de Ocupación Inmediata (ver figura VI-88). Las rótulas que han alcanzado el nivel de Seguridad de Vida, son de columnas cercanas a los vanos de ascensores y escaleras, dado que es la zona menos rigidizada en el punto de desempeño. En la figura VI-89 se presenta un gráfico de momento-curvatura de una rótula cercana a los vanos antes mencionados.

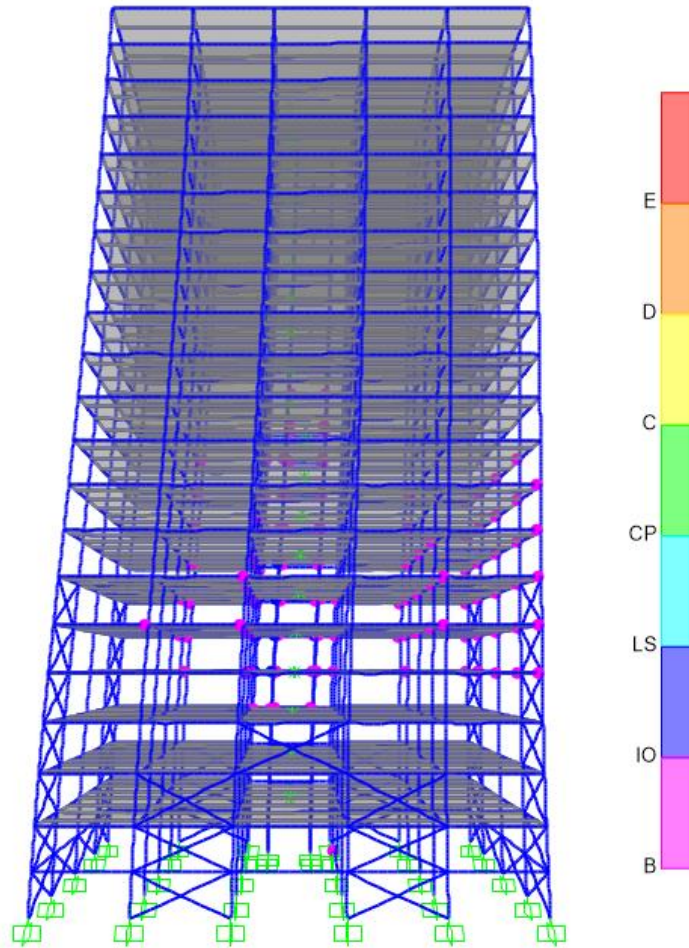


Figura VI-88: Rótulas plásticas en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).

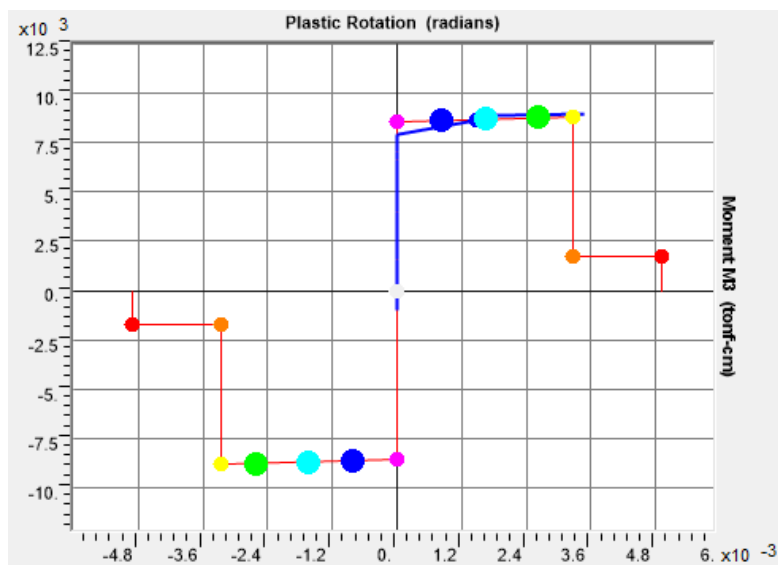


Figura VI-89: Curva momento-rotación de rótula de columna en punto de desempeño.

- *Mecanismos de falla en desplazamiento máximo*

Las rotulas plásticas que superan el límite de Prevención al Colapso y que sufren una degradación de momento, debido a la poca resistencia con respecto al momento máximo, se presentan en las columnas cercanas a los ascensores (ver figura VI-90). Como consecuencia, en dichos elementos se producirán deformaciones permanentes, que afectan el comportamiento estructural de la edificación. Además, se forman cuatro rótulas plásticas en columnas base, las cuales ninguna supera el nivel de desempeño utilizado en el diseño. La mayoría de rotulas formadas en el desplazamiento máximo cumplen con dicho nivel, confirmando el diseño óptimo de la edificación.

Aunque, se presenten más números de rotulas plásticas que superan el momento máximo de rotación que las obtenidas mediante ETABS, ninguna de ellas alcanza la reducción hasta el 20% del momento de fluencia. En la figura VI-91, se muestra el gráfico de momento – rotación plástica de la rótula de columna en el desplazamiento máximo, el cual además es presentado en el punto de desempeño.

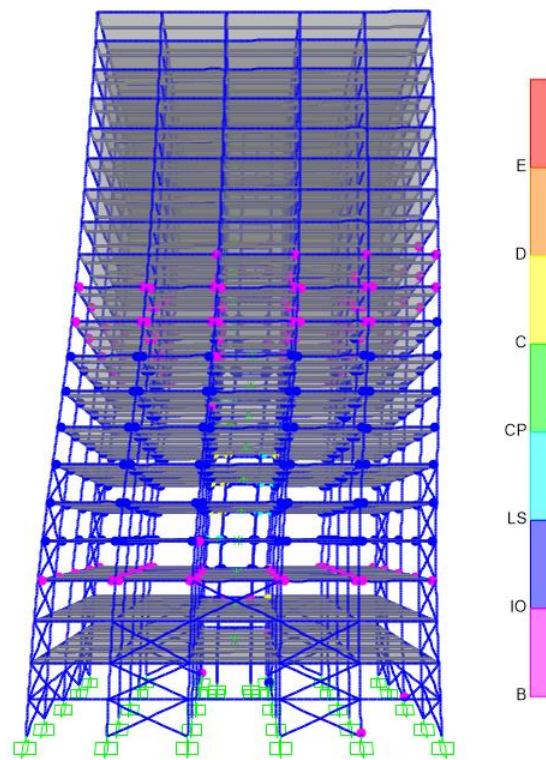


Figura VI-90: Rótulas plásticas en el desplazamiento máximo (Patrón de carga basado en la NTDS).

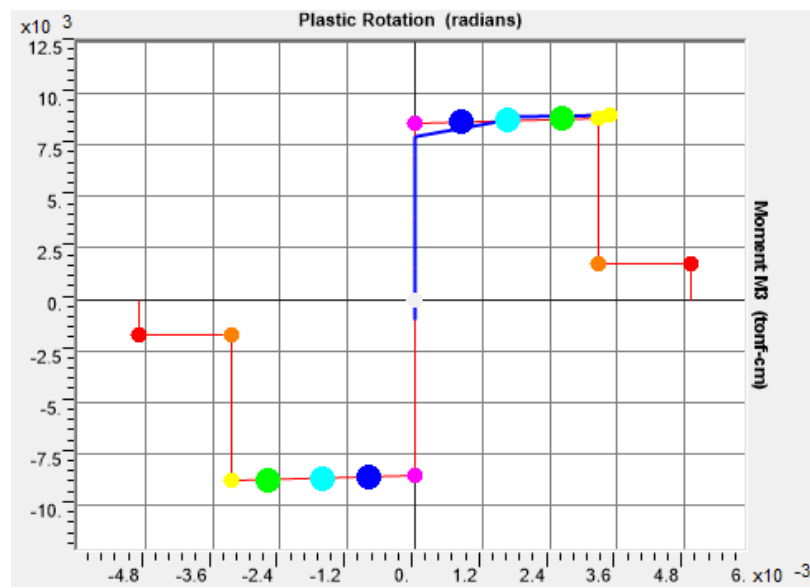


Figura VI-91: Curva momento-rotación de rótula de columna en desplazamiento máximo.

CAPÍTULO VII: ANÁLISIS COMPARATIVO DE RESULTADOS

7.1 Evaluación por desempeño sísmico de las estructuras diseñadas por el método estático equivalente

Se prueba el diseño de cada edificio obtenido mediante el método estático equivalente a través del programa ETABS, con el propósito de verificar el comportamiento de cada una de las estructuras para establecer variables comparativas entre ambas metodologías, como la energía de deformación y su rigidez, esto a consecuencia de las secciones propuestas en el diseño por el método estático equivalente, que son más pesadas que las consideradas en el método de diseño por desempeño. Para la evaluación se adopta únicamente el patrón de carga lateral que generaron el punto de desempeño más desfavorables en las estructuras diseñadas por el método por desempeño sísmico, que para todos los casos es el patrón basado en la NTDS, considerando para dicha evaluación, el análisis no lineal en cada dirección ortogonal, para obtener el punto de desempeño y los mecanismos de fallas correspondientes.

7.1.1 Localización del punto de desempeño

Edificio de baja altura

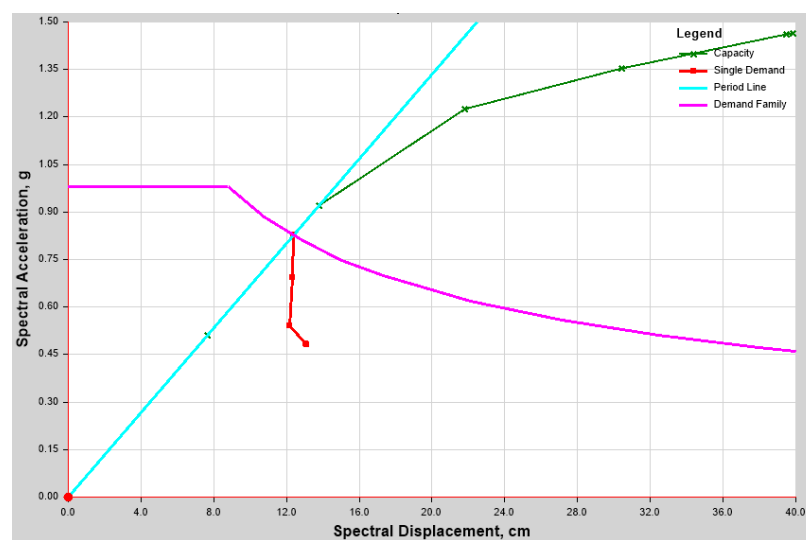


Figura VII-1: Curva de capacidad eje "X" (Patrón de carga basado en la NTDS).

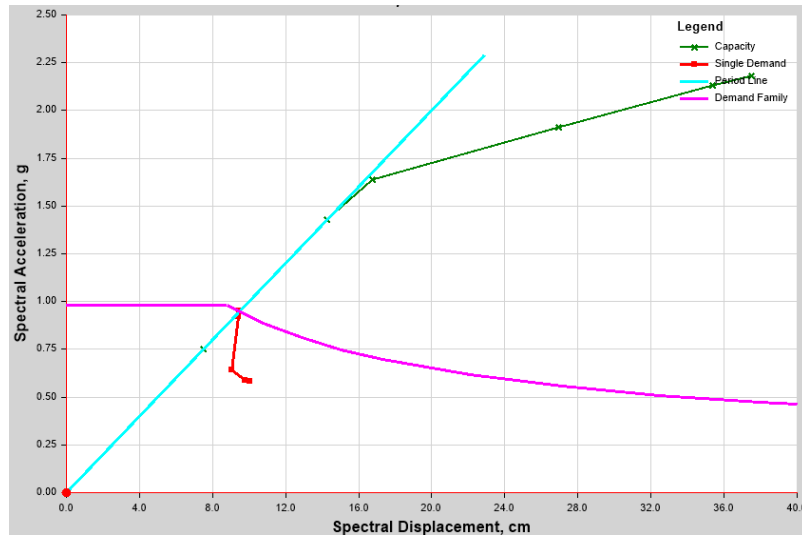


Figura VII-2: Curva de capacidad eje “Y” (Patrón de carga basado en la NTDS).

Edificio de mediana altura

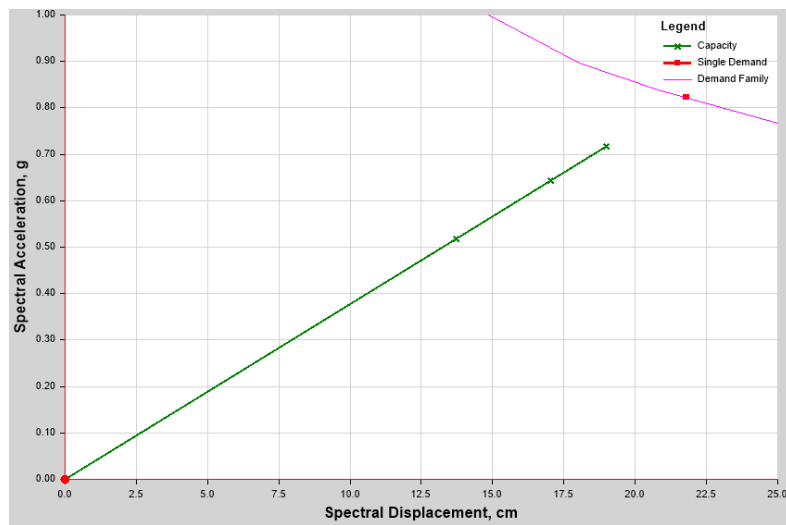


Figura VII-3: Curva de capacidad eje “X” (Patrón de carga basado en la NTDS).

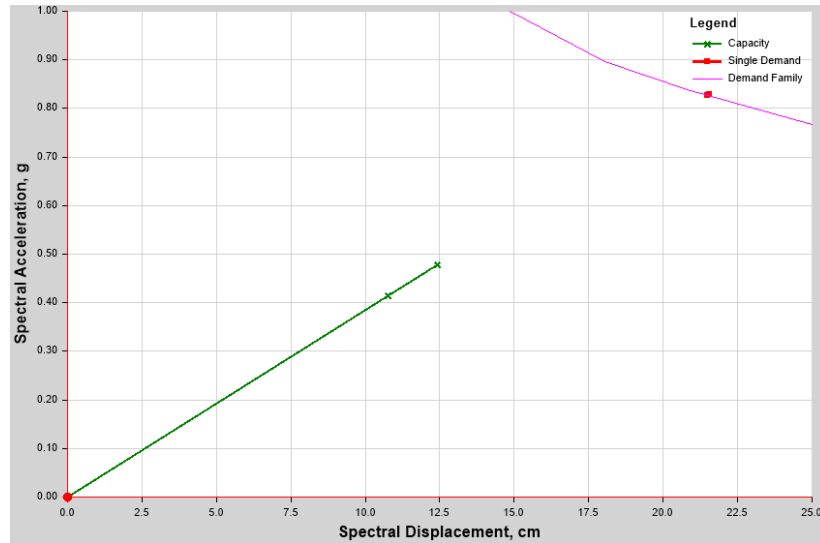


Figura VII-4: Curva de capacidad eje “Y” (Patrón de carga basado en la NTDS).

Edificio de gran altura

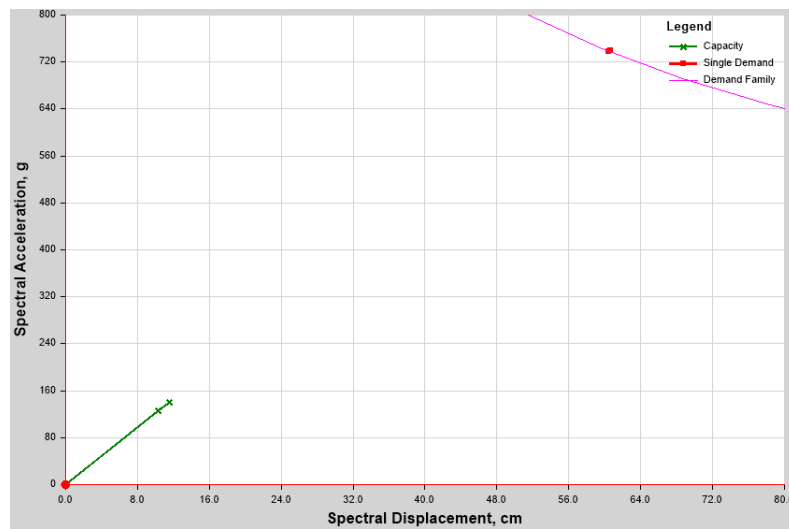


Figura VII-5: Curva de capacidad eje “X” (Patrón de carga basado en la NTDS).

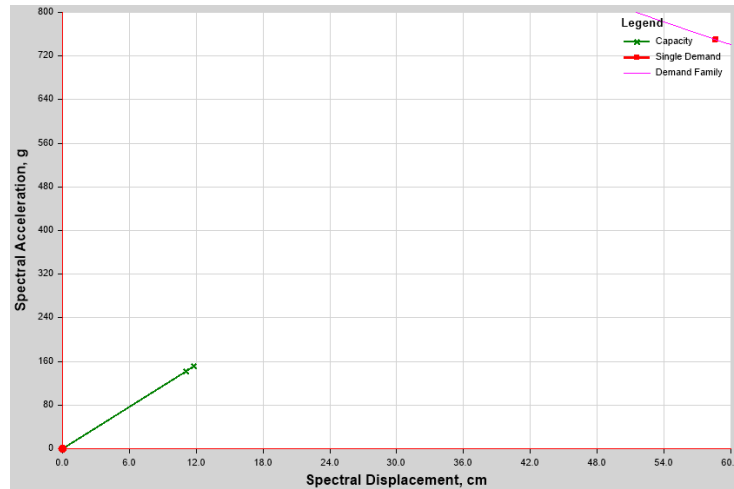


Figura VII-6: Curva de capacidad eje "Y" (Patrón de carga basado en la NTDS).

Para los edificios de mediana y gran altura, la curva de capacidad Pushover no se forma de manera adecuada, sino que se detalla como una línea recta, es decir, los elementos siguen trabajando en el rango elástico, ya que las estructuras son demasiado rígidas que no permiten que los componentes alcancen fluencia o superen dicho límite para que las estructuras trabajen en el rango no lineal y se vuelvan inestables; todo esto provoca, que la curva de espectro de demanda no intersecte con la capacidad de la estructura, lo cual no permite la definición de un objetivo de desempeño. Además, se verifica que el desplazamiento máximo inelástico calculado por el método estático equivalente es mayor al obtenido si se aplica el análisis no lineal de manera directa.

Aunque el edificio de baja altura presenta una curva Pushover con rango no lineal, el punto que intersecta a la demanda se encuentra en el rango lineal de la curva de capacidad; por lo tanto, no se forma la representación bilineal en el programa, dando como resultado que el programa no establezca un punto de desempeño.

7.1.2 Mecanismos de falla en las estructuras

Edificio de baja altura

- *Mecanismos de fallas en el desplazamiento máximo (cercano a prevención al colapso):*

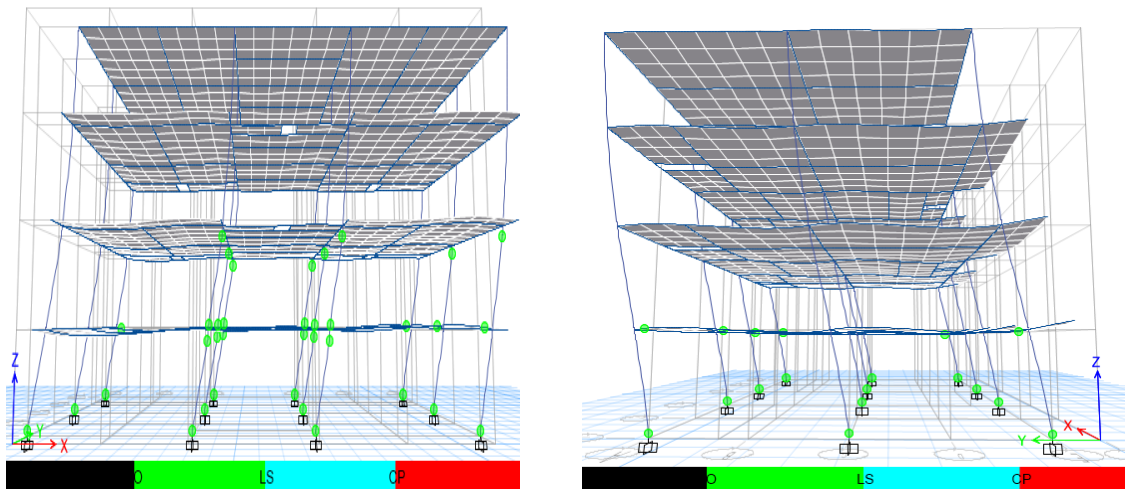


Figura VII-7: Rótulas plásticas en el desplazamiento máximo del edificio eje “X” y eje “Y” (Patrón de carga basado en la NTDS).

Las rótulas plásticas formadas en el máximo desplazamiento han alcanzado el nivel de Seguridad de Vida (ver figura VII-7). Al no haber ninguna rótula plástica en columnas posterior a prevención al colapso en cualquiera de los ejes de análisis, aunque se presente una curva Pushover, indica que la estructura se encuentra en el rango elástico de la curva de capacidad, lo cual se presentó en las figuras VII-1 y VII-2 y, pero debido a la formación de mecanismos de colapso en ambos extremos de las columnas, el edificio se vuelve vulnerable, provocando un alto grado de inestabilidad en la estructura, ya que las vigas resultan ser más resistentes que las columnas; esto no se puede ver reflejado en el diseño estático equivalente, sin ser evaluado por desempeño. El propósito del análisis estático no lineal utilizando la técnica Pushover, es lograr que en el desempeño esperado, la estructura se comporte inelásticamente, de manera que no supere los límites para el cual es diseñado. De los resultados obtenidos con el método estático equivalente se puede interpretar que al

reducir las secciones de vigas y columnas de manera uniforme, el punto de desempeño podría encontrarse en el eje “X”, dado que ese eje presenta mayor número de rótulas plásticas e inestabilidad estructural con respecto al eje “Y”.

Edificio de mediana altura

- *Mecanismos de fallas en el desplazamiento máximo (cercano a prevención al colapso):*

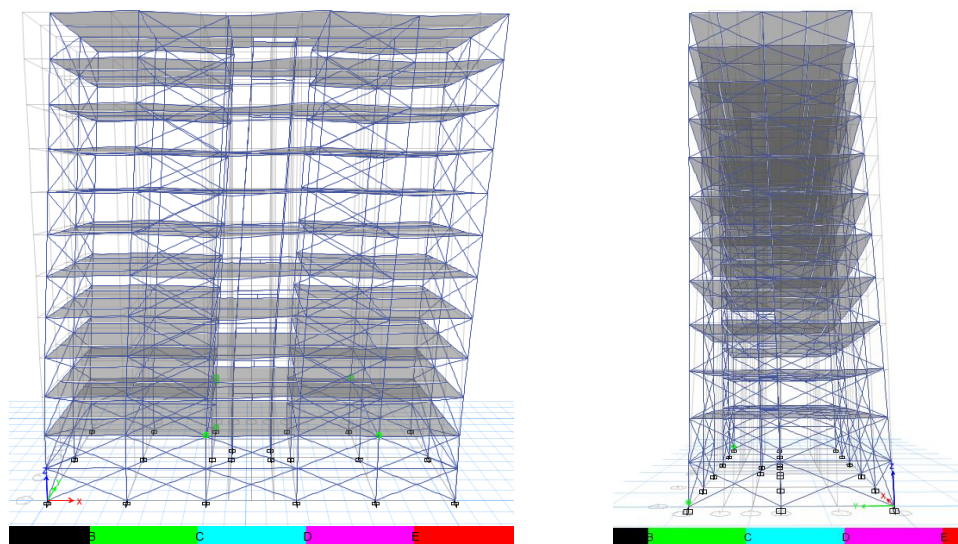


Figura VII-8: Rótulas plásticas en el desplazamiento máximo del edificio eje “X” y eje “Y” (Patrón de carga basado en la NTDS).

El punto máximo de la curva de capacidad que presenta el edificio de mediana altura se encuentra cerca de intersectar la curva de demanda correspondiente en el eje “X” pero lejos en el eje “Y” (ver figuras VII-3 y VII-4), provocando que pocas rótulas plásticas fluyan en el desplazamiento máximo del edificio y que no alcancen su momento máximo (ver figura VII-8), el cual no es óptimo para un edificio con límite de desplazamiento mayor a un metro en el nivel de desempeño de Seguridad de Vida. Los resultados obtenidos pueden ser consecuencia de los muchos arriostramientos o secciones pesadas que se necesitan para cumplir con los límites de derivas establecidos por la NTDS en el método de la fuerza lateral equivalente. Por lo tanto, es conveniente el uso secciones más

livianas, enfocándose en las secciones de columnas, y en disminuir los arriostramientos presentes en el edificio, todo con el fin de alcanzar el nivel de desempeño de Seguridad de Vida y una curva de capacidad con rango inelástico. Lo único que se puede garantizar de los resultados obtenidos aplicando las secciones propuestas por el método estático equivalente, es que al realizar los cambios mencionados, la curva de capacidad intersectará en el rango inelástico de la curva de demanda, dada la trayectoria que presenta la línea recta de la curva de capacidad.

Edificio de gran altura

- *Mecanismos de fallas en el desplazamiento máximo (cercano a prevención al colapso):*

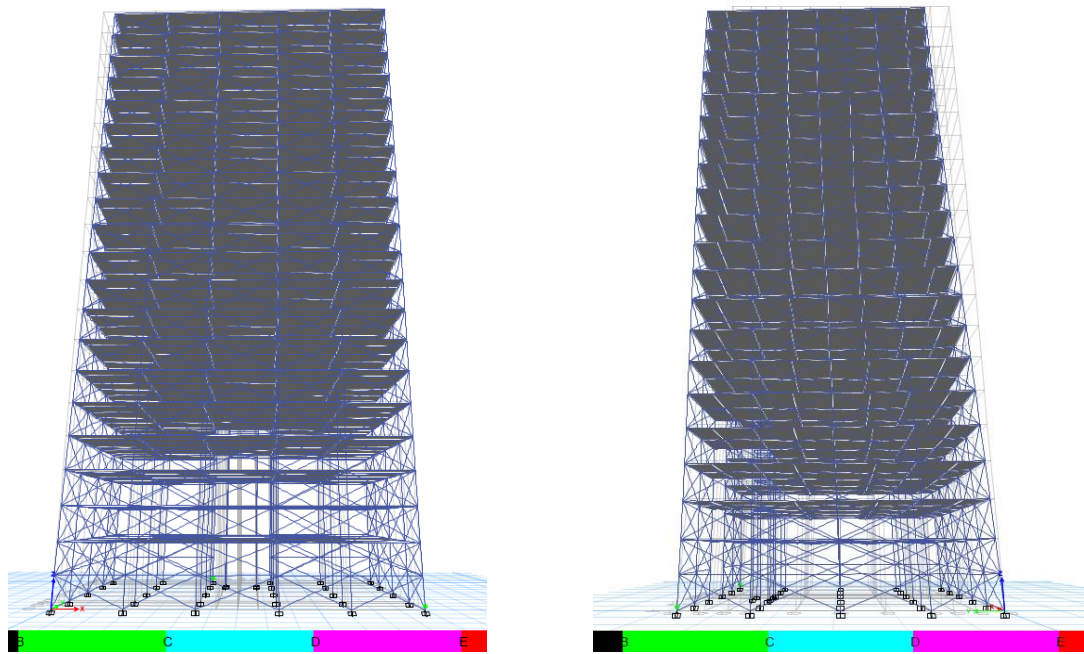


Figura VII-9: Rótulas plásticas en el desplazamiento máximo del edificio eje “X” y eje “Y” (Patrón de carga basado en la NTDS).

Debido a la cantidad de arriostramientos y secciones pesadas necesarias para cumplir con los parámetros y límites establecidos por la NTDS en un diseño estático equivalente, en el análisis no lineal en su máximo desplazamiento, solo se logran obtener dos rótulas

plásticas en ambas direcciones, las cuales no alcanzan su momento máximo, ni el nivel de Prevención al Colapso (ver figura VII-9).

Al evaluar por desempeño sísmico los diseños obtenidos por el método estático equivalente en los edificios de mediana y gran altura, se observan la gran importancia que presentan los arriostramientos en los desplazamientos de los edificios.

7.2 Comparación de resultados de diseño entre el método estático equivalente y el método por desempeño sísmico

El análisis comparativo está únicamente enfocado en los resultados de secciones generadas en el diseño de ambos métodos, que ayudan a definir los fundamentos básicos de diseño (economía, seguridad y funcionalidad). Además, de los análisis de distribución de rigideces, derivas y desplazamientos para cada edificación, con respecto a los métodos de diseño.

7.2.1 Secciones de elementos sismorresistentes

Edificio de baja altura

El peso por metro lineal de las secciones de vigas obtenidas en el diseño estático equivalente es más del doble que las proporcionadas en el diseño por desempeño sísmico (ver tabla VII-1), los cuales afectan la distribución de rigidez lineal en la estructura, esto puede verse representado en la tabla VII-7. Si se realiza una adecuada selección de columnas y vigas, las columnas afectan en mayor magnitud la rigidez de la estructura, debido a que transmiten las cargas a la base de la estructura y son las más afectadas ante fuerzas laterales, que pueden provocar torsiones y fallas repentinas de los elementos. Por lo tanto se debe cumplir el concepto de columna fuerte – viga débil, para evitar dichas posibilidades, haciendo uso de diversas secciones de columnas en el edificio de baja altura.

Tabla VII-1: Secciones de edificio de baja altura.

MÉTODO	ENTREPISO	VIGAS		COLUMNAS
		PRIMARIAS	SECUNDARIAS	
Estático equivalente	1 – 4	W12X106	W12X40	W12X159
Desempeño sísmico	1	W12x40	W8x15	W12X136
	2	W12x40	W8x15	W12X106
	3	W12x40	W8x15	W12X96
	4	W10x39	W6x12	W12X79

Al comparar los pesos de las vigas y columnas utilizadas en el método estático equivalente con respecto al peso proporcionado por dichos elementos en el método por desempeño sísmico, se observa que los elementos del método estático lineal son más del doble de peso en la estructura que los del método no lineal (ver tabla VII-2); pero con respecto al peso total de la edificación su relación es más proporcional debido a que el peso total de los elementos sismorresistentes representa menos del 25% del peso total de la estructura. Ej: $23.64/121.29 * 100\% = 19.49\%$ (ver tabla VII-2). Esto se representa con el fin de demostrar el bajo peso de los elementos de acero en la edificación.

Tabla VII-2: Peso de niveles y de vigas y columnas en edificio de baja altura.

Nivel	Peso total (ton)		Estático Equivalente/ Desempeño sísmico (%)	Peso vigas y columnas (ton)		Estático Equivalente/ Desempeño sísmico (%)
	Estático equivalente	Desempeño sísmico		Estático equivalente	Desempeño sísmico	
4	121.29	100.28	120.95	23.64	9.23	256.12
3	205.57	144.62	142.14	30.64	13.00	235.69
2	205.57	145.39	141.39	30.64	13.77	222.51
1	205.57	146.52	140.30	30.64	14.90	205.64

Edificio de mediana altura

Las secciones utilizadas en los elementos sismorresistentes varían para cada uno de los métodos, debido a que en el método estático equivalente son necesarias secciones más pesadas para el cumplimiento de los desplazamientos máximos y derivas máximas

permisibles debido al índice de deriva que establece la NTDS (0.015), el cual limita a la estructura en su movimiento en presencia de la fuerza sísmica lateral. Además, se utilizan secciones MC en los arriostramientos, para que se pueda conectar con las secciones de columnas en las dimensiones permitidas. Se utilizan las mismas secciones en las vigas secundarias como en las vigas perimetrales del primer entrepiso, para lograr cumplir el porcentaje del 80% del método B con respecto al método A, en el cálculo del coeficiente sísmico, con el fin de facilitar de análisis y diseño en el programa ETABS.

Las secciones utilizadas en el diseño por desempeño sísmico son menores y los arriostramientos no son distribuidos hasta el último entrepiso, como lo es en el caso del método estático equivalente; como resultado se logra un desplazamiento mayor al método estático equivalente (ver sección 7.2.3).

Tabla VII-3: Secciones de edificio de mediana altura.

Elementos Método	Vigas			Columnas		Arriostramientos	
	Secundarias	Primarias	Perimetrales	Primer Entrepiso	Entrepisos superiores	Primer Entrepiso	Entrepisos superiores
Estático equivalente	W10X60	W12X96	W10X60	W14x233	W12X190	MC12x45	MC10X41.1
Desempeño sísmico	W12x35	W12x58	W8X15	W12X152*	W12X96	C6x13	C6x13

*= Sección utilizada hasta el sexto entrepiso.

A pesar de variar las secciones de vigas, columnas y arriostramientos en los métodos, los pesos totales por nivel de un método con respecto al otro no varían demasiado, debido al poco peso que representa los elementos de acero estructural en la edificación. Esta ventaja del bajo peso del acero estructural y la proporción de rigidez, obliga a la utilización de secciones relativamente pesadas y de mayor número de arriostramientos en el diseño por método estático equivalente. Aun así, el peso total de la edificación es menor de la que podría resultar si se utilizarán vigas y columnas de concreto reforzado. El utilizar la sección W12X152 en las columnas hasta el sexto entrepiso en el diseño por desempeño sísmico disminuye la relación de los pesos de vigas, columnas y arriostramientos entre los métodos (ver tabla VII-4).

Tabla VII-4: Peso de niveles y de vigas, columnas y arriostramientos en edificio de mediana altura.

Nivel	Peso total (ton)		Estático Equivalente/ Desempeño sísmico (%)	Peso vigas, columnas y arriostramientos (ton)		Estático Equivalente/ Desempeño sísmico (%)
	Estático equivalente	Desempeño sísmico		Estático equivalente	Desempeño sísmico	
11	246.94	224.35	110.07	48.09	25.49	188.66
10	360.01	313.77	114.74	62.57	30.80	203.15
9	352.76	312.23	112.98	62.57	30.80	203.15
8	352.76	312.23	112.98	62.57	30.80	203.15
7	352.76	312.23	112.98	62.57	30.80	203.15
6	352.76	315.10	111.95	62.57	33.97	184.19
5	352.76	318.14	110.87	62.57	37.18	168.29
4	352.76	318.27	110.84	62.57	37.33	167.61
3	352.76	318.73	110.67	62.57	37.78	164.82
2	352.76	319.34	110.46	62.57	38.40	162.94
1	377.17	327.49	115.17	88.04	47.11	186.88

Edificio de gran altura

Se utilizaron un gran número de arriostramientos en el diseño estático equivalente, dado que sin ellos no se cumplían con los límites de derivas establecidos por la NTDS. Además, se utilizan vigas primarias y columnas con secciones muy pesadas, ya que no se ha realizado un análisis y diseño de conexiones, las cuales contribuyen en la rigidez de la estructura (ver tabla VII-5).

Se ha utilizado la sección W14X233 en columnas hasta el sexto entrespacio en el diseño por desempeño sísmico, para poder cumplir con los porcentajes de proporcionalidad de rigidez en los niveles en la dirección “X” y “Y”, además, de que ayudan a que no se formen entrespacios débiles en la parte baja de la edificación, debido a la altitud que la edificación presenta. Al utilizar las columnas W14x233, se logra obtener la rigidez necesaria para cumplir con los límites de derivas para el nivel de Seguridad de Vida.

Además, se decidió utilizar secciones más pesadas en columnas, en lugar de la utilización de más arriostramientos, debido a que los arriostramientos reducen las derivas en mayor magnitud, provocando que no se forme una curva Pushover adecuada, como se observa en la curva Pushover del eje “Y”, en el cual se utilizan arriostramientos hasta el sexto entrepiso.

El utilizar secciones de columnas más pesadas, en lugar de más arriostramientos, provoca un impacto económico mayor, pero se logra un mejor análisis no lineal, el cual ayuda a realizar una mejor investigación.

Tabla VII-5: Secciones de edificio de gran altura.

Elementos Método	Vigas			Columnas		Arriostramientos	
	Secundarias	Primarias	Perimetrales	Primer Entrepiso	Entrepisos superiores	Primer Entrepiso	Entrepisos superiores
Estático equivalente	W12X72	W12X136	W12X72	W18x311	W14X283	MC12x50	MC10X41.1
Desempeño sísmico	W12x45	W14x68	W8X15	W14X233*	W14X145	C6x13	C6x13

*= Sección utilizada hasta el sexto entrepiso.

La relación del peso total de cada nivel, a excepción del nivel de techo entre los métodos es menor de las obtenidas en las otras dos edificaciones (ver tablas VII-2, VII-4 y VII-6), debido al peso proporcionado por los elementos sismorresistentes y las dimensiones en planta de la edificación. Al igual que en el edificio de mediana altura, utilizar la misma sección de las columnas bases hasta el sexto entrepiso en el método por desempeño sísmico, disminuye la relación entre las secciones entre los métodos, logrando ser aproximadamente el doble (ver tabla VII-6).

Tabla VII-6: Peso de niveles y de vigas, columnas y arriostramientos en edificio de gran altura.

Nivel	Peso total (ton)		Estático Equivalente/ Desempeño sísmico (%)	Peso vigas, columnas y arriostramientos (ton)		Estático Equivalente/ Desempeño sísmico (%)
	Estático equivalente	Desempeño sísmico		Estático equivalente	Desempeño sísmico	
20	512.88	446.39	114.90	120.94	54.46	222.07
19	871.63	815.30	106.91	158.21	67.13	235.68
18	870.09	813.76	106.92	158.21	67.13	235.68
17	870.09	813.76	106.92	158.21	67.13	235.68
16	870.09	813.76	106.92	158.21	67.13	235.68
15	870.09	813.76	106.92	158.21	67.13	235.68
14	870.09	813.76	106.92	158.21	67.13	235.68
13	870.09	813.76	106.92	158.21	67.13	235.68
12	870.09	813.76	106.92	158.21	67.13	235.68
11	870.09	813.76	106.92	158.21	67.13	235.68
10	870.09	813.76	106.92	158.21	67.13	235.68
9	870.09	813.76	106.92	158.21	67.13	235.68
8	870.09	813.76	106.92	158.21	67.13	235.68
7	870.09	813.76	106.92	158.21	67.13	235.68
6	870.09	821.55	105.91	158.21	75.37	209.91
5	870.09	829.43	104.90	158.21	83.71	188.90
4	870.09	829.43	104.90	158.21	83.71	188.90
3	870.09	829.60	104.88	158.21	83.88	188.61
2	870.09	830.21	104.80	158.21	84.49	187.25
1	919.09	848.69	108.30	206.92	103.84	199.27

Como conclusión para los diseños de los edificios, se establece que el método por desempeño sísmico es el más óptimo con respecto a los costos económicos que presentarían por el uso de secciones más livianas; además, de la funcionalidad que presentan debido al poco uso de arriostramientos.

7.2.2 Distribución de rigideces

Edificio de baja altura

Comparando la distribución de rigideces por centímetro lineal obtenidas (ver tabla VII-7), la carga transmitida por nivel en el método estático equivalente es más del triple de la obtenida en el método por desempeño sísmico en el techo de la edificación. La relación disminuye cada vez que se acerca a los entrepisos inferiores, debido a las secciones utilizadas en el diseño por desempeño sísmico.

Tabla VII-7: Resultados de rigideces edificio de baja altura en eje desfavorable (eje "X").

Nivel	Método de diseño		Estático Equivalente/ Desempeño sísmico (%)
	Estático equivalente (tonf/cm)	Desempeño sísmico (tonf/cm)	
4	63.14	20.01	315.54
3	71.30	27.44	259.84
2	74.87	40.23	186.10
1	116.08	72.77	159.52

Edificio de mediana altura

La carga por centímetro lineal dada por la rigidez de los elementos estructurales obtenida en el diseño del edificio de mediana altura mediante el método estático equivalente, va aumentando de manera similar a la del edificio de baja altura, a medida que se va decreciendo de los niveles superiores al primer nivel, con la excepción de que la distribución de rigidez en el primer nivel es menor de la obtenida en el segundo nivel en el caso del método por desempeño sísmico (ver tabla VII-8), debido a los arriostramientos utilizados que afectan dicho nivel, pero logrando cumplir con el porcentaje mínimo de proporcionalidad, evitando costos económicos mayores y formación de entrepisos débiles.

El comportamiento de las distribuciones de rigideces obtenidas por el método por desempeño sísmico es similar a la obtenida por el método estático equivalente. Los arriostramientos afectan en dicha distribución, dado que aumenta exponencialmente en

los niveles que se ven afectados por ellos. Por lo tanto, se realiza una adecuada proporción de los arriostramientos necesarios en los niveles afectados por ellos.

Las cargas de rigidez que sostienen los niveles en el método estático equivalente son mucho mayores a las presentes en los niveles en el método por desempeño sísmico (ver tabla VII-8), debido al número de arriostramientos utilizados, el cual afecta en la no linealidad que puede lograr la estructura.

Tabla VII-8: Resultados de rigideces edificio de mediana altura en eje desfavorable (eje "X").

Nivel	Método de diseño		Estático Equivalente/ Desempeño sísmico (%)
	Estático equivalente (tonf/cm)	Desempeño sísmico (tonf/cm)	
11	137.60	46.41	296.49
10	223.19	65.97	338.32
9	293.78	67.41	435.81
8	353.45	67.68	522.23
7	408.38	68.56	595.65
6	463.78	77.98	594.74
5	525.57	83.46	629.73
4	602.35	98.01	614.58
3	706.19	156.10	452.40
2	928.13	272.87	340.14
1	1508.01	266.20	566.50

Edificio de gran altura

Al igual que el edificio de mediana altura, las relaciones de distribución de rigideces entre los niveles, son similares en el método estático equivalente (ver tabla VII-9). En el método por desempeño sísmico se puede observar que al utilizar secciones más pesadas en columnas, ayuda en la reducción de la relación de rigideces entre el primer y segundo nivel; además, los arriostramientos incrementan la proporción de rigidez en los niveles afectados por ellos.

Tabla VII-9: Resultados de rigideces edificio de gran altura en eje desfavorable (eje "X").

Nivel	Método de diseño		Estático Equivalente/ Desempeño sísmico (%)
	Estático equivalente (tonf/cm)	Desempeño sísmico (tonf/cm)	
20	479.30	92.78	516.60
19	671.86	155.69	431.54
18	839.64	169.82	494.43
17	985.56	174.81	563.79
16	1114.81	177.31	628.73
15	1231.45	178.95	688.15
14	1339.11	180.30	742.71
13	1439.98	181.61	792.90
12	1526.40	182.97	834.24
11	1621.84	184.36	879.71
10	1720.43	185.81	925.91
9	1824.18	187.40	973.42
8	1936.70	189.42	1022.44
7	2062.33	192.81	1069.61
6	2206.89	214.91	1026.89
5	2378.46	232.19	1024.36
4	2589.12	260.93	992.27
3	2857.19	339.24	842.23
2	3103.01	484.07	641.03
1	2482.68	408.58	607.64

7.2.3 Comparación de los desplazamientos máximos de los niveles del edificio y desplazamientos en el punto de desempeño

Tabla VII-10: Comparación de desplazamientos en los niveles del edificio de baja altura en el eje desfavorable (eje "X").

Nivel	Método de diseño		
	Estático equivalente	Desempeño sísmico	
	Máximo desplazamiento	Punto de desempeño	Máximo desplazamiento
	cm	cm	cm
4	16.85	23.57	62.00
3	14.38	19.11	51.60
2	9.89	12.47	32.99
1	4.16	4.74	11.64

Tabla VII-11: Comparación de desplazamientos en los niveles del edificio de mediana altura en el eje desfavorable (eje "X").

Nivel	Método de diseño		
	Estático equivalente	Desempeño sísmico	
	Máximo desplazamiento	Punto de desempeño	Máximo desplazamiento
	cm	cm	cm
11	32.70	74.32	133.61
10	29.84	69.44	127.98
9	26.72	64.40	119.16
8	23.42	58.81	109.09
7	20.00	52.68	97.19
6	16.51	45.54	84.42
5	13.03	37.85	71.01
4	9.66	29.97	56.86
3	6.50	21.95	41.88
2	3.66	13.76	26.54
1	1.42	5.36	10.81

Tabla VII-12: Comparación de desplazamientos en los niveles del edificio de gran altura en el eje desfavorable (eje "X").

Nivel	Método de diseño		
	Estático equivalente	Desempeño sísmico	
	Máximo desplazamiento	Punto de desempeño	Máximo desplazamiento
	cm	cm	cm
20	77.53	134.97	261.83
19	74.22	129.84	255.55
18	70.73	124.66	248.57
17	67.07	119.40	241.44
16	63.27	114.08	233.37
15	59.32	108.68	224.70
14	55.26	103.09	215.30
13	51.11	97.41	204.36
12	46.87	91.64	193.01
11	42.56	85.83	180.18
10	38.22	79.88	167.05
9	33.89	73.55	153.43
8	29.60	66.99	139.38
7	25.39	60.15	124.94
6	21.29	53.11	109.70
5	17.34	45.64	93.92
4	13.58	37.92	77.90
3	10.06	29.99	61.73
2	6.82	21.87	45.17
1	3.80	13.38	27.80

Dado que los límites de desplazamientos en el método por desempeño sísmico son establecidos para el punto de desempeño, esto permite a los edificios lograr un desplazamiento máximo mayor al obtenido por el método estático equivalente utilizando la NTDS (ver tablas VII-10, VII-11 y VII-12).

La rigidez presentada por el método estático equivalente influye en gran medida a los desplazamientos máximos de los edificios. Por lo tanto, para lograr la fluidez del edificio y obtener el desempeño en la zona inelástica, es necesario desplazamientos de gran

magnitud. Con los desplazamientos máximos obtenidos por el método por desempeño sísmico, se observan como los diseños por el método estático equivalente están sobre diseñados con respecto al nivel de Seguridad de Vida.

Otra desventaja que presenta el método estático equivalente es que no considera las pérdidas de resistencia en el desplazamiento máximo, al igual que no se consideran los efectos de falla, como lo que se observan en las rótulas plásticas en el método por desempeño sísmico.

En los diseños por desempeño sísmico, en el desplazamiento máximo del eje más desfavorable, solo se pueden observar los mecanismos locales de fallas, pero no otras debilidades. Es decir, que aunque se observan desplazamientos máximos grandes, otros efectos generados por las características dinámicas, no se observan. La gran ventaja que se presentó en dichos desplazamientos, es el efecto controlado de elementos que sufren deformaciones permanentes.

7.2.4 Comparación de las derivas máximas de los niveles del edificio y derivas en el punto de desempeño

A continuación se presentan las derivas de los entrepisos en los desplazamientos máximos y en los puntos de desempeño de las edificaciones en la dirección “X”, el cual es el eje más desfavorable.

Además, se presentan las relaciones de las derivas de los entrepisos en el punto de desempeño obtenidas mediante el método por desempeño sísmico con respecto a las derivas en el desplazamiento máximo obtenidas mediante el método estático equivalente, debido a que son las que poseen limitantes con respecto a la NTDS y la FEMA 356.

Tabla VII-13: Comparación de derivas en los entrepisos del edificio de baja altura en el eje desfavorable (eje "X").

Nivel	Método de diseño			Desempeño sísmico / Estático Equivalente
	Estático equivalente	Desempeño sísmico		
	Máximo desplazamiento	Punto de desempeño	Máximo desplazamiento	
	cm	cm	cm	
4	2.47	4.46	10.41	180.57
3	4.48	6.64	18.61	148.21
2	5.73	7.73	21.34	134.90
1	4.16	4.74	11.64	113.94

Tabla VII-14: Comparación de derivas en los entrepisos del edificio de mediana altura en el eje desfavorable (eje "X").

Nivel	Método de diseño			Desempeño sísmico / Estático Equivalente
	Estático equivalente	Desempeño sísmico		
	Máximo desplazamiento	Punto de desempeño	Máximo desplazamiento	
	cm	cm	cm	
11	2.86	4.88	5.62	170.63
10	3.13	5.04	8.83	161.02
9	3.30	5.59	10.07	169.39
8	3.43	6.13	11.90	178.72
7	3.49	7.14	12.77	204.58
6	3.48	7.69	13.41	220.98
5	3.37	7.88	14.15	233.83
4	3.16	8.02	14.98	253.80
3	2.84	8.19	15.34	288.38
2	2.24	8.40	15.73	375.00
1	1.42	5.36	10.81	377.46

Tabla VII-15: Comparación de derivas en los entrepisos del edificio de gran altura en el eje desfavorable (eje "X").

Nivel	Método de diseño			Desempeño sísmico / Estático Equivalente
	Estático equivalente	Desempeño sísmico		
	Máximo desplazamiento	Punto de desempeño	Máximo desplazamiento	
	cm	cm	cm	
20	3.31	5.13	6.28	154.98
19	3.49	5.18	6.98	148.42
18	3.65	5.26	7.13	144.11
17	3.81	5.32	8.07	139.63
16	3.94	5.40	8.67	137.06
15	4.06	5.59	9.39	137.68
14	4.16	5.68	10.94	136.54
13	4.23	5.77	11.36	136.41
12	4.31	5.81	12.83	134.80
11	4.34	5.95	13.33	137.10
10	4.33	6.33	13.61	146.19
9	4.29	6.56	14.06	152.91
8	4.21	6.84	14.44	162.47
7	4.10	7.04	15.23	171.71
6	3.95	7.47	15.79	189.11
5	3.76	7.72	16.01	205.32
4	3.52	7.93	16.17	225.28
3	3.24	8.12	16.56	250.62
2	3.02	8.49	17.37	281.13
1	3.80	13.38	27.80	352.11

Las derivas máximas obtenidas en los máximos desplazamientos en los tres edificios diseñados por el método estático equivalente, cumplen con lo establecido por la NTDS. Estos resultados se han obtenido mediante la utilización de secciones pesadas y el uso de arriostramientos en todos los niveles en los casos de los edificios de mediana y gran altura. Al comparar las relaciones porcentuales anteriormente mencionadas, se observan que las relaciones en el edificio de mediana altura son las mayores, mientras que en el edificio de baja altura son las menores sin tomar en cuenta la relación de derivas en el último entrepiso (ver tablas VII-13, VII-14 y VII-15). En el caso del primer entrepiso para los edificios de

mediana y gran altura, las relaciones son más del triple en dichas relaciones porcentuales debido a los límites establecidos para la altura de 6 metros.

7.2.5 Energía de deformación máxima

La energía de deformación de una estructura es definida mediante el área bajo la recta que conecta el estado inicial de los edificios con el máximo punto de la curva Pushover de cada uno de ellos. En el caso de los diseños obtenidos por el método estático equivalente se utilizarán las curvas Pushover determinadas en la evaluación de los edificios por desempeño sísmico, descritas en la sección 7.1. A continuación se detalla por medio de una representación gráfica la energía de deformación en la curva Pushover correspondiente a cada edificación y, posteriormente se establece una comparación de la energía deformada por cada estructura entre los métodos de análisis y diseño.

7.2.5.1 Diseño por método estático equivalente y evaluado por desempeño sísmico.

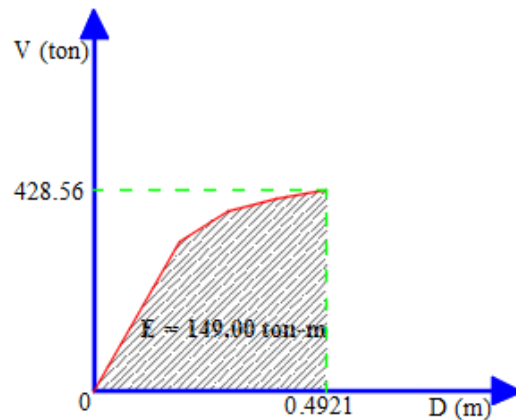


Figura VII-10: Representación gráfica de energía máxima de deformación en edificio de baja altura.

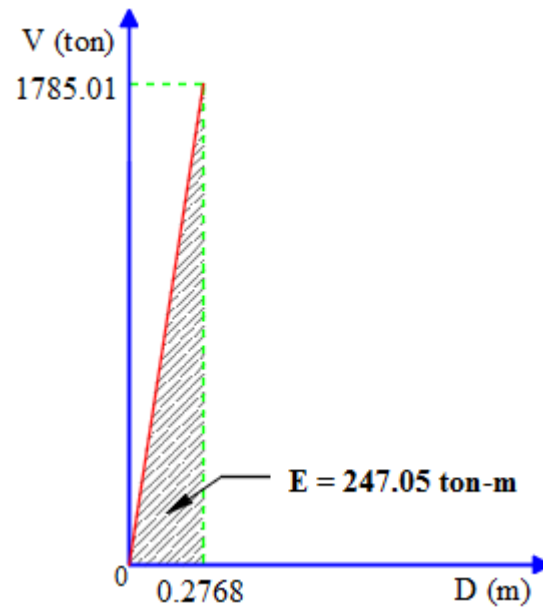


Figura VII-11: Representación gráfica de energía máxima de deformación en edificio de mediana altura.

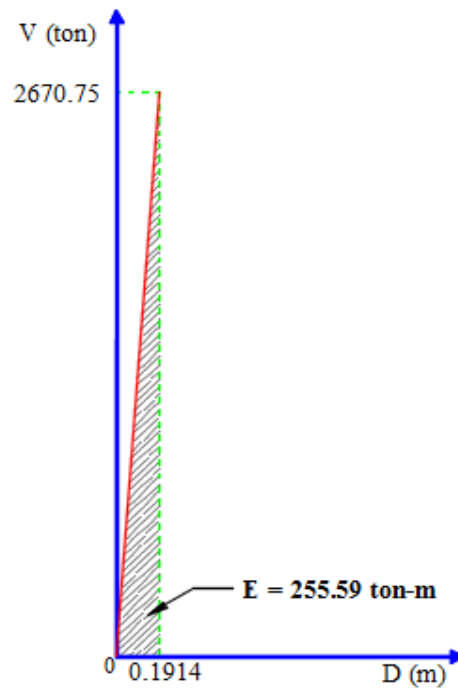


Figura VII-12: Representación gráfica de energía máxima de deformación en edificio de gran altura.

7.2.5.2 Diseño mediante método por desempeño sísmico.

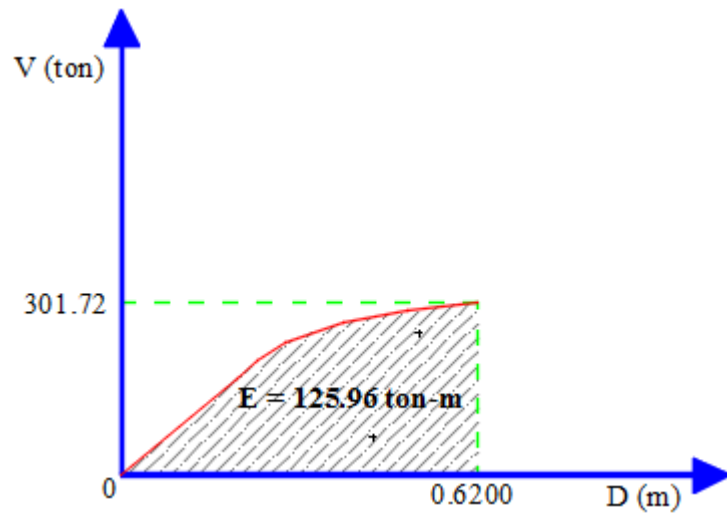


Figura VII-13: Representación gráfica de energía máxima de deformación en edificio de baja altura.

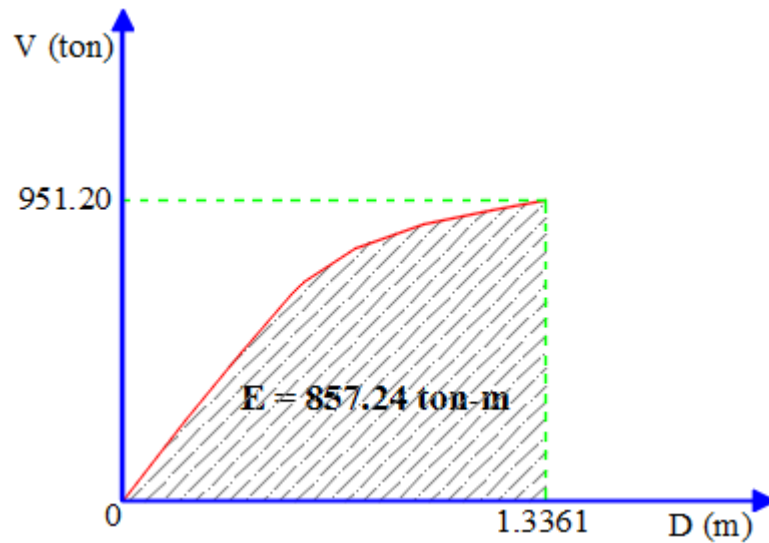


Figura VII-14: Representación gráfica de energía máxima de deformación en edificio de mediana altura.

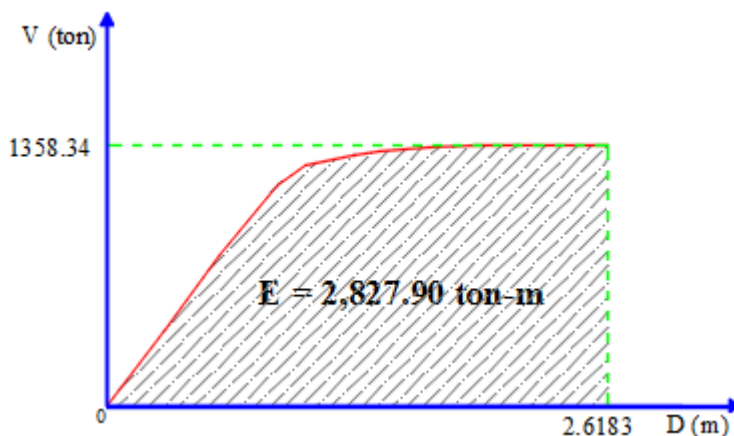


Figura VII-15: Representación gráfica de energía máxima de deformación en edificio de gran altura.

Al evaluar por desempeño sísmico los diseños obtenidos mediante el método estático equivalente, los desplazamientos máximos disminuyen con respecto a la altura, a causa de los arriostramientos utilizados para cumplir las derivas máximas ocasionadas por las fuerzas laterales presentes en los niveles y el origen de la masa (ver tabla VII-16). Además, la energía de deformación presente en los edificios de mediana y gran altura es muy similar a causa de los cortantes basales y desplazamientos máximos cercanos en cada uno de los edificios, consecuencia de la utilización de arriostramientos hasta el último entrepiso.

En los diseños por desempeño sísmico se presentan valores de energías de deformación más distantes de un edificio con respecto a otro, debido a que los edificios se desplazan más por la ductilidad brindada por los elementos sismorresistentes y el poco uso de arriostramientos, en los casos de los edificios de mediana y gran altura (ver tabla VII-17).

Se presenta mayor energía de deformación en los diseños obtenidos por el método por desempeño sísmico en los edificios de mediana y gran altura (ver tabla VII-18), debido a que en los modelos es necesario mayor esfuerzo por parte de los elementos sismorresistentes para lograr deformar los edificios de su estado natural. Es decir, debido a que los edificios se desplazan mucho más en el diseño por el método por desempeño debido a las ubicaciones de los arriostramientos, es lógico que se presente mayor energía

de deformación acumulada en el sistema estructural. Debido a la utilización de arriostramientos en los edificios de mediana y gran altura en diferente proporción en cada uno de los métodos, la relación de energía de deformación presentada en los edificios por cada método aumenta según la altura de estos (ver tabla VII-18), la cual se debe a la rigidez necesaria en el diseño por el método estático equivalente y la ductilidad presentada en los diseños por desempeño sísmico.

En el caso del edificio de baja altura, en el cual se presentan condiciones más semejantes entre los métodos, el diseño obtenido por el método estático equivalente tiene mayor energía de deformación, debido a que presenta un cortante basal mucho mayor, consecuencia del peso que proporcionan las columnas de sección W14X159. Es decir, entre más pesada sea una edificación mayor será el cortante basal, en el cual los arriostramientos delimitan los desplazamientos, que por ende, disminuyen la energía de deformación presentada.

Cuando se produzca la disipación de energía de deformación de la estructura, no hay que olvidar que no deben existir pérdidas de resistencia en los elementos de la estructura. Por ejemplo, en el edificio de gran altura diseñado por el método de desempeño sísmico, el cual es el que posee mayor cantidad de energía de deformación, se verifica que no existan demasiadas degradaciones de momento en las rótulas plásticas, para que no afecten de manera general la resistencia de la edificación con respecto a la demanda sísmica.

Tabla VII-16: Energía máxima de deformación en los diseños del método estático equivalente evaluados por desempeño sísmico.

Edificio	Cortante basal (ton)	Desplazamiento máximo (m)	Energía máxima de deformación (ton-m)
Baja altura	428.56	0.4921	149.00
Mediana altura	1785.01	0.2768	247.05
Gran altura	2670.75	0.1914	255.59

Tabla VII-17: Energía máxima de deformación en los diseños por desempeño sísmico.

Edificio	Cortante basal (ton)	Desplazamiento máximo (m)	Energía máxima de deformación (ton-m)
Baja altura	301.72	0.6200	125.96
Mediana altura	951.20	1.3361	857.24
Gran altura	1358.34	2.6183	2827.90

Tabla VII-18: Comparación de las energías máximas de deformación en los diseños obtenidos por cada método de análisis.

Edificio	Energía máxima de deformación (ton-m)		Relación porcentual desempeño sísmico / estático equivalente (%)
	Método estático equivalente	Método por desempeño sísmico	
Baja altura	149.00	125.96	84.54
Mediana altura	247.05	857.24	346.99
Gran altura	255.59	2827.90	1106.42

CAPÍTULO VIII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 Conclusiones

Realizado el análisis comparativo de los resultados obtenidos mediante los métodos estático equivalente y desempeño sísmico en el diseño de tres edificaciones de estructuras de acero para diferentes alturas, se pueden establecer conclusiones del comportamiento o funcionamiento de tales estructuras, en las cuales se toma de base parámetros tales como la rigidez, desplazamientos y derivas, secciones, la energía de deformación, la implementación de la metodología de diseño estructural para la determinación del punto de desempeño, la forma de la curva de capacidad y los mecanismos de fallas presentados en el desplazamiento máximo de la estructura. Por lo anterior se puede concluir lo siguiente:

8.1.1 Configuración geométrica

- Inicialmente no se tenía previsto el diseño propio de las edificaciones, sino tomar estructuras existentes como referencia para realizar el análisis comparativo de las metodologías, pero, dado que tanto la configuración geométrica como estructural de los edificios generaban resultados poco favorables, se vio la necesidad de diseñar las estructuras, haciéndolas cumplir con los criterios de estructuración sísmica establecidos en las normativas y lineamientos.
- La estructuración en planta del edificio de baja altura posee una irregularidad geométrica, debido a la presencia de vanos para ductos eléctricos, que causa efectos en la rigidez de la misma. La distribución de los elementos verticales sismorresistentes propuestas de manera uniforme, con las mismas secciones en todos los niveles ocasionan la ocurrencia de entrepisos flexibles en el primer nivel y rígidos en los niveles consecutivos de los edificios.

8.1.2 Condiciones geotécnicas

- Se establecieron condiciones de sitio para las estructuras según la Normativa Salvadoreña. Los parámetros adecuados tomados para su diseño, provocan el desarrollo de una demanda sísmica que genera el caso más desfavorable en el comportamiento de la estructura. Por ejemplo, debido a que los edificios no estaban proyectados a una ubicación específica dentro del país, se estableció el factor de zona sísmica de 0.4, y como resultado de no poseer un estudio geotécnico de cada zona del país, se usó un tipo de suelo S_3 , a excepción del edificio de gran altura, que a causa de superar los 70 metros de altura le corresponde un tipo de suelo S_4 .

8.1.3 Método de la fuerza lateral equivalente

- Las estructuras diseñadas mediante el método estático equivalente poseen la capacidad suficiente para absorber la demanda sísmica dentro de los límites aceptables por la NTDS, es decir, se comportan de forma elástica para el sismo de diseño considerado y su funcionalidad no se verá interrumpida. Los desplazamientos máximos en el rango inelástico de las estructuras en cada dirección ortogonal son menores al máximo permitido. El mayor desplazamiento registrado en los diseños, correspondiente a cada edificio es de: 16.85cm, 32.70cm y 77.53cm, valores menores que los 25.6cm, 61.5cm y 108.75cm regidos por la normativa. En consecuencia, ninguna edificación presentará problemas de colapso.

8.1.4 Método de diseño por desempeño sísmico

8.1.4.1 Fijación del punto de desempeño.

El establecimiento del punto de desempeño en cada estructura varía en función de la demanda sísmica considerada, como resultado a esto, se definió lo siguiente:

- Las tres edificaciones se diseñaron para una demanda sísmica según la ocupación a la cual están destinada, y dado que son de niveles bajos de ocupación se estableció un sismo de diseño según la NTDS, equivalente a un nivel de seguridad de vida tal como lo describe la FEMA-356. Por lo tanto, se diseñó para cumplir con el objetivo propuesto de seguridad de vida, de manera que cada estructura no lo superará y, debido a ello no se presentaron fallas locales o globales en la respuesta máxima esperada de cada edificación. Es decir, las estructuras poseen la capacidad necesaria de soportar los desplazamientos laterales provocados por la demanda sísmica aplicada, sin que ocurra el colapso prematuro.
- El comportamiento de cada edificio varía en función de las cargas laterales aplicadas. Se consideraron tres patrones de cargas actuantes en el diseño mediante el método por desempeño sísmico, en el cual el patrón de carga lateral propuesto por la NTDS produjo los resultados más desfavorables con respecto a la ubicación del punto de desempeño, generando una capacidad a cortante menor que los patrones de distribución uniforme y modal y, un mayor desplazamiento en las diferentes direcciones de análisis Pushover, tal como se puede apreciar para cada estructura en la dirección X en las figuras siguientes.

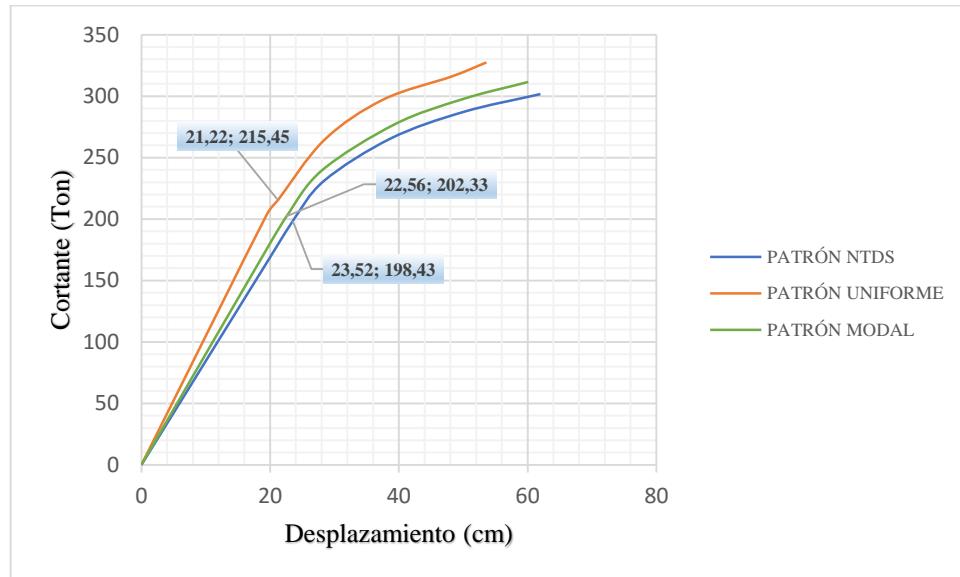


Fig. VIII-1: Curvas de capacidad del edificio de baja altura en la dirección x.

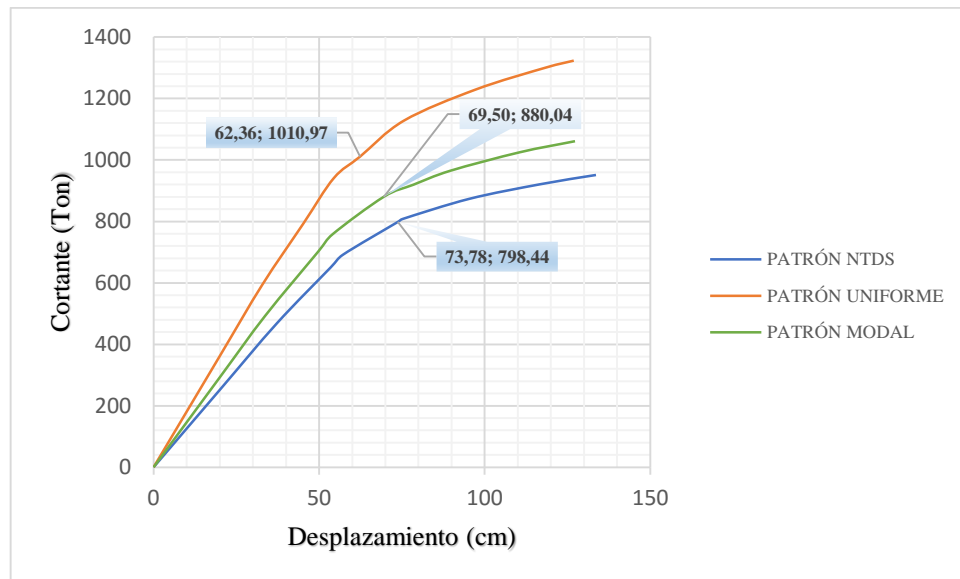


Fig. VIII-2: Curvas de capacidad del edificio de mediana altura en la dirección x.

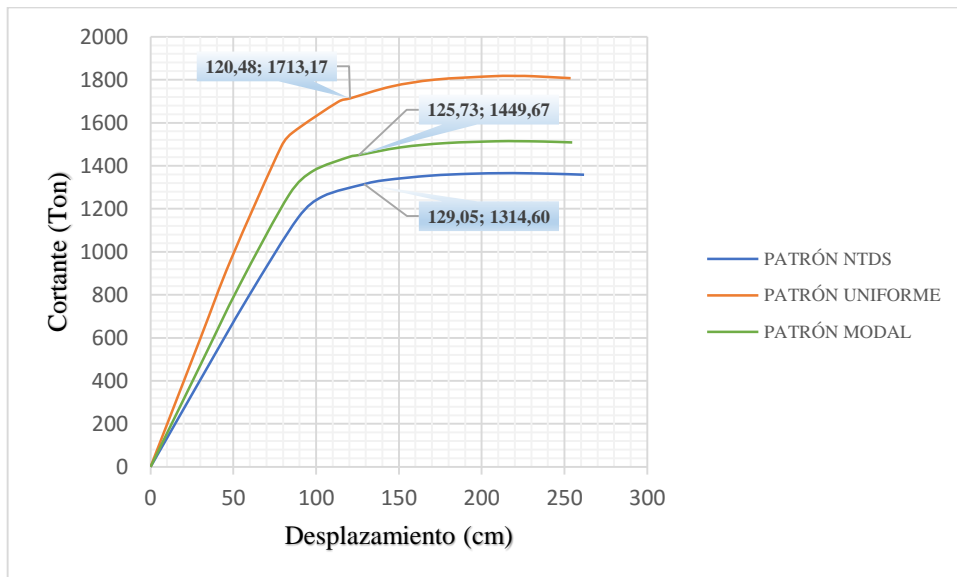


Fig. VIII-3: Curvas de capacidad del edificio de gran altura en la dirección x.

- Las estructuras diseñadas mediante el método por desempeño sísmico, se analizaron basadas en el procedimiento B, descrito por la metodología del espectro de capacidad, establecido en el FEMA 356, el cual es considerado en los programas computacionales SAP2000 y ETABS como la manera más directa para obtener el punto de desempeño. En ambos programas se obtuvieron resultados semejantes, garantizando la confiabilidad en los diseños.

8.1.4.2 Mecanismos de falla.

- Para todas las edificaciones diseñadas mediante el método de diseño por desempeño sísmico, se identificó la formación de rótulas plásticas en ambos extremos de algunas vigas y columnas que superaron el límite establecido para el nivel de Prevención al Colapso en el máximo desplazamiento, las cuales en su mayoría superan la capacidad máxima (en los casos de los edificios de mediana y gran altura) y representan una reducción de resistencia y rigidez; que para esto casos, dado que se formó en algunos elementos verticales sismorresistentes, podría indicar el colapso parcial de la estructura según el nivel de daños, en dicho

desplazamiento. Además, estos elementos estructurales presentan deformaciones permanentes luego de haber alcanzado el desplazamiento máximo, debido a la reducción hasta el 20% del momento de fluencia, pero no logran alcanzar el punto de falla, según lo que establece el ATC-40 y el FEMA 356.

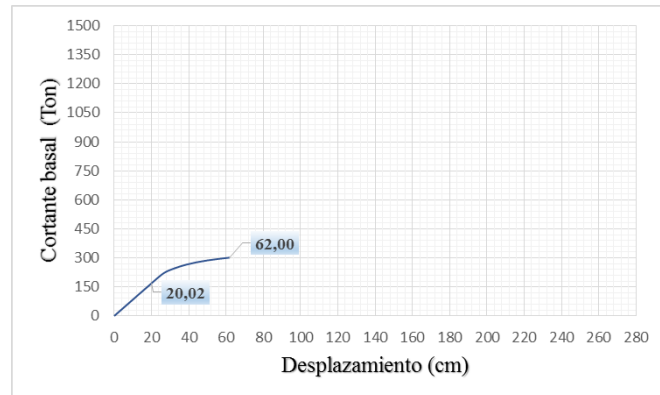
- En los edificios de mediana y gran altura, luego de alcanzar los desplazamientos máximos se observa que la mayoría de mecanismos de fallas se desarrollaron en vigas y columnas cercanas a los vanos de ascensores y escaleras; además, presentaron pocas rótulas en elementos de los primeros entrepisos debido a que se incrementaron las secciones en el primer nivel, se utilizaron arriostramientos y a la diferencia de altura entre el primer entrepiso y el entrepiso consecutivo, todo ello para cumplir con el porcentaje de rigidez adecuado de dicho entrepiso con respecto al superior y evitar la formación de entrepisos flexibles, que hace más vulnerable a la edificación.
- Inicialmente se diseñaron las estructuras de manera que las columnas estaban distribuidas con una misma sección en todos los niveles, por lo cual los elementos que se veían más afectados eran los del primer entrepiso, debido al peso que soportaban, tal como se puede ver en el anexo D, donde los resultados obtenidos muestran que en el punto de desempeño, la mayoría de rótulas plásticas se formaron en los niveles bajos, haciendo más inestable a la estructura. Por lo tanto, para el edificio de baja altura que no posee arriostramientos, se utilizaron diferentes secciones de columnas en los entrepisos evitando que las rótulas plásticas se formarían primero en las columnas, y no se produjera más el fenómeno de columna débil-viga fuerte, ya que la falla en columnas originaría el colapso parcial o total de la estructura.

8.1.4.3 Curva de capacidad.

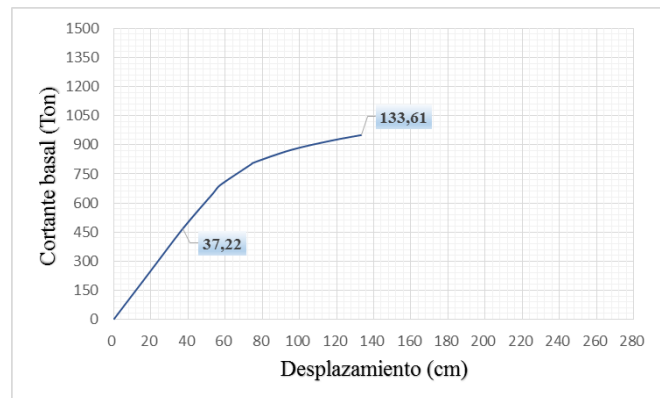
- La forma de la curva de capacidad está en función de la altura de la edificación, tal como se muestra la figura VIII-4, entre más alta es la edificación mayor será el desplazamiento máximo que presentará. De acuerdo a la figura VIII-4, la estructura se desplaza manteniendo su capacidad aproximadamente constante, hasta decrecer de forma suave como se observa en el edificio de gran altura, esto puede deberse al comportamiento dúctil que esta presenta. La ductilidad en las estructuras que se muestra en la tabla VIII-1, se determinó por medio del factor de ductilidad expresado en función de desplazamientos (definida como $\mu = D_u/D_f$), en base a esto se concluye que, las estructuras poseen un margen de seguridad después de alcanzar el esfuerzo de fluencia, tienen la capacidad de deformarse sin que se produzcan fallas frágiles, brindan la seguridad adecuada contra el colapso y, debido a ello tienen gran capacidad de disipar energía impartida por el sismo de la estructura.

Tabla VIII-1: Factor de ductilidad correspondiente a cada estructura.

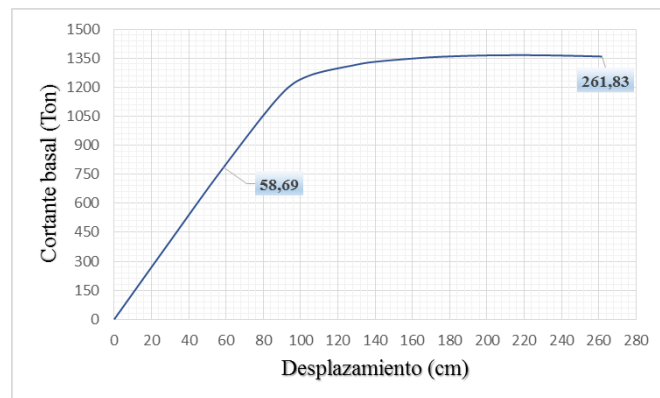
Estructura	Desplazamiento de fluencia D_f (cm)	Desplazamiento ultimo D_u (cm)	Factor de ductilidad μ
Baja altura	20.02	62.00	3.10
Mediana altura	37.22	133.61	3.59
Gran altura	58.69	261.83	4.46



a)



b)



c)

Fig. VIII-4: Curva de capacidad para cada estructura: a) Edificio de baja altura, b) Edificio de mediana altura y c) Edificio de gran altura.

8.1.5 Variables del comportamiento de las edificaciones

- El periodo fundamental de vibración es la característica dinámica más importante en definir el comportamiento de una estructura ante sismos. Para las edificaciones de baja, mediana y gran altura diseñadas por el método estático equivalente, los periodos que corresponden al primer modo de mayor participación son de 0.810s, 1.101s y 1.690s respectivamente. Los movimientos del suelo son amplificados por la vibración de la estructura y depende de la relación del periodo de la estructura y el periodo dominante del suelo, donde más cercana a la unidad sea la relación, mayor es la amplitud de las respuestas. Para el edificio de baja altura la relación es de 1.35, para el de mediana altura de 1.84 y para el de gran altura de 1.88, por lo tanto, para todas las edificaciones no se produce el efecto de resonancia. Las estructuras se diseñaron dimensionando los elementos para soportar las cargas sísmicas previsible, aunque el consumo de acero es muy elevado, la estructura adopta un comportamiento medio, entre rígido y flexible, por ejemplo, a pesar de que el edificio de gran altura este arriostrado en todo el perímetro exterior, este es capaz de soportar sismos de pequeña y mediana magnitud, debido a que dicho sismo de diseño considerado no se excedió con el límite normativo de desplazamiento máximo de 108.75cm con una diferencia de 31.22cm. Para el caso de los edificios diseñados por el método de diseño por desempeño, los periodos de vibración para estas estructuras fueron mayores que las diseñadas por el método estático equivalente, ya que son más dúctiles, con mayor capacidad para deformarse, esto dado a que ya no es un comportamiento lineal y la estructura es capaz de desplazarse más, acumulando mayor cantidad de energía de deformación.

8.1.6 Beneficios de la aplicación de un método con respecto al otro.

- Para las secciones propuestas por el método estático equivalente, las edificaciones tienen la capacidad de comportarse elásticamente para la demanda a la que estará expuesta. Estos han sido diseñados para soportar dicho sismo, sin exceder los límites de desplazamiento máximo. Si se compara con el diseño resultado del método por desempeño sísmico, estas secciones resultan mayores, es decir más pesadas, ya que en tales estructuras, se necesitó de más arriostramientos para poder cumplir con la deriva máxima esperada debido a que entre más alta era la edificación se necesitaba de secciones mayores para garantizar su estabilidad; estos arriostramientos restringen la utilización de espacios en futuros cambios arquitectónicos que se quieran realizar en las edificaciones, afectando su funcionalidad. En la tabla VIII-2 puede observarse los pesos de cada edificio, correspondiente al método de análisis utilizado, donde se puede asegurar que la propuesta presentada por el diseño por desempeño implica menores costos, con una diferencia económica bastante significativa, lo que representa ahorro de tiempo, instalación y montaje.

En términos de economía, los diseños mediante el método por desempeño sísmico presentan ventajas con respecto a los propuestos por el método estático equivalente, con una diferencia en costos bastante significativa (ver tabla VIII-3), ya que en el diseño por desempeño se requería que la estructura fuera menos rígida, dado que a mayor comportamiento dúctil, mayor es su capacidad de deformación inelástica.

Tabla VIII-2: Peso de las estructuras correspondientes al método de diseño sísmico.

ESTRUCTURA	PESO (Ton)	
	ESTÁTICO EQUIVALENTE	DESEMPEÑO SÍSMICO
Baja altura	738.00	616.59
Mediana altura	3806.22	3391.88
Gran altura	17095.08	16015.72

Tabla VIII-3: Costo total de perfiles metálicos por estructuras.

ESTRUCTURA	ESTÁTICO EQUIVALENTE		DESEMPEÑO SÍSMICO		DIFERENCIA ECONÓMICA
	PESO (Ton)	COSTO (\$)	PESO (Ton)	COSTO (\$)	
Baja altura	115.56	348,734.91	50.90	153,605.11	\$195,129.80
Mediana altura	699.26	2,110,214.35	380.46	1,148,145.40	\$962,068.95
Gran altura	3175.64	9,583,389.71	1442.15	4,352,094.53	\$5,231,295.18

- El análisis basado en la fuerza lateral equivalente es una buena indicación de la capacidad elástica de la estructura, pero no puede predecir mecanismos de fallas y considerar redistribución de fuerzas durante la fluencia progresiva, en cambio el análisis por desempeño ayuda a entender de mejor manera, como las estructuras se comportan cuando se ven sujetas a grandes eventos sísmicos reflejando modos de fallas donde permite visualizar si se presenta el fenómeno de viga débil/columna fuerte, la pérdida de resistencia de los elementos sismorresistentes y la capacidad para un colapso progresivo.

- Para diseñar las estructuras por medio de la metodología de desempeño, inicialmente se tomó como referencia el predimensionamiento de secciones que realiza el programa ETABS, seleccionando de manera uniforme los perfiles adecuados, que proporcionaran la resistencia apropiada dentro de los límites de diseño establecidos; esto se hizo, asignando perfiles livianos, controlando que el punto de desempeño se encontrara dentro del nivel de seguridad de vida. En consecuencia, se reflejó que los diseños establecidos mediante el método estático no lineal se caracterizan por ser más económicos, presentando la seguridad adecuada para preservar la vida de las personas y evitar el colapso de las mismas. Debido a que se busca que las estructuras muestren un comportamiento estructural adecuado (estable), funcional y a la vez económicos, los edificios diseñados por desempeño cumplen mejor estas características.

8.2 Recomendaciones

Después de establecida la comparación del análisis y diseño de las estructuras de acero realizadas por los métodos estático equivalente y desempeño sísmico, se recomienda lo siguiente:

- Evaluar las estructuras aplicando los diferentes procedimientos de desempeño sísmico propuestos por las normativas y lineamientos, para comparar la variación del objetivo de desempeño.
- Al definir numéricamente los diagramas de momento-curvatura para las rótulas plásticas, en lugar de establecerlos automáticamente mediante el programa estructural, se deberá verificar que dichas rótulas posean un alto grado de rotación luego de haber alcanzado el momento máximo de resistencia, para evitar alcanzar el punto de falla, según lo establecido por la FEMA 356 y el manual del programador.
- Utilizar el mínimo número de arriostramientos posibles y lograr distribuirlos uniformemente, con el fin de evitar el fenómeno de aplastamiento en la edificación debido al alto nivel de proporcionalidad de rigidez de un nivel inferior con respecto

a su superior. Además, cumplir con el porcentaje mínimo en la relación de rigidez entre los niveles, para evitar la formación de entrepisos débiles o flexibles. Se recomienda rigidizar las zonas cercanas a vanos de escaleras y ascensores, dado que es donde la estructura se vuelve vulnerable por la reducción de rigidez que estos provocan.

- Revisar los perfiles de acero estructural a utilizar en los diseños en el manual del AISC, para verificar si presentan o no condiciones de compactibilidad, esbeltez, o si deben cumplir requerimientos especiales establecidos por la misma institución.
- Los requerimientos de las normativas tienen incidencia determinante en el diseño por sismo, la metodología de diseño por desempeño sea ha ido desarrollando desde hace muchos años, pero como en nuestro país no se cuenta con normativas o lineamientos, se vuelve necesario el implementar y adaptar criterios que estandaricen según las condiciones geotécnicas del país.
- Si se diseñan estructuras mediante el método de la fuerza lateral equivalente, y las secciones propuestas hacen que la estructura exceda su capacidad elástica, es decir se generen desplazamientos mayores a los permisibles (desplazamientos plásticos) según la NTDS; evaluar por desempeño para conocer las fallas que la estructura presentara ante la demanda impuesta.
- Para el diseño de las estructuras analizadas en esta investigación únicamente se consideró un sismo de diseño según el FEMA-356, por lo tanto, se recomienda aplicar demandas mayores a las edificaciones (sismo máximo) y asignar secciones adecuadas, de manera que no se formen rótulas plásticas en las bases de la columnas, produciendo el efecto de columna débil/viga fuerte.
- Retomar esta investigación y diseñar estructuras de concreto reforzado con el método de diseño por desempeño sísmico y desarrollar un análisis comparativo sobre el comportamiento de las estructuras con dicho material y el comportamiento de las estructuras diseñadas con acero estructural.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Alvarado Chorro, L., Pineda Alvarado, S. & Ventura Ramírez, J. (2004). Tesis: DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO. El Salvador: Universidad de El Salvador, San Salvador, Escuela de Ingeniería Civil.
2. Alvarado Funes, R. & Cruz Lazo, W. (2006). Tesis: DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA PARA EDIFICIOS DISEÑADOS CON LA NORMA TÉCNICA DE DISEÑO POR SISMO CON SISTEMAS DE MARCOS DE CONCRETO REFORZADO. El Salvador: Universidad de El Salvador, San Salvador, Escuela de Ingeniería Civil.
3. Alvarado S., Jiménez V. & Pineda R. (2008). Tesis: INFLUENCIA DE LA ESTRUCTURACIÓN SÍSMICA EN EL PROCESO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL EN EDIFICIOS. El Salvador: Universidad de El Salvador, San Salvador, Escuela de Ingeniería Civil.
4. American Institute of Steel Construction Inc. (2005). Steel Construction Manual. Estados Unidos.
5. American Institute of Steel Construction Inc. (2010). Specification for Structural Steel Buildings. ANSI/AISC 360-10. Estados Unidos.
6. American Society of Civil Engineers (2010). Minimum Design Loads for Buildings and Other structures. ASCE 7-10. Estados Unidos.
7. American Society of Civil Engineers (2013). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. ASCE 41-13. Estados Unidos.

8. Andrade Insúa, L.E. (2004). Tesis: CONTROL DE LA DERIVA EN LAS NORMAS DE DISEÑO SISMORESISTENTE. Perú: Pontificia Universidad Católica de Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería
9. Applied Technology Council (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Volume 1. ATC-40. Estados Unidos.
10. Benítez, Campos y Ortega (2005). Tesis: “GUIA PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS UTILIZANDO MODELOS TRIDIMENSIONALES”. El Salvador: Universidad de El Salvador, San Salvador, Escuela de Ingeniería Civil.
11. Blanco M. (2011). Criterios fundamentales para el diseño sismorresistente, vol. 27, (pp. 71-84). Venezuela: Facultad de ingeniería U. C.V.
12. Botero, Ospina y Urrego (2013). Aplicación de un método basado en el desempeño para el análisis y diseño sismo resistente de puentes de concreto reforzado. Medellín, Colombia.
13. Bruce G, Johnton. Diseño básico de estructuras de acero. Tercera Edición. Pretince- Hall Hispanoamericana, Editor, S.A., México.
14. Chicas, Díaz y Ventura. (2015). Tesis: “PROPUESTA Y APLICACION DE LA METODOLOGIA DE EVALUACION ESTRUCTURAL POR DESEMPEÑO SISMICO PARA EDIFICACIONES”. El Salvador: Universidad de El Salvador, San Salvador, Escuela de Ingeniería Civil.
15. Chopra, Anil K. (2014). Dinámica de estructuras. Cuarta Edición. Pearson Educación Editor, S.A. de C.V., México.

16. Choto Nova, C.A. (2008). Tesis: EVALUACION DE LAS ACELERACIONES PICO EFECTIVAS DEL ESPECTRO DE DISEÑO SISMICO DE LA NTDS-94 A PARTIR DE ESPECTROS DE RESPUESTA GENERADOS CON DATOS REGISTRADOS EN EL SALVADOR DURANTE LOS SISMOS DE 1982,1986 Y 2001. El Salvador: Universidad de El Salvador, San Salvador, Escuela de Ingeniería Civil.
17. Crisafulli, F., & Villafañe, E. (2002). Guía de estudio: ESPECTROS DE RESPUESTA Y DE DISEÑO. Argentina: Universidad Nacional de Cuyo, Facultad de Ingeniería.
18. Crisafulli, Francisco J. Diseño sismorresistente de construcciones de acero. Tercera edición. Asociación latinoamericana del acero, alacero Editor, Universidad Nacional de Cuyo, Mendoza, Argentina.
19. Delgadillo Alanya, J.E. (2005). Tesis: ANALISIS NO LINEAL ESTATICO DE ESTRUCTURAS Y LA NORMA E-030. Perú: Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil, Sección de Posgrado.
20. Falconi, R.A (2008). ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICIOS. Primera Edición. Valle de los Chillos, Ecuador.
21. Federal Emergency Management Agency (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. FEMA 356. Washington D.C. Estados Unidos.
22. Federal Emergency Management Agency (2005). Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. FEMA 440. Washington D.C. Estados Unidos.

23. Guerra, M., & Pro, E. (2013). Tesis: DISEÑO POR DESEMPEÑO DE ESTRUCTURA METALICAS DE ACERO MEDIANTE EL CODIGO F.E.M.A., UTILIZANDO ETABS. Ecuador: Escuela Politécnica del ejército.
24. Guevara, Osorio y Vargas (2006). Tesis: “EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE LA BIBLIOTECA DE LAS INGENIERÍAS Y ARQUITECTURA, UTILIZANDO ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER).”
25. López, O. A. (2006). Tesis: EVALUACION DE LOS METODOS DE ANALISIS ESTATICO NO-LINEAL PARA DETERMINAR EL DESEMPEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS APORTICADAS DE CONCRETO ARMADO. Caracas, U.C.V. Facultad de Ingeniería. Instituto de Materiales y Modelos Estructurales IMME.
26. McCormack, Jack C. & Csernak, Stephen F. Diseño de Estructuras de Acero. Quinta Edición. Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C.V., México.
27. Ministerio de Obras Públicas (1997). NORMA TECNICA PARA DISEÑO POR SISMO Y SUS COMENTARIOS. El Salvador.
28. Norma Técnica de Sismo y Viento. (1966). *Norma Técnica de Sismo y Viento*. El Salvador.
29. Pintado, J.F y Ortiz, D.F (2013). “DISEÑO POR DESEMPEÑO DE ESTRUCTURA METÁLICAS DE ACERO MEDIANTE EL CÓDIGO F.E.M.A., UTILIZANDO ETABS”. Sangolquí, Ecuador.

30. Priestley, Calvi y Kowalsky (2007). Displacement-Based Seismic Design of Structures. Estados Unidos.
31. Rosales, Cortez y Bambil. (2003). *Análisis Dinámico No Lineal de Estructuras Espaciales Sismorresistentes*. Bahía Blanca, Argentina: Instituto de Mecánica Aplicada y Estructuras (IMAE).
32. Uniform Building Code 1994. California, Estados Unidos.
33. Uniform Building Code 1997. California, Estados Unidos.
34. Venegas Álvarez, D.A (2014). DISEÑO COMPARATIVO PARA EDIFICIOS EN ESTRUCTURAS DE ACERO CON DIVERSOS TIPOS DE ARRIOSTRAMIENTOS LATERAL: CASO DIAGONAL EN CRUZ. Quito, Ecuador.
35. Villatoro Benítez, A., Campos Rivera, H. & Ortega Rivera, J. (2005). Tesis: GUÍA PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS UTILIZANDO MODELOS TRIDIMENSIONALES. El Salvador: Universidad de El Salvador, San Salvador, Escuela de Ingeniería Civil.

ANEXOS

ANEXO A

ESPECTRO DE DISEÑO UBC '97

El espectro de diseño se obtiene graficando diferentes periodos de tiempo versus los coeficientes sísmicos correspondientes, los cuales se resultan por medio del coeficiente de aceleración del suelo o el coeficiente de velocidad del suelo, según sea la condición del periodo.

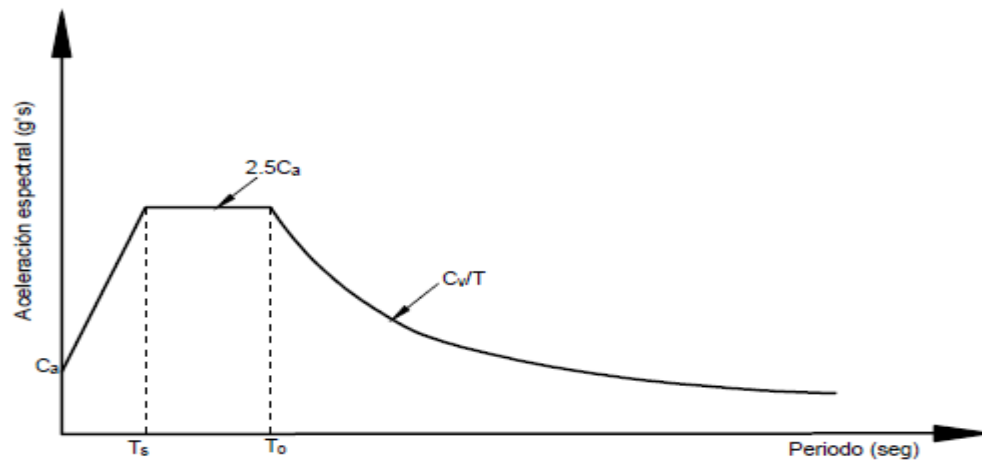


Figura A-1: Espectro de Diseño (UBC, 1997).

Las condicionantes del periodo son el periodo correspondiente a la transición de la aceleración constante hacia la velocidad constante del terreno y, el periodo de un coeficiente específico del sitio. Las ecuaciones de estos se presentan a continuación:

- Ecuación del periodo transitorio de la aceleración hacia la velocidad constante presente en el suelo.

$$T_s = \frac{C_v}{2.5C_a}$$

Donde:

C_v = Coeficiente sísmico de velocidad del terreno

C_a = Coeficiente sísmico de aceleración del terreno

- Ecuación del periodo específico del sitio:

$$T_o = 0.2T_s$$

- Condiciones del periodo de la estructura:

$$\text{Si } T_o \leq T \leq T_s$$

$$C_s = 2.5 C_a$$

$$\text{Si } T > T_s$$

$$C_s = \frac{C_v}{T}$$

Los coeficientes sísmicos dependen generalmente del factor de zona sísmica y el tipo de suelo presente en la estructura.

Los cuales los valores de los coeficientes sísmicos se obtienen mediante las siguientes tablas:

Tabla A-1: Coeficiente sísmico C_a (UBC, 1997).

Tipo de perfil de suelo	Factor de zonificación sísmica				
	Z = 0.075	Z = 0.15	Z = 0.2	Z = 0.3	Z = 0.4
S _A	0.06	0.12	0.16	0.24	0.32 N _A
S _B	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40 N _A
S _C	0.09	0.18	0.24	0.33	0.40 N _A
S _D	0.12	0.22	0.28	0.36	0.44 N _A
S _E	0.19	0.30	0.34	0.36	0.36 N _A
S _F	La investigación geotécnica específica del sitio y el análisis de respuesta dinámico del sitio deben ser desarrollados para determinar el coeficiente sísmico.				

Tabla A-2: Coeficiente sísmico C_v (UBC, 1997).

Tipo de perfil de suelo	Factor de zonificación sísmica				
	Z = 0.075	Z = 0.15	Z = 0.2	Z = 0.3	Z = 0.4
S _A	0.06	0.12	0.16	0.24	0.32 N _v
S _B	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40 N _v
S _C	0.13	0.25	0.32	0.45	0.56 N _v
S _D	0.18	0.32	0.40	0.54	0.64 N _v
S _E	0.26	0.50	0.64	0.84	0.96 N _v
S _F	La investigación geotécnica específica del sitio y el análisis de respuesta dinámico del sitio deben ser desarrollados para determinar el coeficiente sísmico.				

Tabla A-3: Factor cercano de origen N_a (UBC, 1997).

Tipo de origen sísmico	Distancia más cercana del origen sísmico conocido		
	≤ 2 km	5 km	≥ 10 km
A	1.5	1.2	1.0
B	1.3	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0

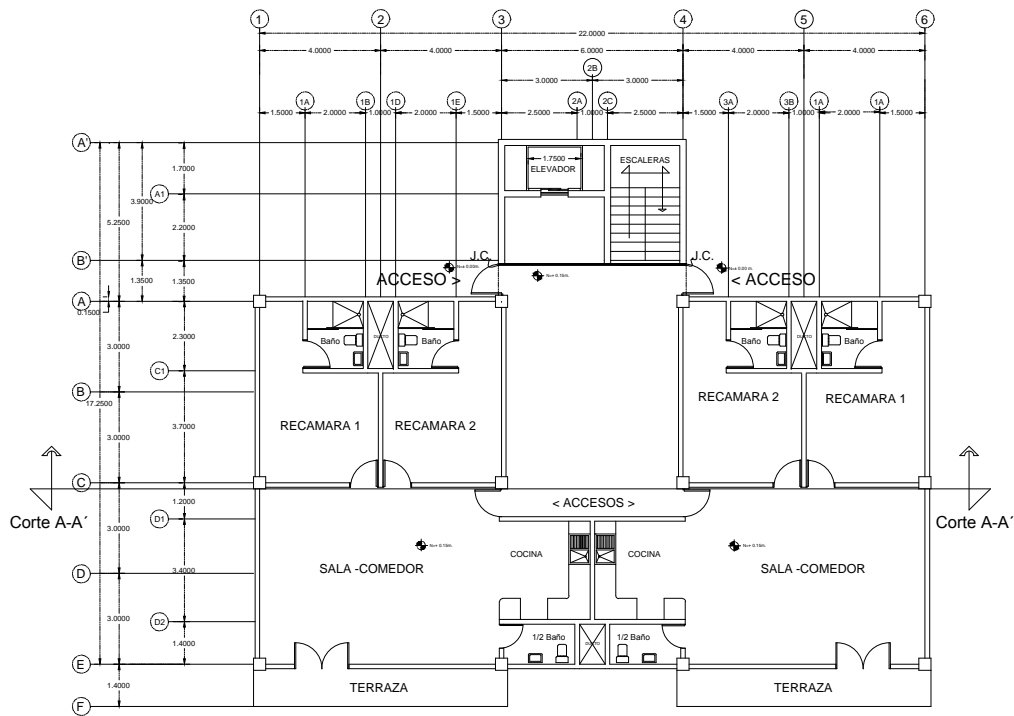
Tabla A-4: Factor cercano de origen N_v (UBC, 1997).

Tipo de origen sísmico	Distancia más cercana del origen sísmico conocido			
	≤ 2 km	5 km	10 km	≥ 15 km
A	2.0	1.6	1.2	1.0
B	1.6	1.2	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0

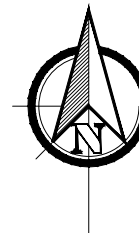
Tabla A-5: Tipo de origen sísmico (UBC, 1997).

Tipo de origen sísmico	Descripción del origen sísmico	Definición del origen sísmico	
		Magnitud del momento máximo, M	Nivel de desliz, SR (mm/año)
A	Fallas que son capaces de producir eventos de gran magnitud y que tienen un alto nivel de actividad sísmica	$M \geq 7.0$	$SR \geq 5.0$
B	Todas las fallas diferentes a las tipo A y C.	$M \geq 7.0$ $M < 7.0$ $M \geq 6.5$	$SR < 5.0$ $SR > 2.0$ $SR < 2.0$
C	Fallas que no son capaces de producir sismos de gran magnitud y que tienen un nivel relativamente bajo de actividad sísmica.	$M < 6.5$	$SR \leq 2.0$

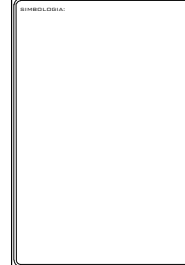
ANEXO B
PLANOS DE LOS EDIFICIOS



PLANTA ARQUITECTONICA



UNIVERSIDAD
DE EL SALVADOR



PROYECTO:
EDIFICIO DE BAJA ALTURA

NOMBRE DEL PLANO:
PLANTA ARQUITECTONICA

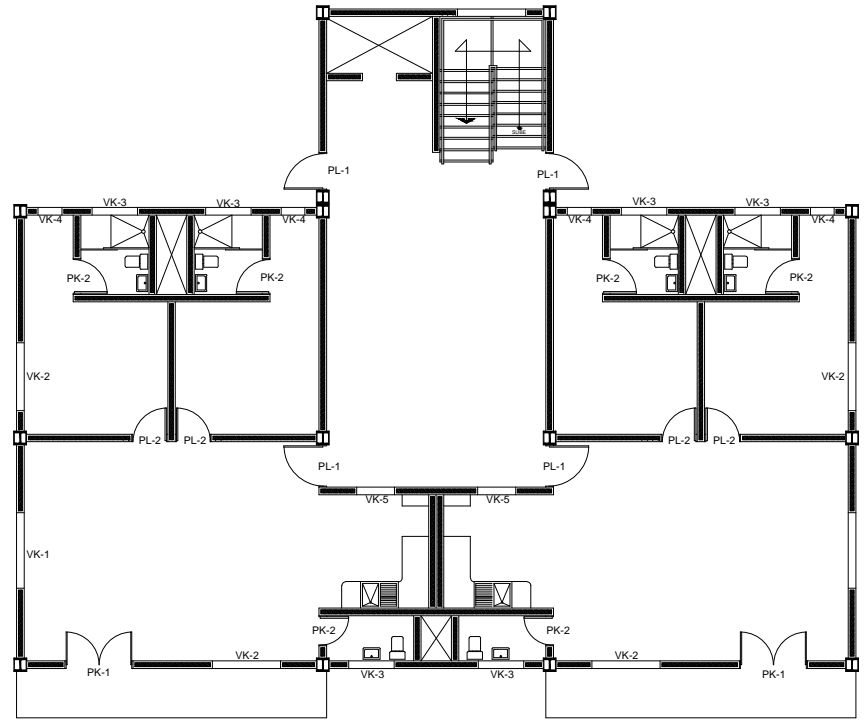
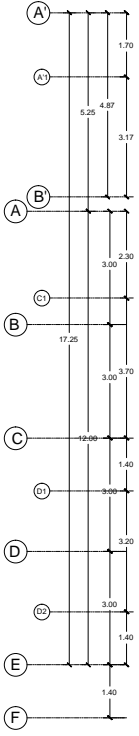
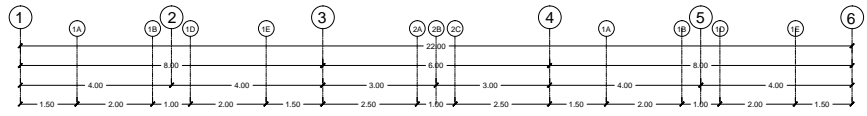
TEMA:
TESIS: ANALISIS COMPARATIVO
ENTRE EL METODO ESTATICO
EQUIVALENTE Y EL METODO
POR DESEMPEÑO SISMICO EN
EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE
ESTRUCTURAS DE ACERO



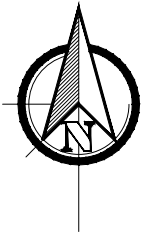
ESCALA:
1:250

NO. DE PLANO:
A-01

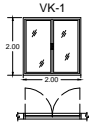
FECHA:
DIC 2016



PLANTA DE ACABADOS

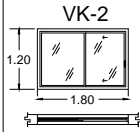


UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	
BIBLIOLABIA	
PROYECTO: EDIFICIO DE BAJA ALTURA	
NOMBRE DEL PLANO: PLANTA DE ACABADOS	
TEMA: TESIS: ANALISIS COMPARATIVO ENTRE EL METODO ESTATICO EQUIVALENTE Y EL METODO POR DESEMPEÑO SISMICO EN EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE ESTRUCTURAS DE ACERO	
ESCALA: 1:200	NÚM. DE PLANO: A-02
AUTOR: MTS.	
FECHA: DIC 2016	



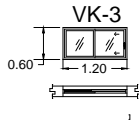
VK-1

Ventana de aluminio de la línea 1 1/2" de la marca CUPRUM con cristal opaco. Incluye marco y 2 hojas abatibles fija, 2 mosquiteros fijos, broche de perico, sello perimetral, cerrojo de acero marca PHILLIPS Mod. 535 y todo lo necesario para su instalación.



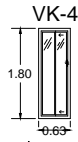
VK-2

Ventana de aluminio de la línea 1 1/2" de la marca CUPRUM con cristal opaco. Incluye una hoja fija y una hoja corrediza, mosquitero fijo, broche de perico, sello perimetral y todo lo necesario para su instalación.



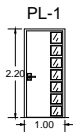
VK-3

Ventana de aluminio de la línea 1 1/2" de la marca CUPRUM con cristal opaco. Incluye una hoja fija y una hoja corrediza, mosquitero fijo, broche de perico, sello perimetral y todo lo necesario para su instalación.



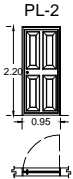
VK-4

Ventana de aluminio de la línea 1 1/2" de la marca CUPRUM con cristal opaco. Incluye una hoja fija y una hoja corrediza, mosquitero fijo, broche de perico, sello perimetral y todo lo necesario para su instalación.



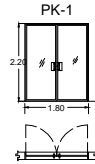
PL-1

Puerta de madera Grupo Madeplax. Mod. MX-14. Puerta de una hoja de madera de roble solido, un lateral con 7 cristales traslucidos. Colocada con 3 bisagras de acero marca PHILLIPS Mod.115E. Cerradura marca PHILLIPS Mod. 150 MM.



PL-2

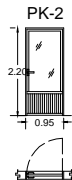
Puerta de madera Grupo Madeplax. Mod. MX-134. Puerta de una hoja de madera de tambor, acabado en barnis. Colocada con 3 bisagras de acero marca PHILLIPS Mod.115E, perilla marca PHILLIPS Mod. Gamma.



PK-1

PK-1

Puerta de aluminio de la línea 1 1/2" de la marca CUPRUM con cristal de 5 mm. Incluye dos hojas abatibles, sello perimetral, con jaladeras en ambos lados marca PHILLIPS Mod. Fugaz, cerradura para aluminio marca PHILLIPS Mod. 550. y todo lo necesario para intalación.



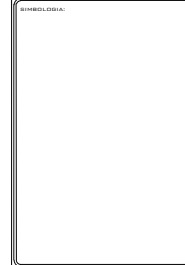
PK-2

PK-2

Puerta de aluminio de la línea 1 1/2" de la marca CUPRUM con cristal de 3 mm. Incluye una hoja abatible, sello perimetral, manija para aluminio marca PHILLIPS Mod. Tampico y todo lo necesario para intalación.



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR



PROYECTO: EDIFICIO DE BAJA ALTURA

NOMBRE DEL PLANO: PLANTA DE ACABADOS

NOTA: TESIS: ANALISIS COMPARATIVO ENTRE EL METODO ESTATICO EQUIVALENTE Y EL METODO POR DESEMPEÑO SISMICO EN EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE ESTRUCTURAS DE ACERO

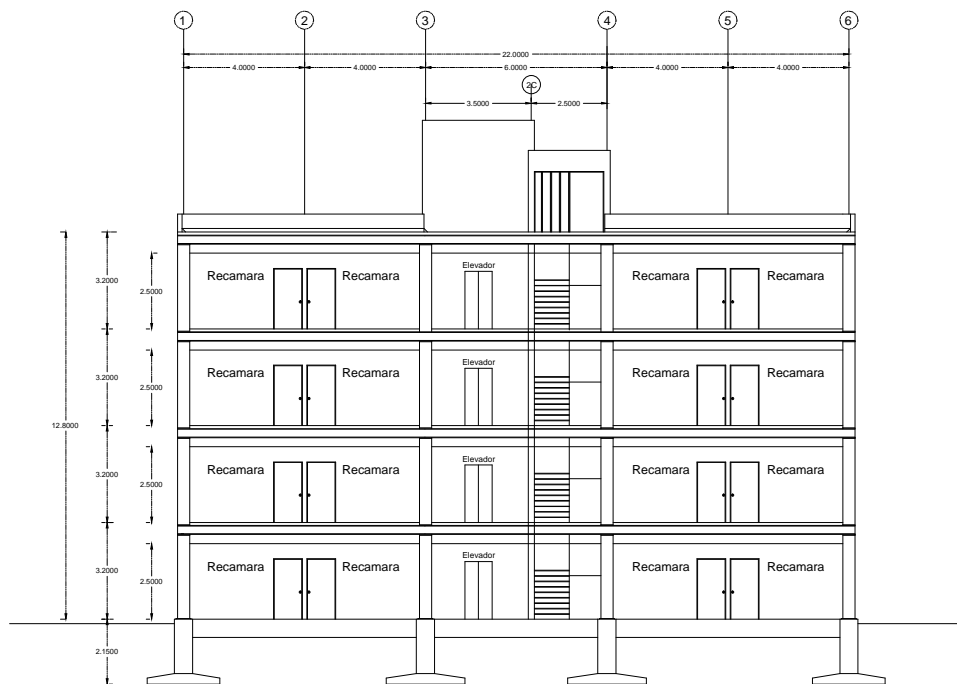


ESCALA: 1:350

PROYECTISTA: MTS.

FECHA: DIC 2016

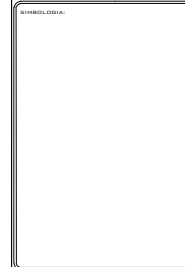
NÚM. DE PLANO: A-02



Corte A-A'



UNIVERSIDAD
DE EL SALVADOR



PROYECTO:
EDIFICIO DE BAJA ALTURA

NUMERO DEL PLANO:
VISTA EN ELEVACION

TEMA:
TESIS: ANALISIS COMPARATIVO
ENTRE EL METODO ESTATICO
EQUIVALENTE Y EL METODO
POR DESEMPEÑO SISMICO EN
EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE
ESTRUCTURAS DE ACERO

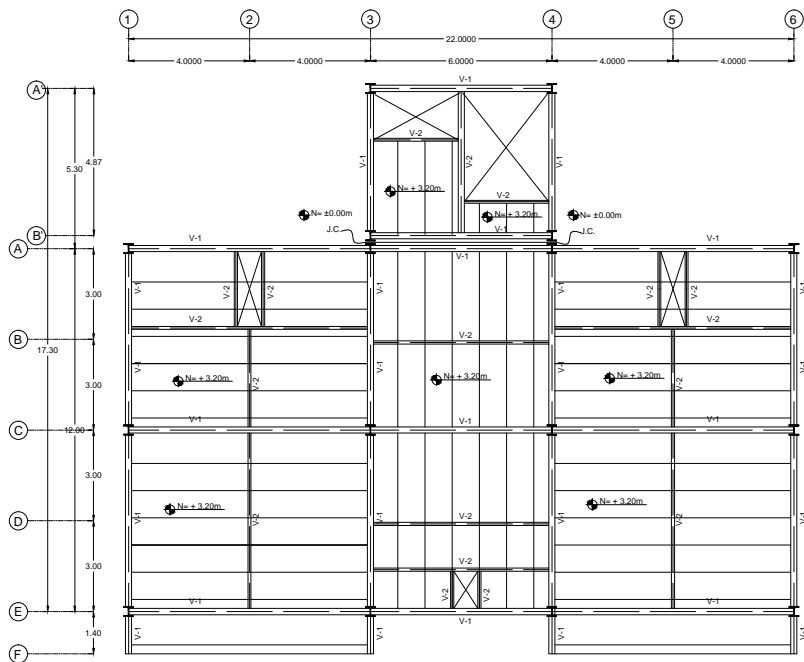


ESCALA:
1:250

INSTITUCION:
MTS.

FECHA:
DIC 2016

NO. DE PLANO:
A-03



PLANTA ESTRUCTURAL



UNIVERSIDAD
DE EL SALVADOR

SIMBOLERIA:

PROYECTO:
EDIFICIO DE BAJA ALTURA

NOMBRE DEL PLANO:
PLANTA ESTRUCTURAL

RESUMEN:
TESIS: ANALISIS COMPARATIVO
ENTRE EL METODO ESTATICO
EQUIVALENTE Y EL METODO
POR DESEMPEÑO SISMICO EN
EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE
ESTRUCTURAS DE ACERO



ESCALA:
1:250

CONTENIDO:
MTS.

FECHA:
DIC 2016

NÚM. DE PLANO:
E-01

METODO ESTATICO EQUIVALENTE

COLUMNAS TODOS LOS ENTREPIOS



PERFIL W14x159
d= 15.0 in
bf= 15.6 in
tw= 0.745 in
tf= 1.19 in
PESO= 159 lb/ft

VIGAS

PRIMARIAS (V-1)



PERFIL W12x106
d= 12.9 in
bf= 12.2 in
tw= 0.61 in
tf= 0.99 in
PESO= 106 lb/ft

SECUNDARIAS (V-2)



PERFIL W12x40
d= 11.9 in
bf= 8.01 in
tw= 0.295 in
tf= 0.515 in
PESO= 40 lb/ft

METODO POR DESEMPEÑO SISMICO

COLUMNAS

PRIMER ENTREPIOSO



PERFIL W12x136
d= 13.4 in
bf= 12.4 in
tw= 0.79 in
tf= 1.25 in
PESO= 136 lb/ft

SEGUNDO ENTREPIOSO



PERFIL W12x106
d= 12.9 in
bf= 12.2 in
tw= 0.61 in
tf= 0.99 in
PESO= 106 lb/ft

TERCER ENTREPIOSO



PERFIL W12x96
d= 12.7 in
bf= 12.2 in
tw= 0.55 in
tf= 0.90 in
PESO= 96 lb/ft

CUARTO ENTREPIOSO



PERFIL W12x79
d= 12.4 in
bf= 12.1 in
tw= 0.47 in
tf= 0.735 in
PESO= 79 lb/ft

VIGAS

PRIMARIAS (V-1)



PERFIL W12x40
d= 11.9 in
bf= 8.01 in
tw= 0.295 in
tf= 0.515 in
PESO= 40 lb/ft

SECUNDARIAS (V-2)



PERFIL W8x15
d= 8.11 in
bf= 4.02 in
tw= 0.245 in
tf= 0.315 in
PESO= 15 lb/ft

PRIMARIAS TECHO (V-1)

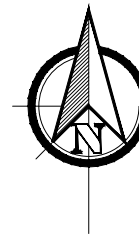


PERFIL W10x39
d= 9.92 in
bf= 7.99 in
tw= 0.315 in
tf= 0.53 in
PESO= 39 lb/ft

SECUNDARIAS TECHO (V-2)



PERFIL W6x12
d= 6.03 in
bf= 4.00 in
tw= 0.23 in
tf= 0.28 in
PESO= 12 lb/ft



UNIVERSIDAD
DE EL SALVADOR

SEMIOLOGIA:

PROYECTO:
EDIFICIO DE BAJA ALTURA

NUMERO DEL PLANO:
DETALLE DE PERFILES

TEMA:
TESIS: ANALISIS COMPARATIVO
ENTRE EL METODO ESTATICO
EQUIVALENTE Y EL METODO
POR DESEMPEÑO SISMICO EN
EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE
ESTRUCTURAS DE ACERO

ESCALA:

1 : 1

NO. DE PLANO:

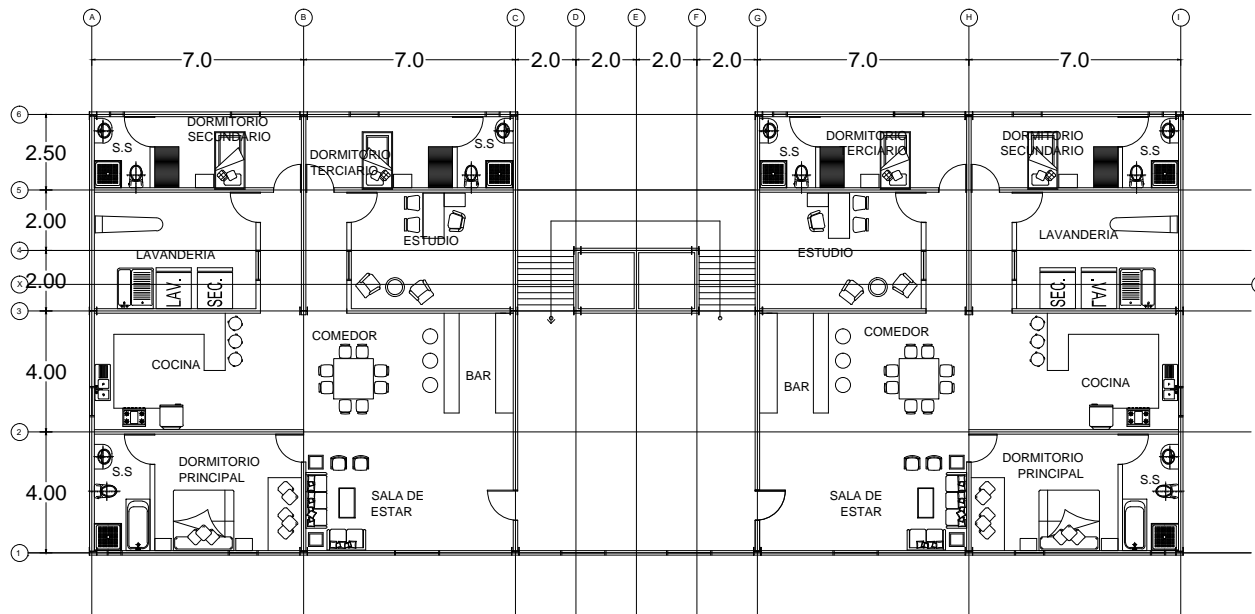
PROYECTADO:

MTS.

FECHA:

DIC 2016

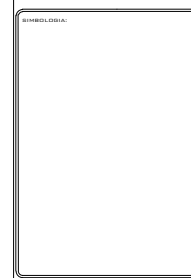
E-02



PLANTA ARQUITECTONICA



UNIVERSIDAD
DE EL SALVADOR



PROYECTO:
EDIFICIO DE MEDIANA ALTURA

NUMERO DEL PLANO:
PLANTA ARQUITECTONICA

TEMA:
TESIS: ANALISIS COMPARATIVO
ENTRE EL METODO ESTATICO
EQUIVALENTE Y EL METODO
POR DESEMPEÑO SISMICO EN
EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE
ESTRUCTURAS DE ACERO

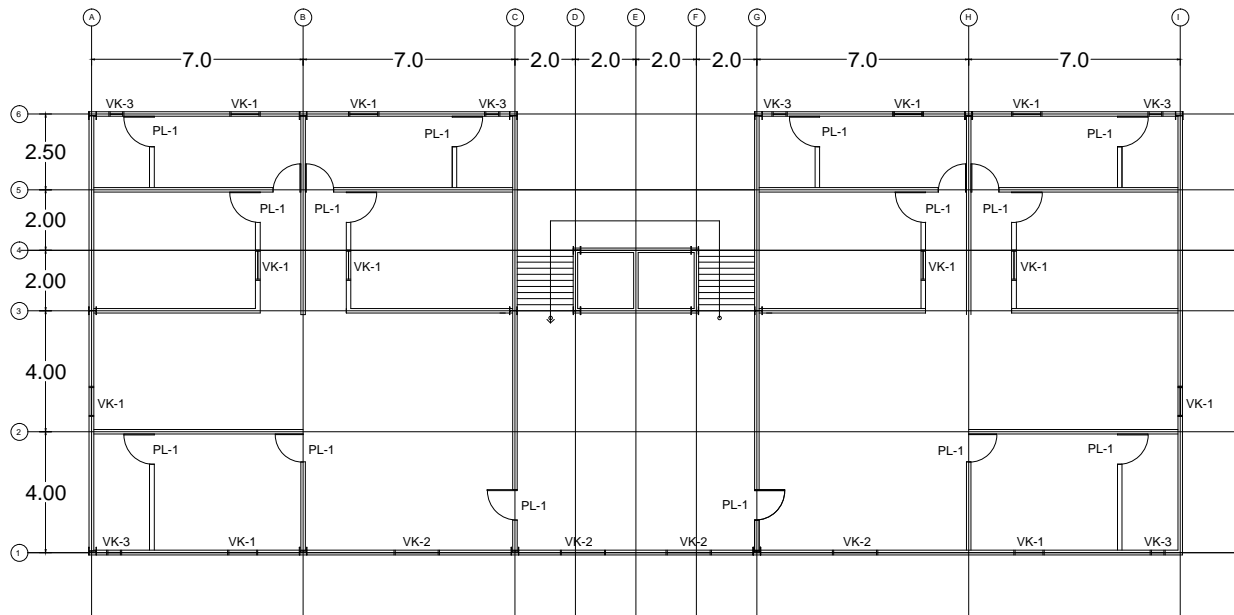


ESCALA:
1:250

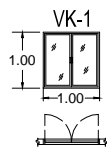
FECHA:
MTS.

FECHA:
DIC 2016

NÚM. DE PLANO:
A-01

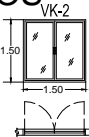


PLANTA DE ACABADOS



VK-1

Ventana de aluminio de la línea 1½" con cristal opaco. Incluye marco y 2 hojas abatibles fija, 2 mosquiteros, broche de perico, sello perimetral, cerrojo y todo lo necesario para su instalación.

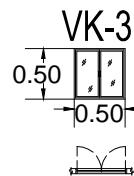


VK-3

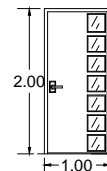
Ventana de aluminio de la línea 1½" con cristal opaco. Incluye marco y 2 hojas abatibles fija, 2 mosquiteros, broche de perico, sello perimetral, cerrojo y todo lo necesario para su instalación.

PL-1

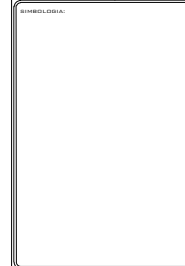
Puerta de madera. Puerta de una hoja de madera de roble sólido, un lateral con 7 cristales traslucidos. Colocada con 3 bisagras de acero marca PHILLIPS Mod.115E. Cerradura marca PHILLIPS Mod. 150 MM



PL-1



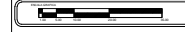
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR



PROYECTO: EDIFICIO DE MEDIANA ALTURA

NOMBRE DEL PLANO: PLANTA DE ACABADOS

TEMA: TESIS: ANALISIS COMPARATIVO ENTRE EL METODO ESTATICO EQUIVALENTE Y EL METODO POR DESEMPEÑO SISMICO EN EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE ESTRUCTURAS DE ACERO

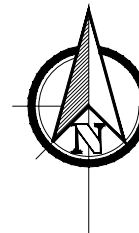
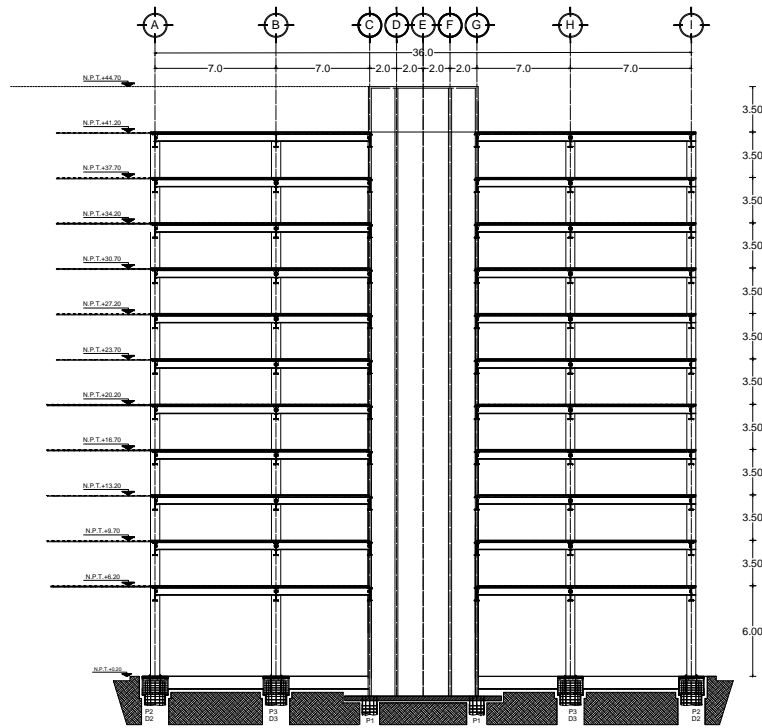


ESCALA: 1:250

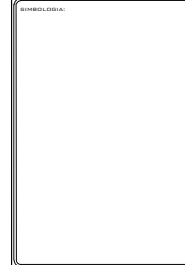
FECHA: DIC 2016

NO. DE PLANO: A-02

CORTE X-X'



UNIVERSIDAD
DE EL SALVADOR



PROYECTO:
EDIFICIO DE MEDIANA ALTURA

NUMERO DEL PLANO:
VISTA EN ELEVACION

TEMA:
TESIS: ANALISIS COMPARATIVO
ENTRE EL METODO ESTATICO
EQUIVALENTE Y EL METODO
POR DESEMPEÑO SISMICO EN
EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE
ESTRUCTURAS DE ACERO

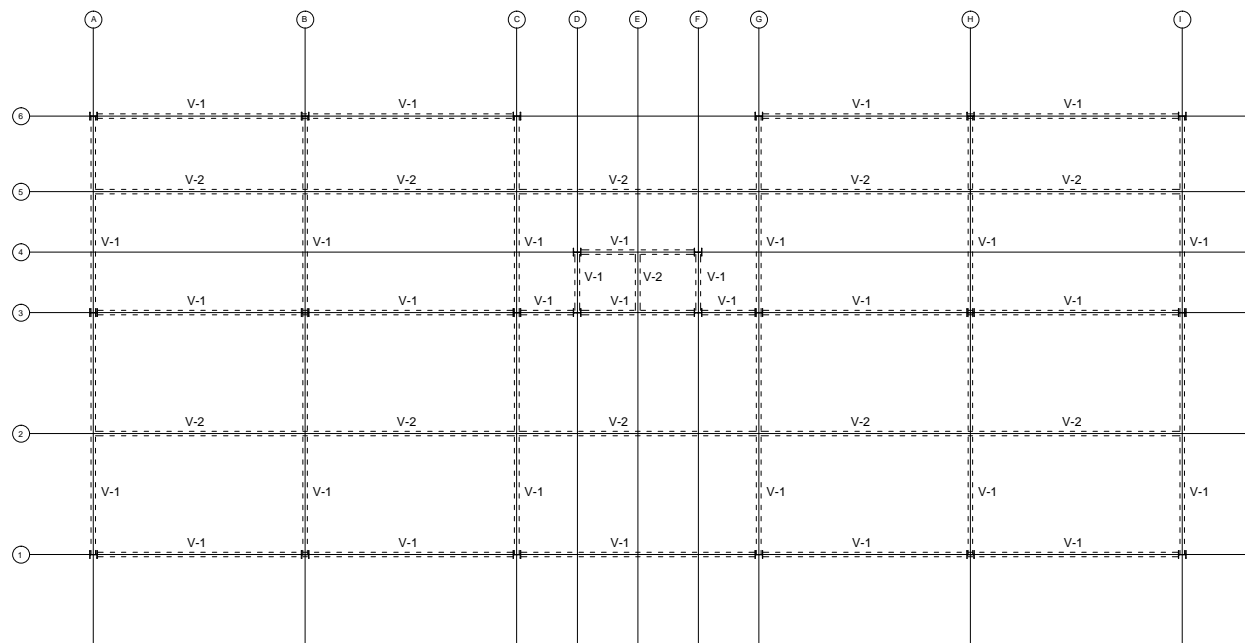


ESCALA:
1:500

INSTITUCION:
MTS.

FECHA:
DICI 2016

Nº DE PLANO:
A-03



PLANTA ESTRUCTURAL



UNIVERSIDAD
DE EL SALVADOR

SIMBOLERIA:

PROYECTO:
EDIFICIO DE MEDIANA ALTURA

NOMBRE DEL PLANO:
PLANTA ESTRUCTURAL

RESUMEN:
TESIS: ANALISIS COMPARATIVO
ENTRE EL METODO ESTATICO
EQUIVALENTE Y EL METODO
POR DESEMPEÑO SISMICO EN
EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE
ESTRUCTURAS DE ACERO



ESCALA:
1:250

PROYECTOR:
MTS.

FECHA:
DIC 2016

NÚM. DE PLANO:
E-01

METODO ESTATICO EQUIVALENTE

COLUMNAS

PRIMER ENTREPISO



PERFIL W14X233
 d= 16.0 in
 bf= 15.9 in
 tw= 1.07 in
 tf= 1.72 in
 PESO= 233 lb/ft

ENTREPISOS SUPERIORES



PERFIL W12x190
 d= 14.4 in
 bf= 12.7 in
 tw= 1.06 in
 tf= 1.74 in
 PESO= 190 lb/ft

VIGAS

PRIMARIAS (V-1)



PERFIL W12x96
 d= 12.7 in
 bf= 12.2 in
 tw= 0.55 in
 tf= 0.90 in
 PESO= 96 lb/ft

SECUNDARIAS (V-2)



PERFIL W10x60
 d= 10.2 in
 bf= 10.1 in
 tw= 0.42 in
 tf= 0.68 in
 PESO= 60 lb/ft

METODO POR DESEMPEÑO SISMICO

COLUMNAS

PRIMER-SEXTO ENTREPISO



PERFIL W12X152
 d= 13.7 in
 bf= 12.5 in
 tw= 0.87 in
 tf= 1.40 in
 PESO= 233 lb/ft

ENTREPISOS SUPERIORES



PERFIL W12x96
 d= 12.7 in
 bf= 12.2 in
 tw= 0.55 in
 tf= 0.90 in
 PESO= 96 lb/ft

VIGAS

PRIMARIAS (V-1)

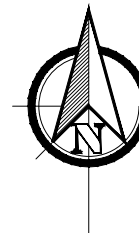


PERFIL W12x58
 d= 12.2 in
 bf= 10.0 in
 tw= 0.36 in
 tf= 0.64 in
 PESO= 58 lb/ft

SECUNDARIAS (V-2)



PERFIL W12x35
 d= 12.5 in
 bf= 16.56 in
 tw= 0.30 in
 tf= 0.52 in
 PESO= 35 lb/ft



UNIVERSIDAD
DE EL SALVADOR

SEMESTRE:

PROYECTO:
EDIFICIO DE MEDIANA ALTURA

NOMBRE DEL PLANO:
DETALLE DE PERFILES

RESUMEN:
TESIS: ANALISIS COMPARATIVO
ENTRE EL METODO ESTATICO
EQUIVALENTE Y EL METODO
POR DESEMPEÑO SISMICO EN
EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE
ESTRUCTURAS DE ACERO

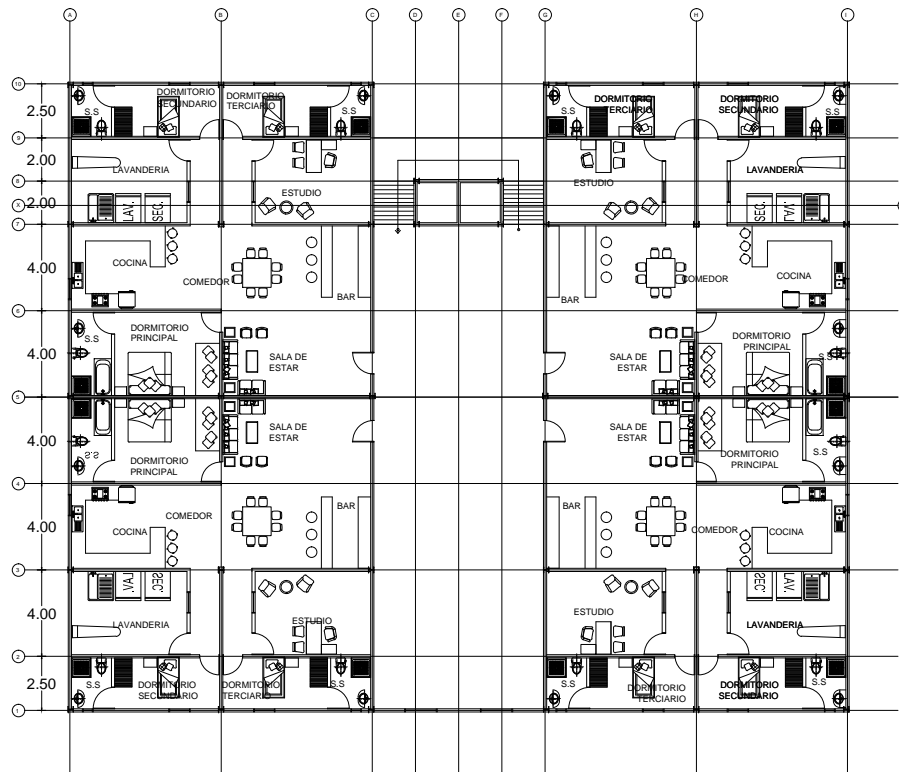


ESCALA:
1 : 1

FECHA:
10

FECHA:
DICI 2016

NÚMERO DE PLANO:
E-02



PLANTA ARQUITECTONICA



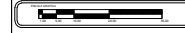
UNIVERSIDAD
DE EL SALVADOR

SIMBOLERIA:

PROYECTO:
EDIFICIO DE GRAN ALTURA

NUMERO DEL PLANO:
PLANTA ARQUITECTONICA

RESUMEN:
TESIS: ANALISIS COMPARATIVO
ENTRE EL METODO ESTATICO
EQUIVALENTE Y EL METODO
POR DESEMPEÑO SISMICO EN
EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE
ESTRUCTURAS DE ACERO

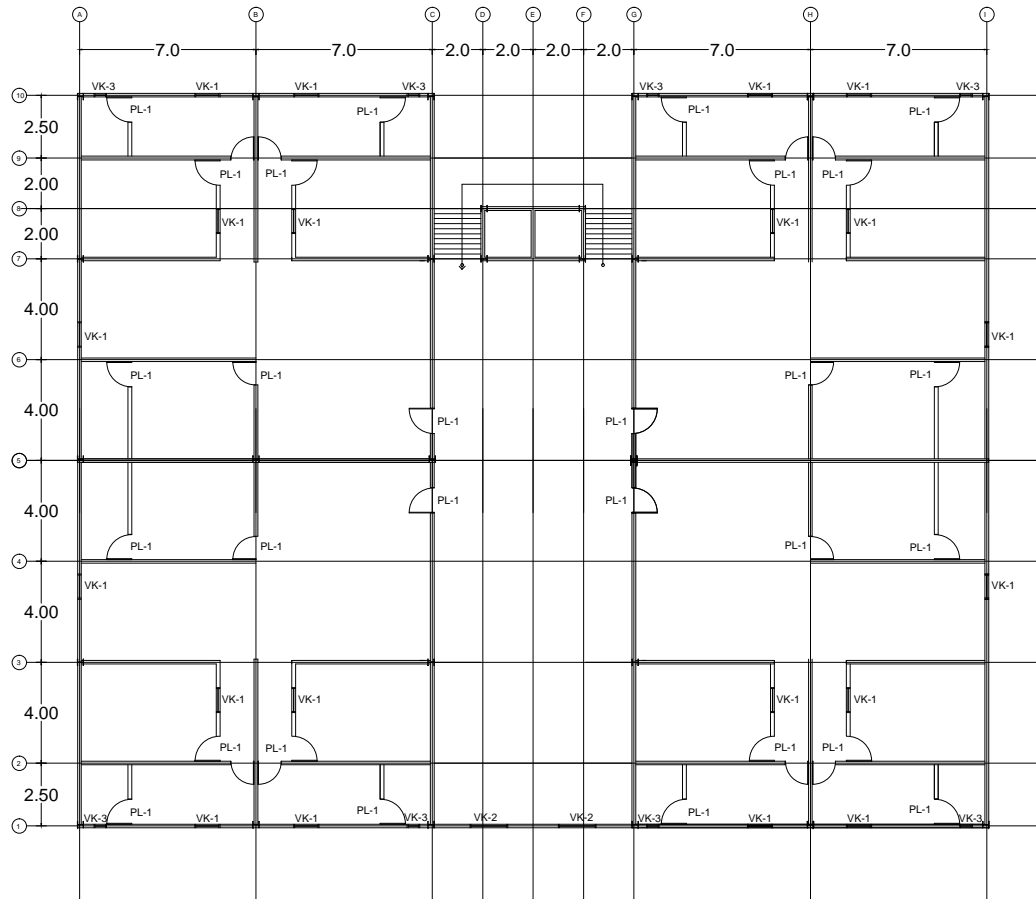


ESCALA:
1:350

PROYECTOR:
MTS.

FECHA:
DICI 2016

NO. DE PLANO:
A-01



PLANTA DE ACABADOS



UNIVERSIDAD
DE EL SALVADOR

SIMBOLERIA:

PROYECTO:
EDIFICIO DE GRAN ALTURA

NOMBRE DEL PLANO:
PLANTA DE ACABADOS

FECHA:
TESIS: ANALISIS COMPARATIVO
ENTRE EL METODO ESTATICO
EQUIVALENTE Y EL METODO
POR DESEMPEÑO SISMICO EN
EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE
ESTRUCTURAS DE ACERO

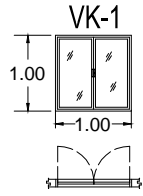


ESCALA:
1:500

PROYECTOR:
MTS.

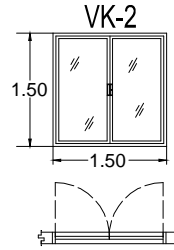
FECHA:
DICI 2016

NÚM. DE PLANO:
A-02



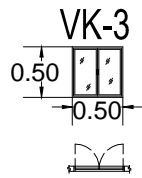
VK-1

Ventana de aluminio de la línea 1½" con cristal opaco. Incluye marco y 2 hojas abatibles fija, 2 mosquiteros, broche de perico, sello perimetral, cerrojo y todo lo necesario para su instalación.



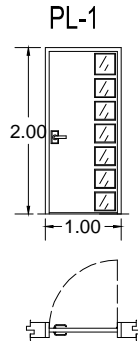
VK-2

Ventana de aluminio de la línea 1½" con cristal opaco. Incluye marco y 2 hojas abatibles fija, 2 mosquiteros, broche de perico, sello perimetral, cerrojo y todo lo necesario para su instalación.



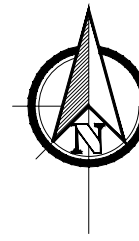
VK-3

Ventana de aluminio de la línea 1½" con cristal opaco. Incluye marco y 2 hojas abatibles fija, 2 mosquiteros, broche de perico, sello perimetral, cerrojo y todo lo necesario para su instalación.

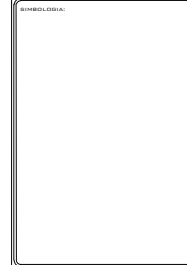


PL-1

Puerta de madera. Puerta de una hoja de madera de roble sólido, un lateral con 7 cristales traslucidos. Colocada con 3 bisagras de acero marca PHILLIPS Mod.115E. Cerradura marca PHILLIPS Mod. 150 MM



UNIVERSIDAD
DE EL SALVADOR



PROYECTO:
EDIFICIO DE GRAN ALTURA

NOMBRE DEL PLANO:
PLANTA DE ACABADOS

TEMA:
TESIS: ANALISIS COMPARATIVO
ENTRE EL METODO ESTATICO
EQUIVALENTE Y EL METODO
POR DESEMPEÑO SISMICO EN
EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE
ESTRUCTURAS DE ACERO



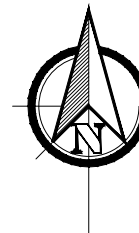
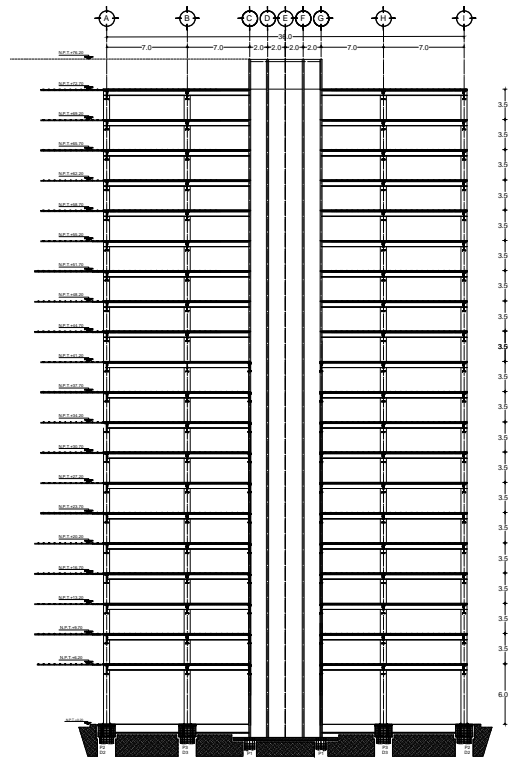
ESCALA:
1:500

PROYECTOR:
M.T.S.

FECHA:
DICI 2016

NÚM. DE PLANO:
A-02'

CORTE X-X'



UNIVERSIDAD
DE EL SALVADOR

SIMBOLOGIA:

PROYECTO:
EDIFICIO DE GRAN ALTURA

NUMERO DEL PLANO:
VISTA EN ELEVACION

RESUMEN:
TESIS: ANALISIS COMPARATIVO
ENTRE EL METODO ESTATICO
EQUIVALENTE Y EL METODO
POR DESEMPEÑO SISMICO EN
EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE
ESTRUCTURAS DE ACERO

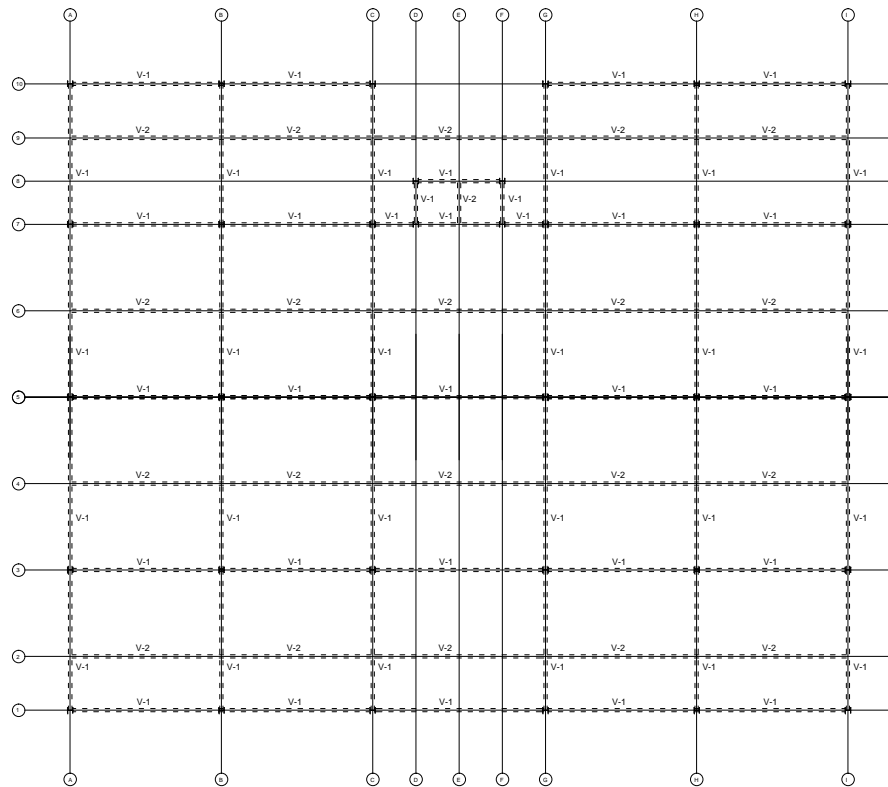


ESCALA:
1:750

PROYECTOR:
MTS.

FECHA:
DIC 2016

NO. DE PLANO:
A-03



PLANTA ESTRUCTURAL



UNIVERSIDAD
DE EL SALVADOR

SIMBOLOGIA:

PROYECTO:
EDIFICIO DE GRAN ALTURA

NOMBRE DEL PLANO:
PLANTA ESTRUCTURAL

RESUMEN:
TESIS: ANALISIS COMPARATIVO
ENTRE EL METODO ESTATICO
EQUIVALENTE Y EL METODO
POR DESEMPEÑO SISMICO EN
EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE
ESTRUCTURAS DE ACERO



ESCALA:
1:350

NÚM. DE PLANO:

PROFESOR:
MTS.

FECHA:
DICI 2016

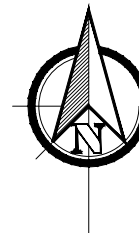
E-01

METODO ESTATICO EQUIVALENTE

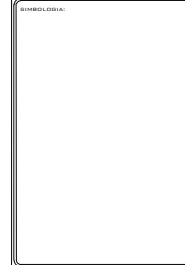
COLUMNAS		VIGAS	
PRIMER ENTREPISO	ENTREPISOS SUPERIORES	PRIMARIAS (V-1)	SECUNDARIAS (V-2)
PERFIL W18x311 d= 22.3 in bf= 12.0 in tw= 1.52 in tf= 2.74 in PESO= 311 lb/ft	PERFIL W14x283 d= 16.7 in bf= 16.1 in tw= 1.29 in tf= 2.07 in PESO= 283 lb/ft	PERFIL W12x136 d= 13.4 in bf= 12.4 in tw= 0.79 in tf= 1.25 in PESO= 136 lb/ft	PERFIL W12x72 d= 12.3 in bf= 12.0 in tw= 0.43 in tf= 0.67 in PESO= 72 lb/ft

METODO POR DESEMPEÑO SISMICO

COLUMNAS		VIGAS	
PRIMER-SEXTO ENTREPISO	ENTREPISOS SUPERIORES	PRIMARIAS (V-1)	SECUNDARIAS (V-2)
PERFIL W14x233 d= 16.0 in bf= 15.9 in tw= 1.07 in tf= 1.72 in PESO= 233 lb/ft	PERFIL W14x145 d= 14.8 in bf= 15.5 in tw= 0.68 in tf= 1.09 in PESO= 145 lb/ft	PERFIL W14x68 d= 14.0 in bf= 10.0 in tw= 0.415 in tf= 0.72 in PESO= 68 lb/ft	PERFIL W12x45 d= 12.1 in bf= 18.05 in tw= 0.335 in tf= 0.575 in PESO= 45 lb/ft



UNIVERSIDAD
DE EL SALVADOR



PROYECTO:
EDIFICIO DE GRAN ALTURA

NOMBRE DEL PLANO:
DETALLE DE PERFILES

RESUMEN:
TESIS: ANALISIS COMPARATIVO
ENTRE EL METODO ESTATICO
EQUIVALENTE Y EL METODO
POR DESEMPEÑO SISMICO EN
EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE
ESTRUCTURAS DE ACERO



ESCALA:
1 : 1

PROYECTOR:
MTS.

FECHA:
DICI 2016

NÚM. DE PLANO:
E-02

ANEXO C

BAJADO SÍSMICO Y DISTRIBUCIÓN DE CARGAS

– EDIFICIO DE BAJA ALTURA

NIVELES 1,2 Y 3

VIGAS PRIMARIAS

EJE E						
TRAMO 1-3						
Tramo 0-1.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		3,20	1,00	704,00	
Puerta	35,00				0,00	
ventana	35,00				0,00	
D					704,00	704,00
Tramo 1.0-2.8						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		1,00	1,80	396,00	
Puerta	35,00		2,20	1,80	138,60	
ventana	35,00				0,00	
D					534,60	297,00
Tramo 2.8-5.2						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		3,20	2,40	1689,60	
Puerta	35,00				0,00	
ventana	35,00				0,00	
D					1689,60	704,00
Tramo 5.2-7.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		2,00	1,80	792,00	
Puerta	35,00				0,00	
ventana	35,00		1,20	1,80	75,60	
D					867,60	482,00
Tramo 7.0-8.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		3,20	1,00	704,00	
Puerta	35,00				0,00	
ventana	35,00				0,00	

D					704,00	704,00
TRAMO 3-4						
Tramo 0-0.7						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		3,20	0,70	492,80	
Puerta	35,00				0,00	
ventana	35,00				0,00	
D					492,80	704,00
Tramo 0.7-1.9						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		2,60	1,20	686,40	
Puerta	35,00				0,00	
ventana	35,00		0,60	1,20	25,20	
D					711,60	593,00
Tramo 1.9-4.1						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		3,20	2.2	1542,80	
Puerta	35,00				0,00	
ventana	35,00				0,00	
D					1542,80	704,00
Tramo 4.1-5.3						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		2,60	1,20	686,40	
Puerta	35,00				0,00	
ventana	35,00		0,60	1,20	25,20	
D					711,60	593,00
Tramo 5.3-6.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		3,20	0,70	492,80	
Puerta	35,00				0,00	
ventana	35,00				0,00	
D					492,80	704,00
TRAMO 4-6						
Tramo 0.0-1.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		3,20	1,00	704,00	
Puerta	35,00				0,00	
ventana	35,00				0,00	
D					704,00	704,00

Tramo 1.0-2.8						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		2,00	1,80	792,00	
Puerta	35,00				0,00	
ventana	35,00		1,20	1,80	75,60	
D					867,60	482,00
Tramo 2.8-5.2						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		3,20	2,40	1689,60	
Puerta	35,00				0,00	
ventana	35,00				0,00	
D					1689,60	704,00
Tramo 5.2-7.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		1,00	1,80	396,00	
Puerta	35,00		2,20	1,80	138,60	
ventana	35,00				0,00	
D					534,60	297,00
Tramo 7.0-8.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		3,20	1,00	704,00	
Puerta	35,00				0,00	
ventana	35,00				0,00	
D					704,00	704,00

EJE C						
TRAMO 1-3, 4-6						
Tramo 0-2.975						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		3,20	2,98	2094,40	
Puerta	35,00				0,00	
ventana	35,00				0,00	
D					2094,40	704,00
Tramo 2.975-3.925						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		1,00	0,95	209,00	
Puerta	35,00		2,20	0,95	73,15	
ventana	35,00				0,00	

D					282,15	297,00
Tramo 3.925-4.075						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		3,20	0,15	105,60	
Puerta	35,00				0,00	
ventana	35,00				0,00	
D					105,60	704,00
Tramo 4.075-5.025						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		1,00	0,95	209,00	
Puerta	35,00		2,20	0,95	73,15	
ventana	35,00				0,00	
D					282,15	297,00
Tramo 5.025-8.00						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		3,20	2,98	2094,40	
Puerta	35,00				0,00	
ventana	35,00				0,00	
D					2094,40	704,00
TRAMO 3-4						
NO HAY CARGAS SOBRE LA VIGA						

EJE A						
TRAMO 1-3, 4-6						
Tramo 0-0.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		3,20	0,50	352,00	
Puerta	35,00				0,00	
ventana	35,00				0,00	
D					352,00	704,00
Tramo 0.5-1.1						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		1,40	0,60	184,80	
Puerta	35,00				0,00	
ventana	35,00		1,80	0,60	37,80	
D					222,60	371,00
Tramo 1.1-1.9						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)

pared	220,00		3,20	0,80	563,20	
Puerta	35,00				0,00	
ventana	35,00				0,00	
D					563,20	704,00
Tramo 1.9-3.1						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		2,60	1,20	686,40	
Puerta	35,00				0,00	
ventana	35,00		0,60	1,20	25,20	
D					711,60	593,00
Tramo 3.1-4.9						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		3,20	1,80	1267,20	
Puerta	35,00				0,00	
ventana	35,00				0,00	
D					1267,20	704,00
Tramo 4.9-6.1						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		2,60	1,20	686,40	
Puerta	35,00				0,00	
ventana	35,00		0,60	1,20	25,20	
D					711,60	593,00
Tramo 6.1-6.9						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		3,20	0,80	563,20	
Puerta	35,00				0,00	
ventana	35,00				0,00	
D					563,20	704,00
Tramo 6.9-7.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		1,40	0,60	184,80	
Puerta	35,00				0,00	
ventana	35,00		1,80	0,60	37,80	
D					222,60	371,00
Tramo 7.5-8.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		3,20	0,50	352,00	
Puerta	35,00				0,00	
ventana	35,00				0,00	

D					352,00	704,00
TRAMO 3-4						
NO HAY CARGAS SOBRE LA VIGA						

EJE 1,6						
TRAMO F-E						
Tramo 0-1.4						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
NO HAY CARGAS SOBRE LA VIGA						
TRAMO E-C						
Tramo 0-2.00						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		3,20	2,00	1408,00	
Puerta	35,00				0,00	
ventana	35,00				0,00	
D					1408,00	704,00
Tramo 2.00-4.00						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		1,20	2,00	528,00	
Puerta	35,00				0,00	
ventana	35,00		2,00	2,00	140,00	
D					668,00	334,00
Tramo 4.00-6.00						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		3,20	2,00	1408,00	
Puerta	35,00				0,00	
ventana	35,00				0,00	
D					1408,00	704,00
TRAMO C-A						
Tramo 0-0.7						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		3,20	0,70	492,80	
Puerta	35,00				0,00	
ventana	35,00				0,00	
D					492,80	704,00
Tramo 0.7-2.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		2,00	1,80	792,00	

Puerta	35,00				0,00	
ventana	35,00		1,20	1,80	75,60	
D					867,60	482,00
Tramo 2.5-6.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		3,20	3,50	2464,00	
Puerta	35,00				0,00	
ventana	35,00				0,00	
D					2464,00	704,00

EJE 3,4						
TRAMO F-E						
Tramo 0-1.4						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
NO HAY CARGAS SOBRE LA VIGA						
TRAMO E-C						
Tramo 0-0.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		3,20	0,50	352,00	
Puerta	35,00				0,00	
ventana	35,00				0,00	
D					352,00	704,00
Tramo 0.5-1.45						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		1,00	0,95	209,00	
Puerta	35,00	2,20		0,95	73,15	
ventana	35,00				0,00	
D					282,15	297,00
Tramo 1.45-1.6						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		3,20	0,15	105,60	
Puerta	35,00				0,00	
ventana	35,00				0,00	
D					105,60	704,00
Tramo 1.6-4.55						
NO HAY CARGAS SOBRE LA VIGA						
Tramo 4.55-4.70						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)

pared	220,00		3,20	0,15	105,60	
Puerta	35,00				0,00	
ventana	35,00				0,00	
D					105,60	704,00
Tramo 4.70-5.7						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		1,00	1,00	220,00	
Puerta	35,00	2,20		1,00	77,00	
ventana	35,00				0,00	
D					297,00	297,00
Tramo 5.7-6.00						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		3,20	0,30	211,20	
Puerta	35,00				0,00	
ventana	35,00				0,00	
D					211,20	704,00

VIGAS SECUNDARIAS

EJE 2, 5						
TRAMO F-E						
Tramo 0-1.4						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
NO HAY CARGAS SOBRE LA VIGA						
TRAMO E-C						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
NO HAY CARGAS SOBRE LA VIGA						
TRAMO C-A						
Tramo 0-3.9						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
Pared	220,00		3,20	3,90	2745,60	
Puerta	35,00				0,00	
Ventana	35,00				0,00	
D					2745,60	704,00
Tramo 3.9-6.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
NO HAY CARGAS SOBRE LA VIGA						

EJE D						
TRAMO 1-2, 2-3, 4-5, 5-6,						
Tramo 0-4.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
NO HAY VIGA						
TRAMO 3-4						
Tramo 0-2.85						
NO HAY CARGAS EN EL TRAMO						
Tramo 2.85-3.15						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
Pared	220,00		3,20	0,30	211,20	
Puerta	35,00				0,00	
Ventana	35,00				0,00	
D					211,20	704,00
Tramo 3.15-6.00						
NO HAY CARGAS EN EL TRAMO						

VIGAS DE VANO 1.20x0.8

VIGA DE VANO						
Horizontal						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		3,20	6	4224	
D					4224	704,00
Vertical 1, 2						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220,00		3,20	1,20	844,80	
D					844,80	704,00

VIGAS DE VANO 2.10x0.80

VIGA DE VANO						
Vertical 1,2						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
Pared	220,00		3,20	2,10	1478,40	
D					1478,40	704,00
Horizontal						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
Pared	220,00		3,20	5.2	3660,8	
D					3660,8	704,00

- EDIFICIO DE MEDIANA ALTURA

NIVELES 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 y 10

VIGAS PRIMARIAS

EJE A,I						
TRAMO 1-3						
tramo 0-5.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	5.50	4235.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					4235.00	770.00
tramo 5.5-6.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		2.50	1.00	550.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00	1.00		1.00	35.00	
D					585.00	585.00
tramo 6.5-8.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	1.50	1155.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					1155.00	770.00
TRAMO 3-6						
tramo 0-6.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	6.50	5005.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					5005.00	770.00

EJE B,H						
TRAMO 1-3						
tramo 0-3.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	3.00	2310.00	
Puerta	35.00				0.00	

ventana	35.00				0.00	
D					2310.00	770.00
tramo 3.0-4.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		1.50	1.00	330.00	
Puerta	35.00	2.00		1.00	70.00	
ventana	35.00				0.00	
D					400.00	400.00
tramo 4.0-8.0						
NO HAY CARGAS SOBRE LA VIGA						
TRAMO 3-6						
tramo 0-6.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	6.50	5005.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					5005.00	770.00

EJE C,G						
TRAMO 1-3						
tramo 0-1.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	1.00	770.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					770.00	770.00
tramo 1.0-2.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		1.50	1.00	330.00	
Puerta	35.00	2.00		1.00	70.00	
ventana	35.00				0.00	
D					400.00	400.00
tramo 2.0-8.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	6.00	4620.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					4620.00	770.00

TRAMO 3-6						
tramo 0-6.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	6.50	5005.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					5005.00	770.00

EJE D,F						
TRAMO 3-4						
tramo 0-2.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	2.00	1540.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					1540.00	770.00

EJE E						
TRAMO 1-3						
NO HAY CARGAS SOBRE LA VIGA						
TRAMO 3-4						
tramo 0-2.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	2.00	1540.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					1540.00	770.00

EJE 1						
TRAMO A-B						
tramo 0-0.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	0.50	385.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					385.00	770.00
tramo 0.5-1.0						

Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.00	0.50	330.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00	0.50		0.50	8.75	
D					338.75	677.50
tramo 1.0-4.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	3.50	2695.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					2695.00	770.00
tramo 4.5-5.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		2.50	1.00	550.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00	1.00		1.00	35.00	
D					585.00	585.00
tramo 5.5-7.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	1.50	1155.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					1155.00	770.00
TRAMO B-C						
tramo 0-3.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	3.00	2310.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					2310.00	770.00
tramo 3.0-4.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		2.00	1.50	660.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00	1.50		1.50	78.75	
D					738.75	492.50
tramo 4.5-7.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	2.50	1925.00	

Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					1925.00	770.00
TRAMO C-G						
tramo 0-1.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	1.50	1155.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					1155.00	770.00
tramo 1.5-3.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		2.00	1.50	660.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00	1.50		1.50	78.75	
D					738.75	492.50
tramo 3.0-5.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	2.00	1540.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					1540.00	770.00
tramo 5.0-6.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		2.00	1.50	660.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00	1.50		1.50	78.75	
D					738.75	492.50
tramo 6.5-8.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	1.00	770.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					770.00	770.00
TRAMO G-H						
tramo 0-2.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	2.50	1925.00	
Puerta	35.00				0.00	

ventana	35.00				0.00	
D					1925.00	770.00
tramo 2.5-4.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		2.00	1.50	660.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00	1.50		1.50	78.75	
D					738.75	492.50
tramo 4.0-7.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	3.00	2310.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					2310.00	770.00
TRAMO H-I						
tramo 0-1.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	1.50	1155.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					1155.00	770.00
tramo 1.5-2.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		2.50	1.00	550.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00	1.00		1.00	35.00	
D					585.00	585.00
tramo 2.5-6.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	3.50	2695.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					2695.00	770.00
tramo 6.0-6.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.00	0.50	330.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00	0.50		0.50	8.75	
D					338.75	677.50

tramo 6.5-7.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	0.50	385.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					385.00	770.00

EJE 3						
TRAMO A-B,G-H						
tramo 0-5.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	5.50	4235.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					4235.00	770.00
tramo 5.5-7.0						
NO HAY CARGAS SOBRE LA VIGA						
TRAMO B-C,H-I						
tramo 0.0-1.5						
NO HAY CARGAS SOBRE LA VIGA						
tramo 1.5-7.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	5.50	4235.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					4235.00	770.00
TRAMO C-D,D-F,F-G						
NO HAY CARGAS SOBRE LA VIGA						

EJE 4						
TRAMO D-F						
tramo 0-4.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	4.00	3080.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					3080.00	770.00

EJE 6						
TRAMO A-B,G-H						
tramo 0-0.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	0.50	385.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					385.00	770.00
tramo 0.5-1.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.00	0.50	330.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00	0.50		0.50	8.75	
D					338.75	677.50
tramo 1.0-4.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	3.50	2695.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					2695.00	770.00
tramo 4.5-5.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		2.50	1.00	550.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00	1.00		1.00	35.00	
D					585.00	585.00
tramo 5.5-7.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	1.50	1155.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					1155.00	770.00
TRAMO B-C,H-I						
tramo 0-1.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	1.50	1155.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					1155.00	770.00

tramo 1.5-2.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		2.50	1.00	550.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00	1.00		1.00	35.00	
D					585.00	585.00
tramo 2.5-6.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	3.50	2695.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					2695.00	770.00
tramo 6.0-6.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.00	0.50	330.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00	0.50		0.50	8.75	
D					338.75	677.50
tramo 6.5-7.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	0.50	385.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					385.00	770.00

VIGAS SECUNDARIAS

EJE 2						
TRAMO A-B, H-I						
tramo 0-7.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	7.00	5390.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					5390.00	770.00
TRAMO B-C, G-H						
NO HAY CARGAS SOBRE LA VIGA						

EJE 5						
TRAMO A-B,G-H						
tramo 0-6.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	6.00	4620.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					4620.00	770.00
tramo 6.0-7.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		1.50	1.00	330.00	
Puerta	35.00	2.00		1.00	70.00	
ventana	35.00				0.00	
D					400.00	400.00
TRAMO B-C,H-I						
tramo 0-1.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		1.50	1.00	330.00	
Puerta	35.00	2.00		1.00	70.00	
ventana	35.00				0.00	
D					400.00	400.00
tramo 1.0-7.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	6.00	4620.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					4620.00	770.00

DIFERENTE DEL NIVEL 10

EJE 4						
TRAMO C-D						
Tramo 0-2.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	2.00	1540.00	
escalera					4346.92	
ventana	35.00				0.00	
D					5886.92	2943.46

TECHO

EJE D,F						
TRAMO 4-5						
Tramo 0-2.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	2.00	1540.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
Ascensor					668.75	
D					2208.75	1104.375

EJE E						
TRAMO 4-5						
Tramo 0-2.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	2.00	1540.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
Ascensor					1337.5	
D					2877.5	1438.75

EJE 5						
TRAMO D-F						
Tramo 0-4.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	4.00	3080.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
Ascensor					1337.5	
D					4417.5	1104.375

– **EDIFICIO DE GRAN ALTURA**

NIVELES 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18 y 19

VIGAS PRIMARIAS

EJE A, I						
TRAMO 1-3, 7-10						
Tramo 0-6.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	6.50	5005.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					5005.00	770.00
TRAMO 3-5						
Tramo 0-1.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	1.50	1155.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					1155.00	770.00
Tramo 1.5-2.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		2.50	1.00	550.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00	1.00		1.00	35.00	
D					585.00	585.00
Tramo 2.5-8.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	5.50	4235.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					4235.00	770.00
TRAMO 5-7						
Tramo 0-5.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	5.50	4235.00	
Puerta	35.00				0.00	

ventana	35.00				0.00	
D					4235.00	770.00
Tramo 5.5-6.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		2.50	1.00	550.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00	1.00		1.00	35.00	
D					585.00	585.00
Tramo 6.5-8.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	1.50	1155.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					1155.00	770.00

EJE B,H						
TRAMO 1-3, 7-10						
Tramo 0-6.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	6.50	5005.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					5005.00	770.00
TRAMO 3-5						
Tramo 0-4.0						
NO HAY CARGAS SOBRE LA VIGA						
Tramo 4.0-5.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		1.50	1.00	330.00	
Puerta	35.00	2.00		1.00	70.00	
ventana	35.00				0.00	
D					400.00	400.00
Tramo 5.0-8.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	3.00	2310.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	

D					2310.00	770.00
TRAMO 5-7						
Tramo 0-3.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	3.00	2310.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					2310.00	770.00
Tramo 3.0-4.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		1.50	1.00	330.00	
Puerta	35.00	2.00		1.00	70.00	
ventana	35.00				0.00	
D					400.00	400.00
Tramo 4.0-8.0						
NO HAY CARGAS SOBRE LA VIGA						

EJE C,G						
TRAMO 1-3, 7-10						
Tramo 0-6.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	6.50	5005.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					5005.00	770.00
TRAMO 3-5						
Tramo 0-6.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	6.00	4620.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					4620.00	770.00
Tramo 6.0-7.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		1.50	1.00	330.00	
Puerta	35.00	2.00		1.00	70.00	

ventana	35.00				0.00	
D					400.00	400.00
Tramo 7.0-8.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	1.00	770.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					770.00	770.00
TRAMO 5-7						
Tramo 0-1.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	1.00	770.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					770.00	770.00
Tramo 1.0-2.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		1.50	1.00	330.00	
Puerta	35.00	2.00		1.00	70.00	
ventana	35.00				0.00	
D					400.00	400.00
Tramo 2.0-8.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	6.00	4620.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					4620.00	770.00

EJE D,F						
TRAMO 7-8						
Tramo 0-2.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	2.00	1540.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					1540.00	770.00

EJE 1, 10						
TRAMO A-B,G-H						
Tramo 0-0.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	0.50	385.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					385.00	770.00
Tramo 0.5-1.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.00	0.50	330.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00	0.50		0.50	8.75	
D					338.75	677.50
Tramo 1.0-4.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	3.50	2695.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					2695.00	770.00
Tramo 4.5-5.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		2.50	1.00	550.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00	1.00		1.00	35.00	
D					585.00	585.00
Tramo 5.5-7.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	1.50	1155.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					1155.00	770.00
TRAMO B-C,H-I						
Tramo 0-1.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	1.50	1155.00	

Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					1155.00	770.00
Tramo 1.5-2.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		2.50	1.00	550.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00	1.00		1.00	35.00	
D					585.00	585.00
Tramo 2.5-6.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	3.50	2695.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					2695.00	770.00
Tramo 6.0-6.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.00	0.50	330.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00	0.50		0.50	8.75	
D					338.75	677.50
Tramo 6.5-7.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	0.50	385.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					385.00	770.00
TRAMO C-G (solo eje 1)						
Tramo 0-1.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	1.50	1155.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					1155.00	770.00
Tramo 1.5-3.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)

pared	220.00		2.00	1.50	660.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00	1.50		1.50	78.75	
D					738.75	492.50
Tramo 3.0-5.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	2.00	1540.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					1540.00	770.00
Tramo 5.0-6.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		2.00	1.50	660.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00	1.50		1.50	78.75	
D					738.75	492.50
Tramo 6.5-8.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	1.00	770.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					770.00	770.00

EJE 3, 7						
TRAMO A-B,G-H						
Tramo 0-5.5						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	5.50	4235.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					4235.00	770.00
Tramo 5.5-7.0						
NO HAY CARGAS SOBRE LA VIGA						
TRAMO B-C,H-I						
Tramo 0.0-1.5						
NO HAY CARGAS SOBRE LA VIGA						
Tramo 1.5-7.0						

Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	5.50	4235.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					4235.00	770.00
TRAMO C-D,F-G						
Tramo 0.0-2.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
escalera				2.00	4346.92	
pared	220.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					4346.92	2173.46
TRAMO D-F						
NO HAY CARGAS SOBRE LA VIGA						

EJE 5						
TRAMO A-B, B-C, G-H, H-I						
Tramo 0-7.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	7.00	5390.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					5390.00	770.00

EJE 8						
TRAMO D-F						
Tramo 0-4.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	4.00	3080.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					3080.00	770.00

VIGAS SECUNDARIAS

EJE E						
TRAMO 7-8						
Tramo 0-2.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	2.00	1540.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					1540.00	770.00

EJE 2						
TRAMO A-B,G-H						
Tramo 0-6.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	6.00	4620.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					4620.00	770.00
Tramo 6.0-7.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		1.50	1.00	330.00	
Puerta	35.00	2.00		1.00	70.00	
ventana	35.00				0.00	
D					400.00	400.00
TRAMO B-C,H-I						
Tramo 0-1.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		1.50	1.00	330.00	
Puerta	35.00	2.00		1.00	70.00	
ventana	35.00				0.00	
D					400.00	400.00
Tramo 1.0-7.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	6.00	4620.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	

D					4620.00	770.00
----------	--	--	--	--	----------------	---------------

EJE 9						
TRAMO A-B,G-H						
Tramo 0-6.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	6.00	4620.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					4620.00	770.00
Tramo 6.0-7.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		1.50	1.00	330.00	
Puerta	35.00	2.00		1.00	70.00	
ventana	35.00				0.00	
D					400.00	400.00
TRAMO B-C,H-I						
Tramo 0-1.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		1.50	1.00	330.00	
Puerta	35.00	2.00		1.00	70.00	
ventana	35.00				0.00	
D					400.00	400.00
Tramo 1.0-7.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	6.00	4620.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					4620.00	770.00
TRAMO C-G						
Tramo 0.0-8.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	8.00	6160.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					6160.00	770.00

EJE 4,6						
TRAMO A-B, H-I						
Tramo 0-7.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	7.00	5390.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
D					5390.00	770.00
TRAMO B-C, C-G, G-H						
NO HAY CARGAS SOBRE LA VIGA						

DIFERENTE DEL NIVEL 10

EJE 7						
TRAMO C-D						
Tramo 0-2.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	2.00	1540.00	
escalera					4346.92	
ventana	35.00				0.00	
D					5886.92	2943.46

TECHO

EJE D,F						
TRAMO 7-8						
Tramo 0-2.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	2.00	1540.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
Ascensor					668.75	
D					2208.75	1104.375

EJE E						
TRAMO 7-8						
Tramo 0-2.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	2.00	1540.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
Ascensor					1337.5	
D					2877.5	1438.75

EJE 8						
TRAMO D-F						
Tramo 0-4.0						
Elemento	Peso específico	Ancho (m)	Alto (m)	Largo (m)	Total (kg)	Total W (kg/m)
pared	220.00		3.50	4.00	3080.00	
Puerta	35.00				0.00	
ventana	35.00				0.00	
Ascensor					1337.5	
D					4417.5	1104.375

ANEXO D

MODELOS DE PRUEBA DE EDIFICIOS DISEÑADOS POR DESEMPEÑO**Edificio de baja altura.**

- *Secciones y modelo.*

Tabla D-1: Elementos obtenidos del diseño mediante el método por desempeño sísmico.

VIGAS		COLUMNAS
PRIMARIAS	SECUNDARIAS	
W12x40	W8x15	W12x96

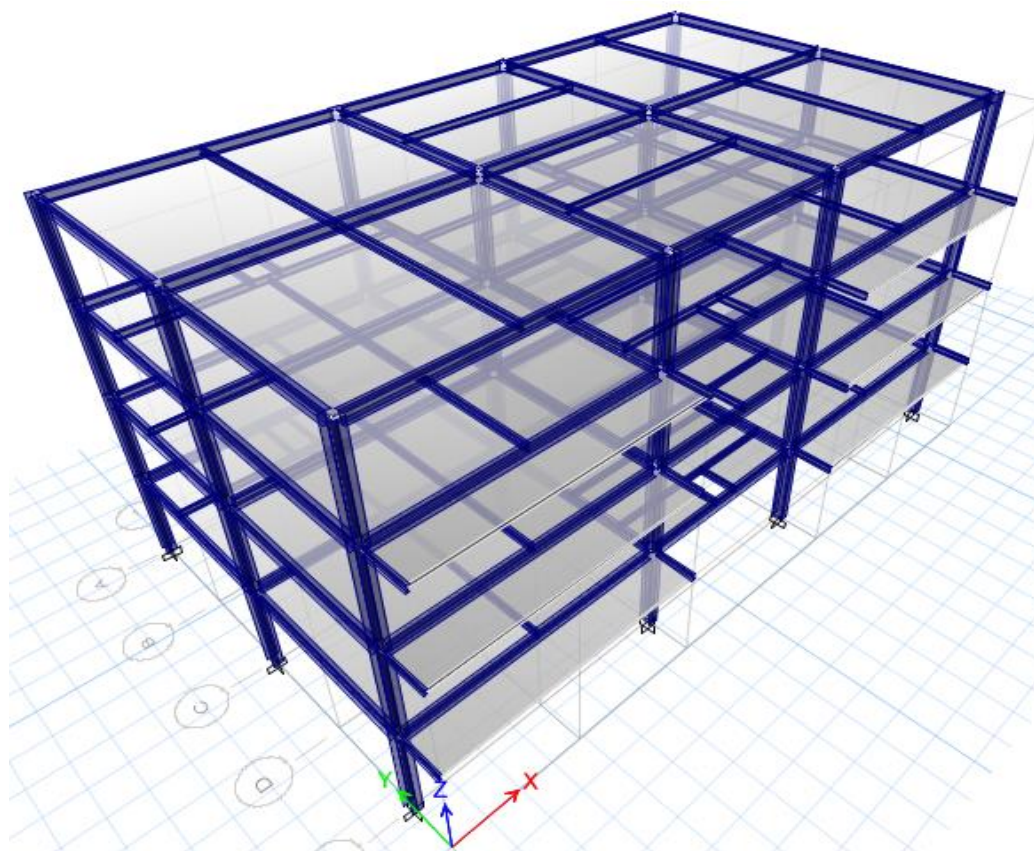


Figura D-1: Edificio de baja altura correspondiente a 4 niveles modelado y diseñado en ETABS.

– *Distribución de rigideces.*

Tabla D-2: Resultados de rigideces del edificio de baja altura.

ENTREPISO	BAJA ALTURA			
	Rx (tonf/cm)	Ry (tonf/cm)	%Rx	%Ry
4	22.99	29.17		
			116.60	133.18
3	26.80	38.84		
			105.18	114.67
2	28.19	44.54		
			153.27	179.34
1	43.21	79.88		

– *Punto de desempeño.*

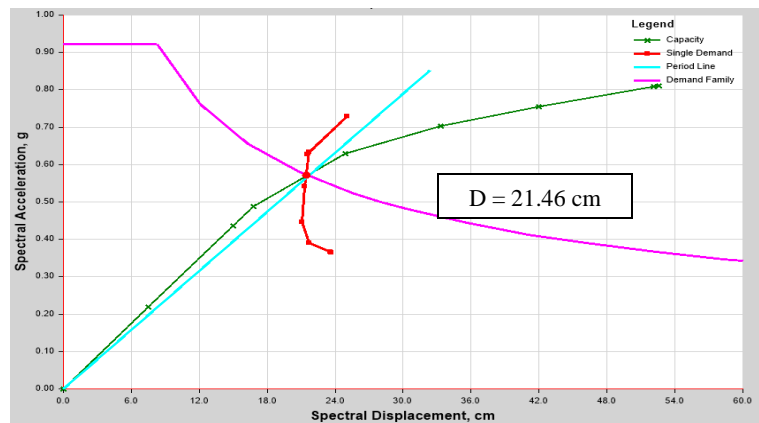


Figura D-2: Punto de desempeño en dirección X (Patrón de carga basado en la NTDS).

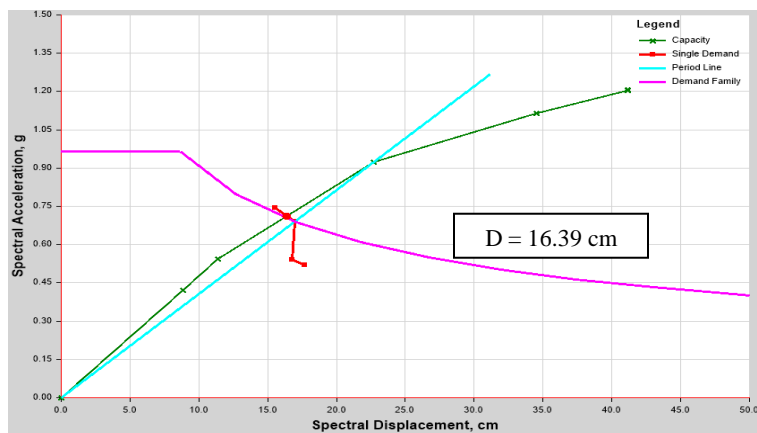


Figura D-3: Punto de desempeño en dirección Y (Patrón de carga basado en la NTDS).

Se selecciona el punto de desempeño de la dirección X, dado que es el que posee un mayor grado de inestabilidad, convirtiéndolo en el más desfavorable.

Tabla D-3: Límites desplazamientos de la estructura de baja altura y desplazamiento en el punto de desempeño.

Altura del edificio (cm)	Eje	Cortante basal (ton)	Desplazamiento en el punto de desempeño (cm)	Desplazamiento máximo permitido (cm)			
				NTDS	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al Colapso
				$0.02h_{sx}$	$0.007h_{sx}$	$0.025h_{sx}$	$0.05h_{sx}$
1280	X	214.21	21.46	25.6	8.96	32.0	64.0

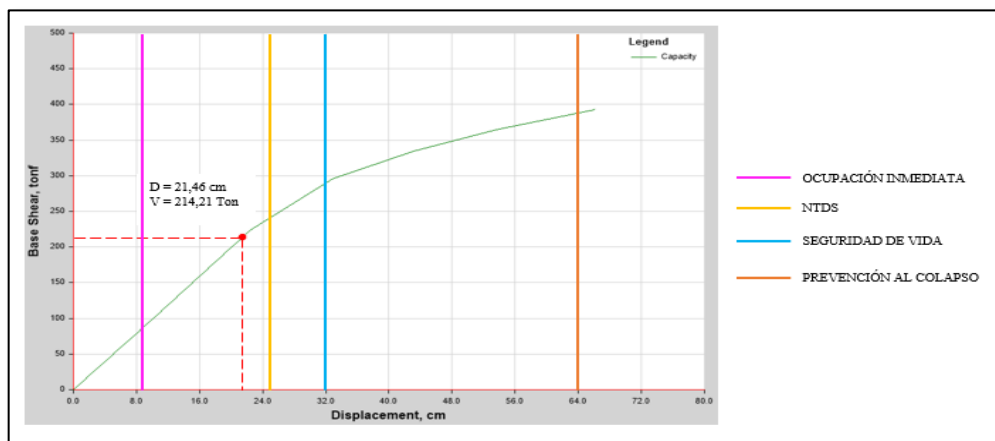


Figura D-4: Niveles de desempeños en el edificio de baja altura.

– Mecanismos de fallas cercanos al punto de desempeño

Todas las rótulas plásticas se encuentran en la parte inferior de las columnas bases y se presentan en el nivel de Seguridad de Vida, cumpliendo con el objetivo de desempeño.

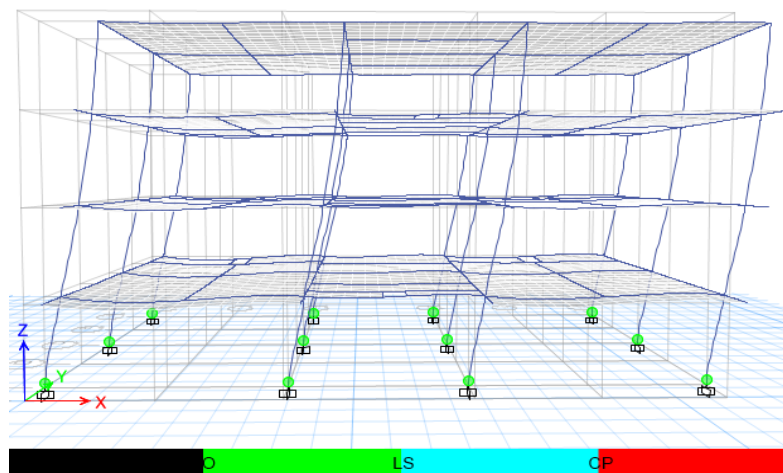


Figura D-5: Rótulas plásticas en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS)

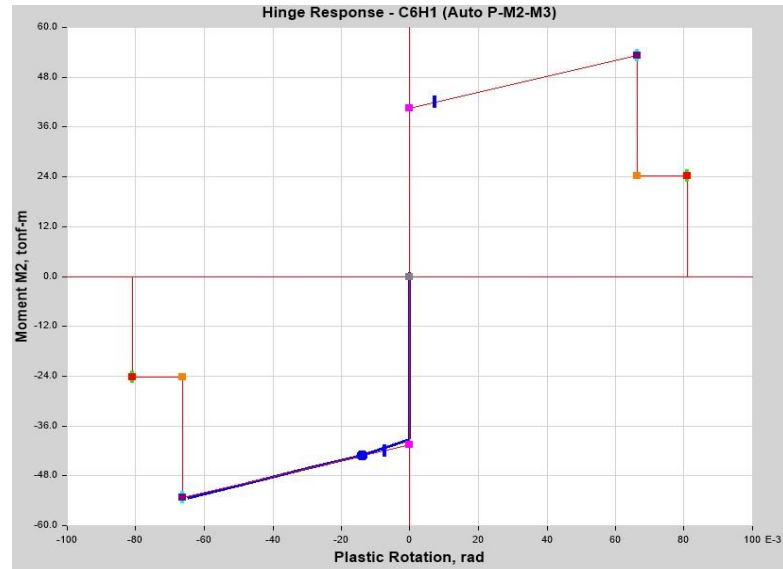


Figura D-6: Curva momento-rotación de rótula de columna en punto de desempeño.

– Mecanismos de fallas en el desplazamiento máximo

Cuando el edificio alcanza el desplazamiento máximo en el eje desfavorable, tres rótulas han sobrepasado el límite establecido para prevención al colapso (ver figura D-8), pero, no han sobrepasado su momento máximo, como se observa en la figura D-7.

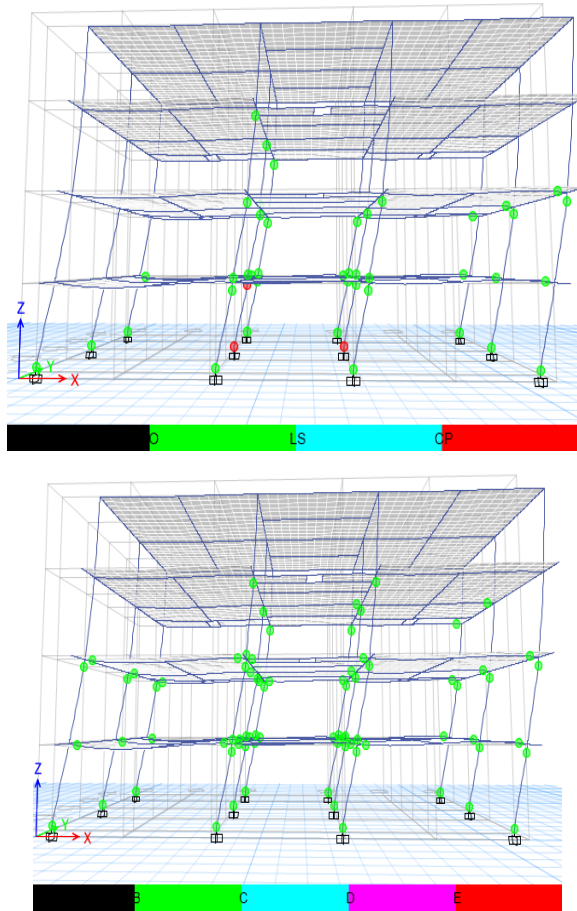


Figura D-7: Rótulas plásticas en el desplazamiento máximo del edificio (Patrón de carga basado en la NTDS).

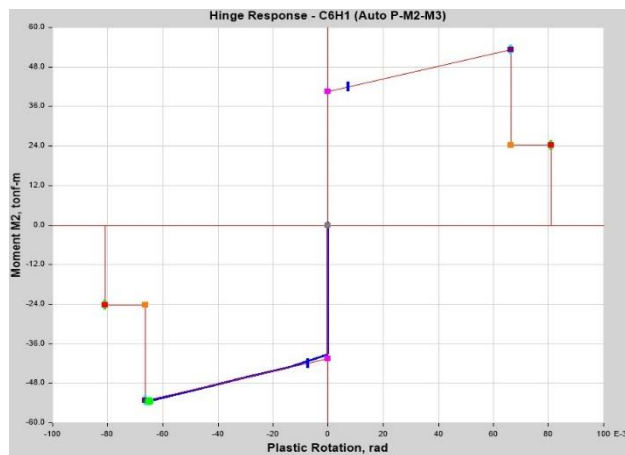


Figura D-8: Curva momento-rotación de rótula de columna en desplazamiento máximo.

Edificio de mediana altura.

– Secciones y modelo.

Tabla D-4: Elementos obtenidos del diseño mediante el método por desempeño sísmico.

VIGAS		COLUMNAS	ARRIOSTRAMIENTOS
PRIMARIAS	SECUNDARIAS		
W12x70	W10x45	W14x159	C9x20

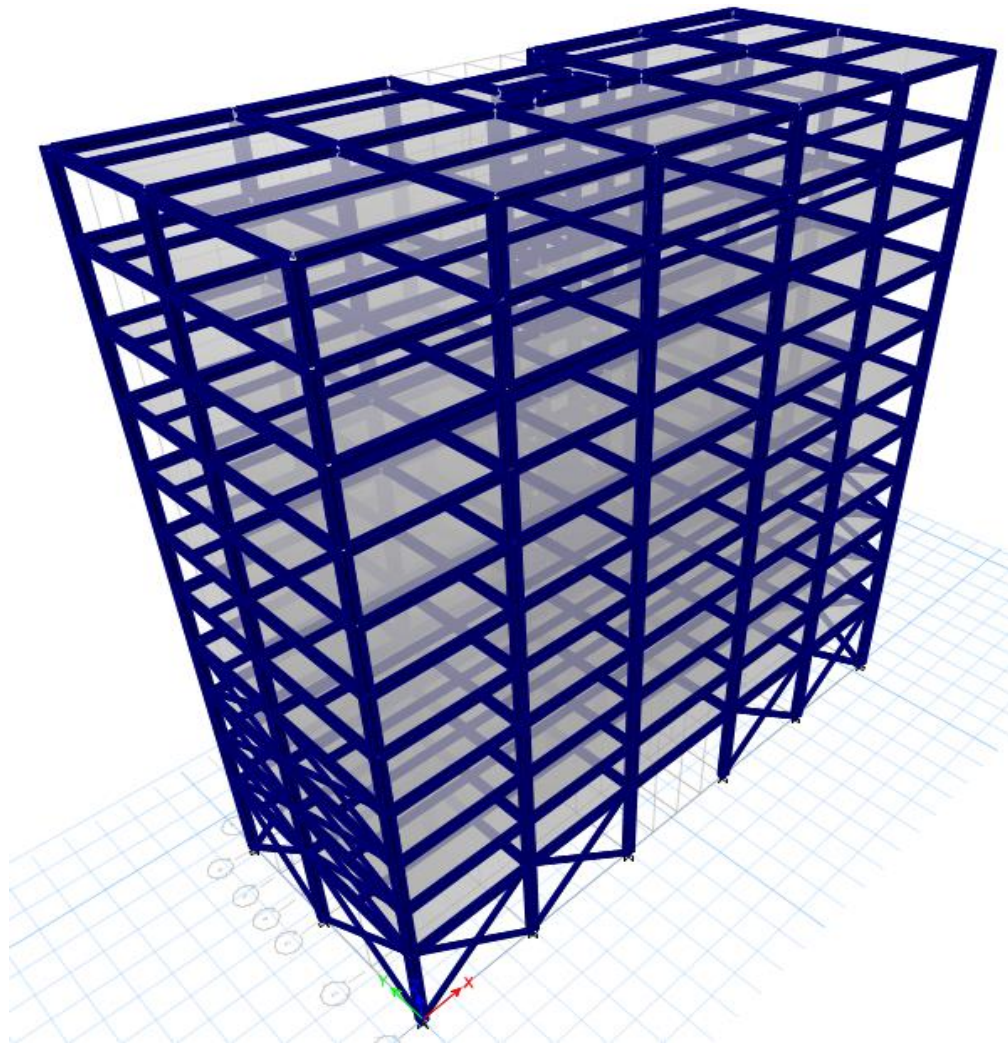


Figura D-9: Edificio de mediana altura correspondiente a 11 niveles modelado y diseñado en ETABS.

– *Distribución de rigideces.*

Tabla D-5: Resultados de rigideces del edificio de mediana altura.

ENTREPISO	MEDIANA ALTURA			
	Rx (tonf/cm)	Ry (tonf/cm)	%Rx	%Ry
11	63.45	42.77		
			137.45	123.43
10	87.21	52.79		
			104.29	101.44
9	90.95	53.55		
			101.40	102.18
8	92.22	54.72		
			100.93	102.25
7	93.08	55.95		
			101.03	102.27
6	94.04	57.22		
			101.53	104.95
5	95.48	60.05		
			103.01	127.53
4	98.35	76.58		
			111.59	553.75
3	109.75	424.06		
			136.72	132.87
2	150.05	563.44		
			262.42	135.62
1	393.76	415.44		

– Punto de desempeño.

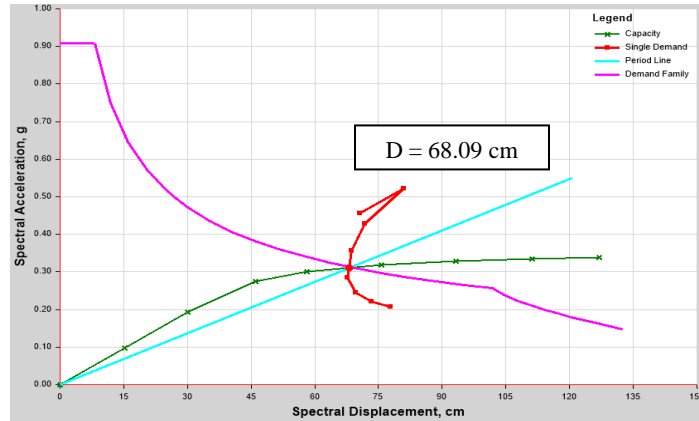


Figura D-10: Punto de desempeño en dirección X (Patrón de carga basado en la NTDS).

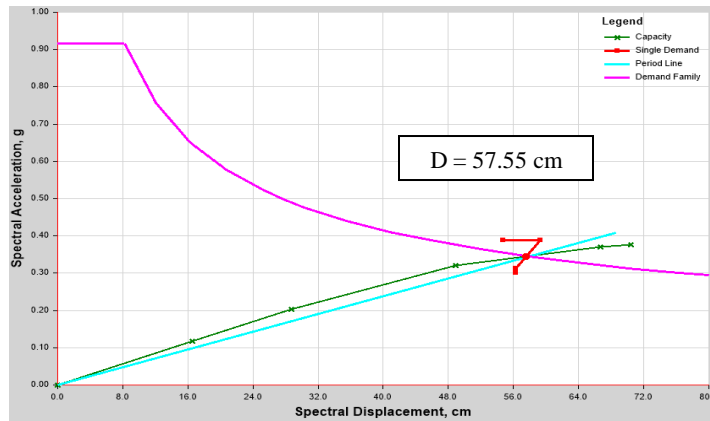


Figura D-11: Punto de desempeño en dirección Y (Patrón de carga basado en la NTDS).

Se selecciona el punto de desempeño de la dirección X, dado que es el que posee un mayor grado de inestabilidad, convirtiéndolo en el más desfavorable.

Tabla D-6: Límites desplazamientos de la estructura de mediana altura y desplazamiento en el punto de desempeño.

Altura del edificio (cm)	Eje	Cortante basal (ton)	Desplazamiento en el punto de desempeño (cm)	Desplazamiento máximo permitido (cm)			
				NTDS	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al Colapso
				$0.015h_{sx}$	$0.007h_{sx}$	$0.025h_{sx}$	$0.05h_{sx}$
4100	X	914.42	68.09	61.5	28.7	102.5	205.0

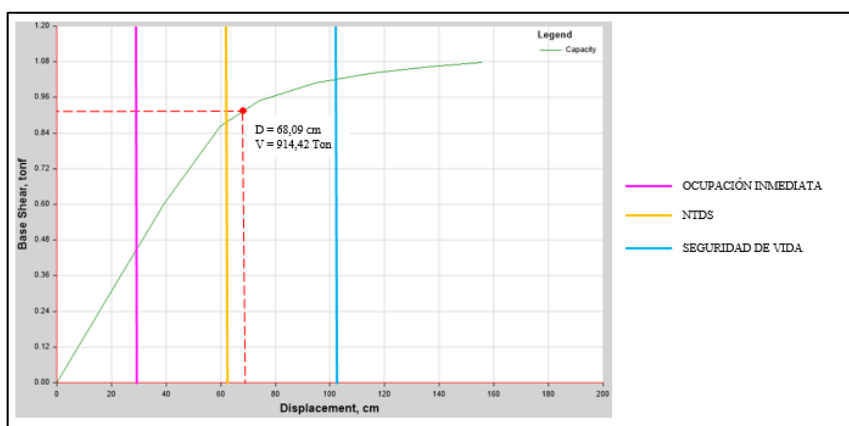


Figura D-12: Niveles de desempeños en el edificio de mediana altura.

– Mecanismos de fallas cercanos al punto de desempeño

En distintos niveles del edificio varias rótulas plásticas han fluido y se presenta en el nivel de Seguridad de Vida, por lo tanto, este nivel es el que determina en qué estado se encuentran estos mecanismos de falla. Los mecanismos de fallas se forman en más de la mitad de los niveles presentes en el edificio, rodeando el vano para ascensores y escaleras.

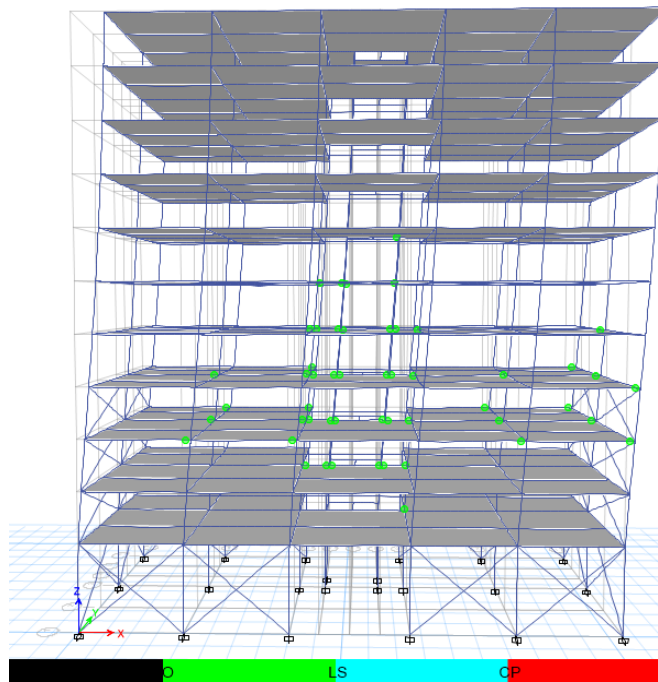


Figura D-13: Rótulas plásticas en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).

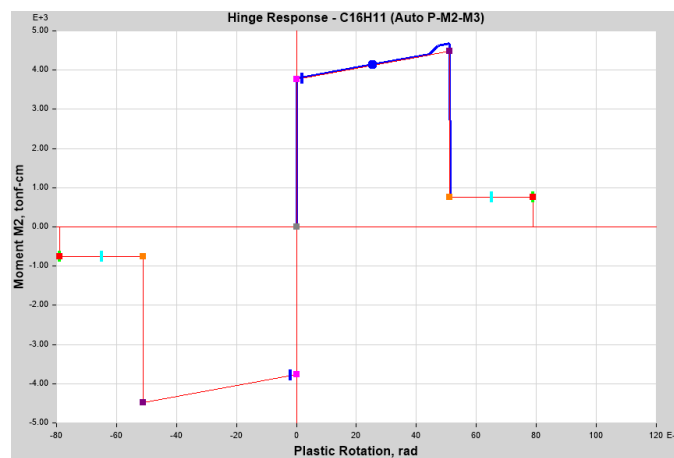


Figura D-14: Curva momento-rotación de rótula de columna en punto de desempeño.

- *Mecanismos de fallas en el desplazamiento máximo*

Cuando el edificio alcanza su desplazamiento máximo, varias rótulas han sobrepasado el límite establecido para prevención al colapso, pero pocas de éstas superan al máximo momento respectivo (ver figura D-15), ocurriendo una descarga de momentos hasta el 20% del momento de fluencia y mayor rotación plástica de la generada en el momento máximo.

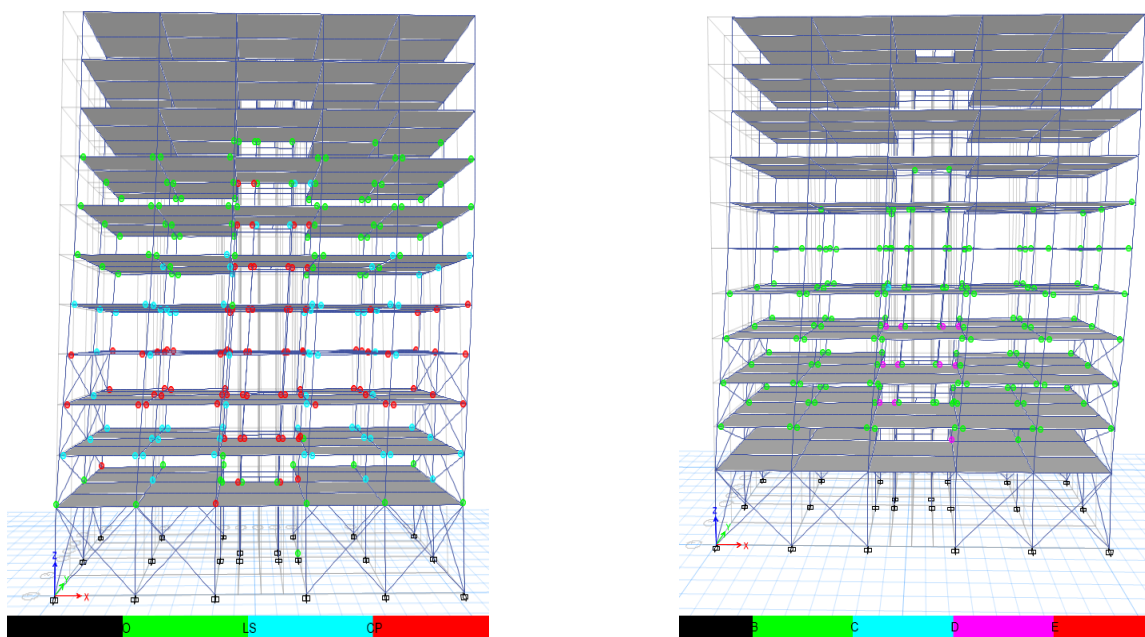


Figura D-15: Rótulas plásticas en el desplazamiento máximo del edificio (Patrón de carga basado en la NTDS).

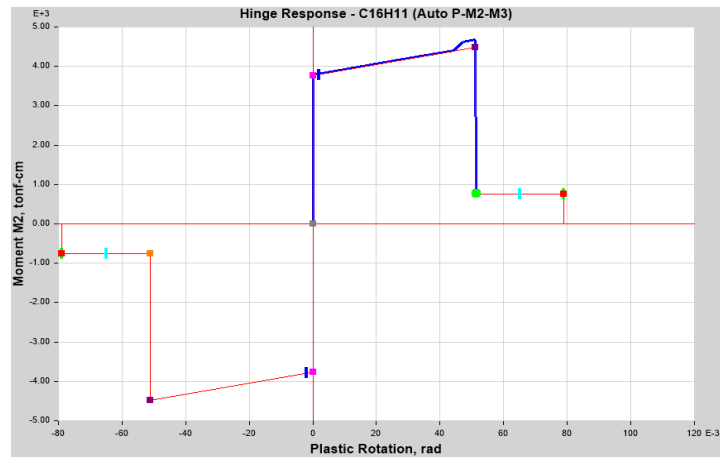


Figura D-16: Curva momento-rotación de rótula de columna en desplazamiento máximo.

Edificio de gran altura.

- Secciones y modelo.

Tabla D-7: Elementos obtenidos del diseño mediante el método por desempeño sísmico.

VIGAS		COLUMNAS		ARRIOSTRAMIENTOS
PRIMARIAS	SECUNDARIAS	PRIMER ENTREPISO	ENTREPISOS SUPERIORES	
W12x72	W12x45	W14X233*	W14X145	C9x20

*= Sección utilizada hasta el sexto entrepiso.

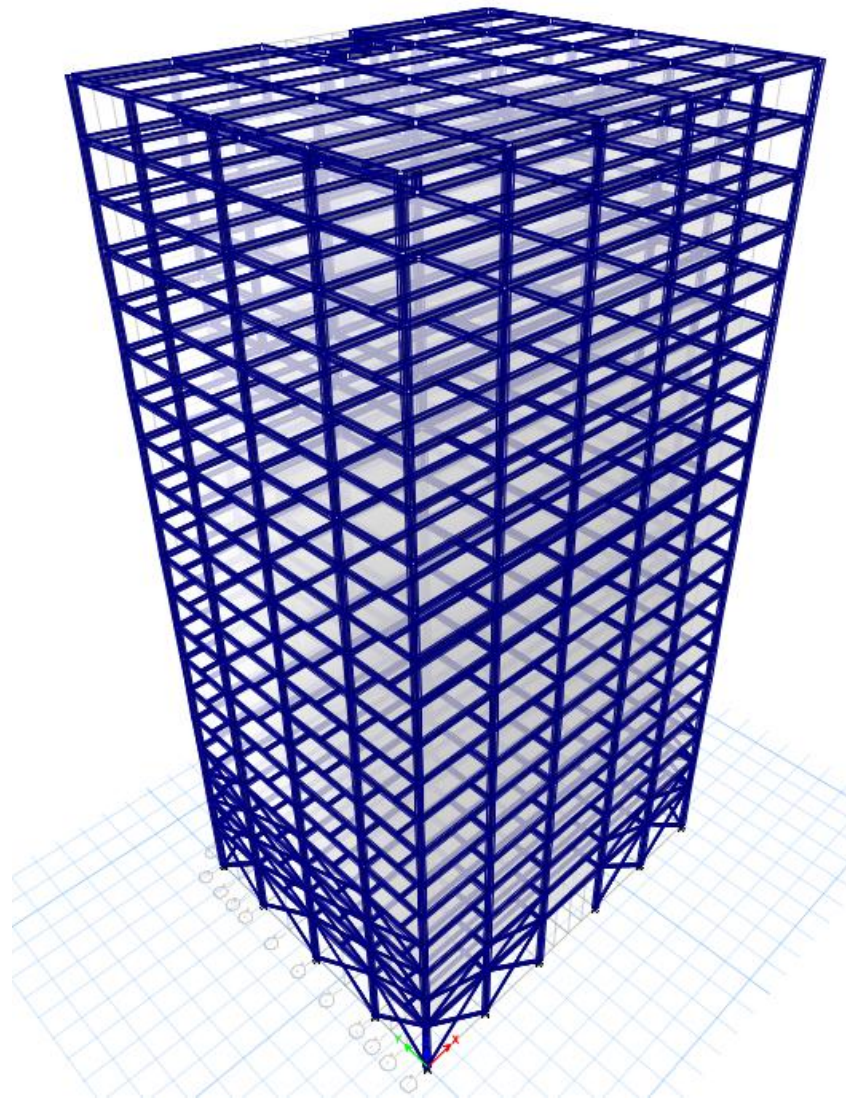


Figura D-17: Edificio de gran altura correspondiente a 20 niveles modelado y diseñado en ETABS.

– *Distribución de rigideces.*

Tabla D-8: Resultados de rigideces del edificio de gran altura.

ENTREPISO	GRAN ALTURA			
	Rx (tonf/cm)	Ry (tonf/cm)	%Rx	%Ry
20	142.49	75.40		
			107.95	154.50
19	153.82	116.49		
			104.71	106.84
18	161.06	124.46		
			103.48	101.96
17	166.67	126.90		
			102.56	101.66
16	170.94	129.01		
			101.97	101.41
15	174.30	130.83		
			101.57	101.11
14	177.04	132.28		
			101.32	101.06
13	179.38	133.68		
			101.15	101.09
12	181.44	135.14		
			101.05	101.09
11	183.34	136.61		
			100.99	101.12
10	185.16	138.14		
			100.97	101.21
9	186.96	139.81		
			100.99	101.37
8	188.82	141.73		
			101.10	101.87
7	190.89	144.38		
			101.37	104.31
6	193.51	150.60		
			102.88	124.88
5	199.08	188.07		
			110.00	454.68
4	218.98	855.12		

			131.27	130.44
3	287.46	1115.39		
			240.93	105.75
2	692.58	1179.51		
			111.89	71.20
1	774.92	839.85		

– Punto de desempeño.

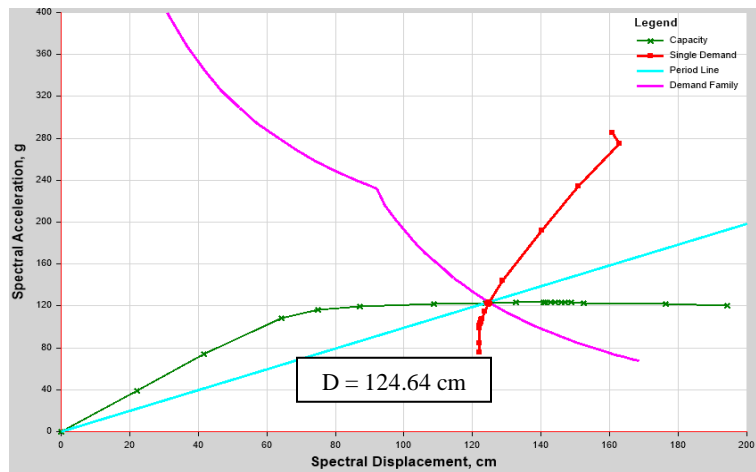


Figura D-18: Punto de desempeño en dirección X (Patrón de carga basado en la NTDS).

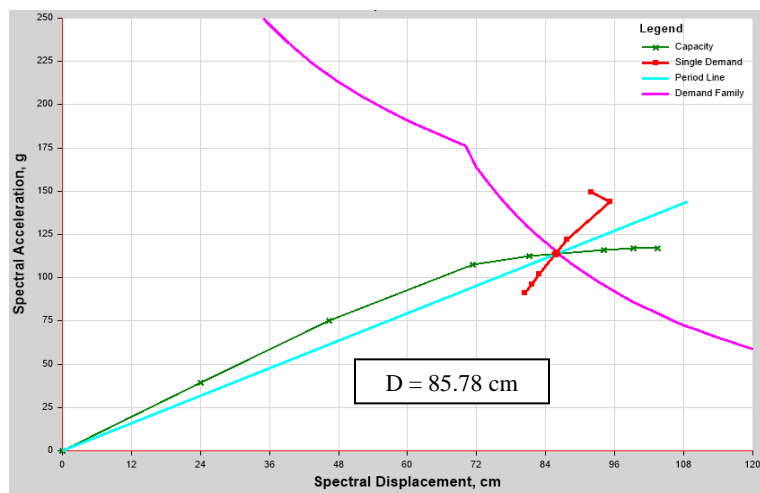


Figura D-19: Punto de desempeño en dirección Y (Patrón de carga basado en la NTDS).

Se selecciona el punto de desempeño de la dirección X, dado que es el que posee un mayor grado de inestabilidad, convirtiéndolo en el más desfavorable.

Tabla D-9: Límites desplazamientos de la estructura de gran altura y desplazamiento en el punto de desempeño.

Altura del edificio (cm)	Eje	Cortante basal (ton)	Desplazamiento en el punto de desempeño (cm)	Desplazamiento máximo permitido (cm)			
				NTDS	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al Colapso
				$0.015h_{sx}$	$0.007h_{sx}$	$0.025h_{sx}$	$0.05h_{sx}$
7250	X	1296.40	124.64	108.75	50.75	181.25	362.50

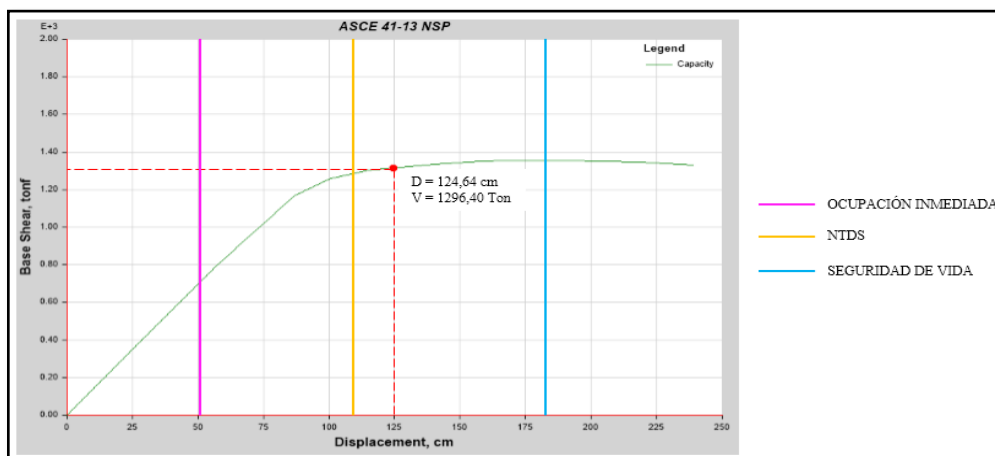


Figura D-20: Niveles de desempeños en el edificio de gran altura.

– *Mecanismos de fallas cercanos al punto de desempeño*

Las rótulas plásticas fluidas se presentan en el nivel de Seguridad de Vida, cumpliendo con el objetivo de desempeño.

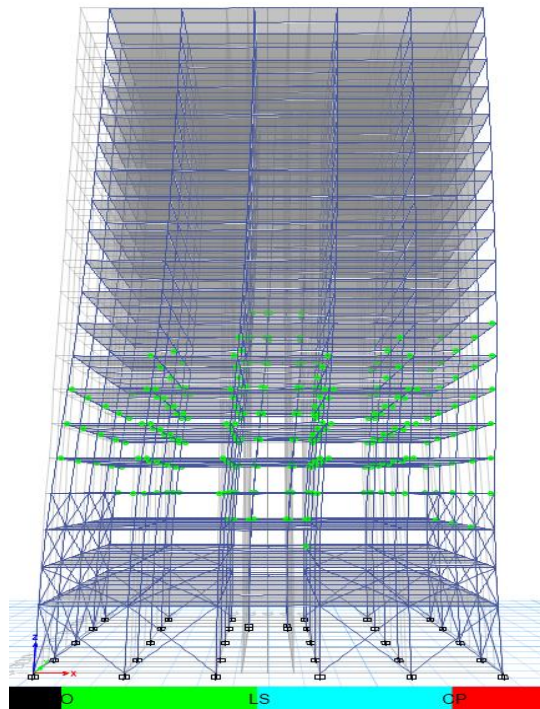


Figura D-21: Rótulas plásticas en el punto de desempeño (Patrón de carga basado en la NTDS).

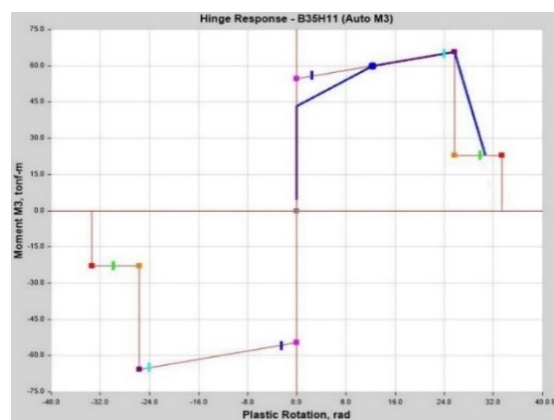


Figura D-22: Curva momento-rotación de rótula de viga en punto de desempeño.

- *Mecanismos de fallas en el desplazamiento máximo*

Cuando el edificio alcanza su desplazamiento máximo en el eje “X”, cuatro de las cinco rótulas plásticas que superan el límite establecido para prevención al colapso se generan en columnas cercanos a los vanos de ascensores (ver figura D-23) que además superan el momento máximo de curvatura, presentando una de ellas en la figura D-24. La mayoría de niveles intermedios presentan rótulas, las cuales no superan el límite de Seguridad de Vida.

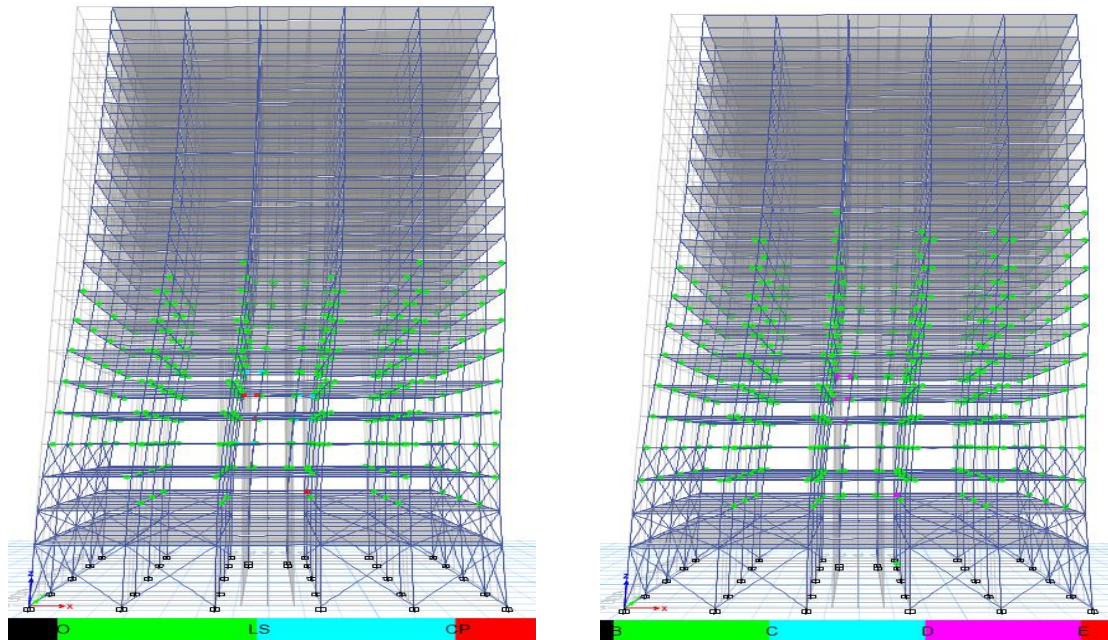


Figura D-23: Rótulas plásticas en el desplazamiento máximo del edificio (Patrón de carga basado en la NTDS).

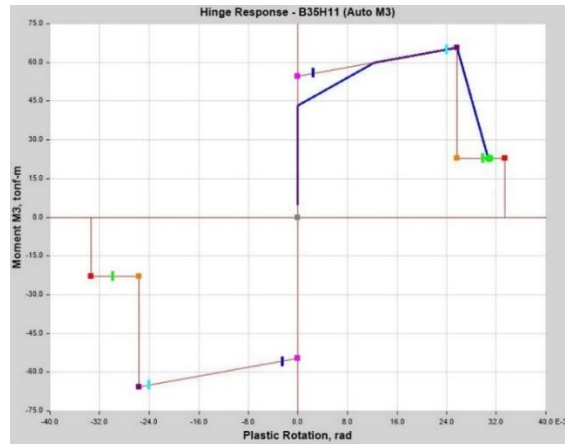


Figura D-24: Curva momento-rotación de rótula de viga en desplazamiento máximo.

ANEXO E

EJEMPLO DE APLICACIÓN: LOCALIZACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO EN BASE A LOS PROCEDIMIENTOS DE LA METODOLOGÍA DE ESPECTRO DE CAPACIDAD.

Para la determinación del punto de desempeño, se hace uso de la curva Pushover en formato de coordenadas espectrales ($S_a - S_d$) obtenida del programa ETABS para el edificio de gran altura según el patrón de la NTDS en la dirección más desfavorable "X". Además, se utiliza el espectro de demanda con un amortiguamiento del 5% generado por el programa. En la figura E-1 se muestra graficadas ambas curvas, el espectro de demanda y el espectro de capacidad.

Dado que en todos estos procedimientos se parte de un punto de asunción que podría ser el punto de desempeño, se asumirá dicho punto basado en el resultado obtenido por el programa, verificando si cumple con los límites y requerimientos que establecen los procedimientos. El punto de desempeño producido en el programa se localizó dentro de las coordenadas (0.12126g, 129.05 cm), por lo tanto, este será tomado como punto inicial de prueba (a_{pi}, d_{pi}).

De la tabla II-9 se establece que para un periodo largo ($T = 4.905$ seg) en una estructura nueva el tipo de comportamiento estructural es del tipo B.

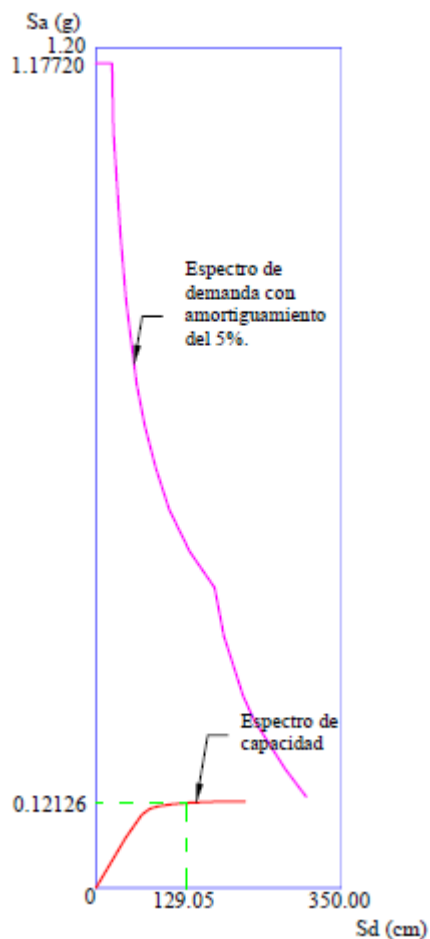


Figura E-1: Espectro de demanda y espectro de capacidad.

Procedimiento A.

Se reduce el espectro de demanda con amortiguamiento del 5% usando los factores de reducción descritos en la tabla II-8, donde los valores mínimos permitidos para un tipo de comportamiento B son $SR_A = 0.44$ y $SR_V = 0.56$.

El espectro de respuesta con amortiguamiento del 5% es representado por las expresiones que se muestran en la figura E-2, por lo tanto para obtener dicho espectro de demanda reducido se multiplican las coordenadas espectrales S_a , S_d que forman el espectro de respuesta por los factores de reducción (ver figura E-3).

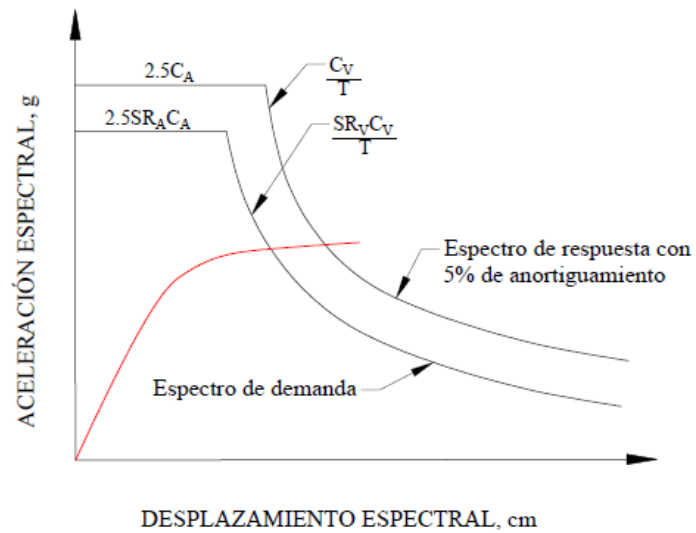


Figura E-2: Expresiones para determinar el espectro de demanda reducido.

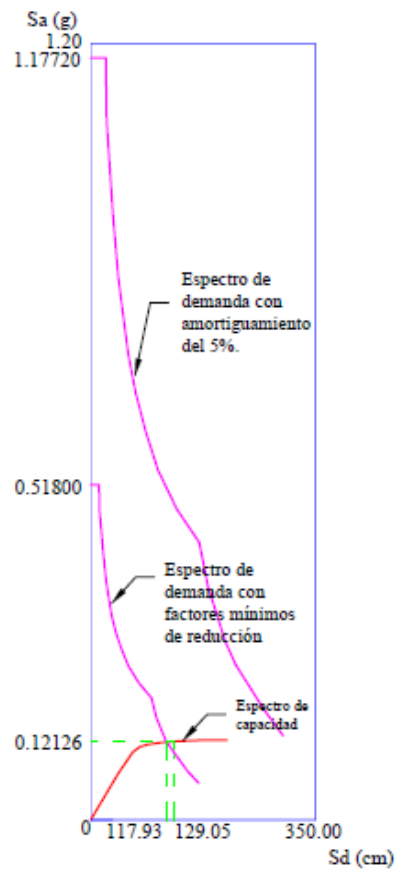


Figura E-3: Espectro de demanda con factores mínimos de reducción.

$$0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$$

$$122.6 \leq 117.93 \leq 135.50$$

Al graficar el espectro de demanda mínimo reducido se observa que el punto de desempeño está entre ambos espectros, lo cual hasta el momento es un resultado favorable. Pero al verificar la ubicación del punto de desempeño obtenido en la intersección espectro de demanda y la curva de capacidad, este no se encuentra dentro del intervalo aceptable del $\pm 5\%$, en consecuencia, se determinan los factores de reducción mediante sus ecuaciones correspondientes.

Se desarrolla una representación bilineal de la curva de capacidad (ver figura E-4), en este caso se tomó de alternativa utilizar como herramienta para su cálculo el programa AutoCAD, se proyectó rigidez inicial de la estructura y se igualaron las áreas que se forman por la recta a partir del punto de prueba con la intersección de línea de rigidez inicial (0.1595 cm-g) y, se localizó el punto de fluencia ($a_y = 0.11000g, d_y = 66.86 \text{ cm}$).

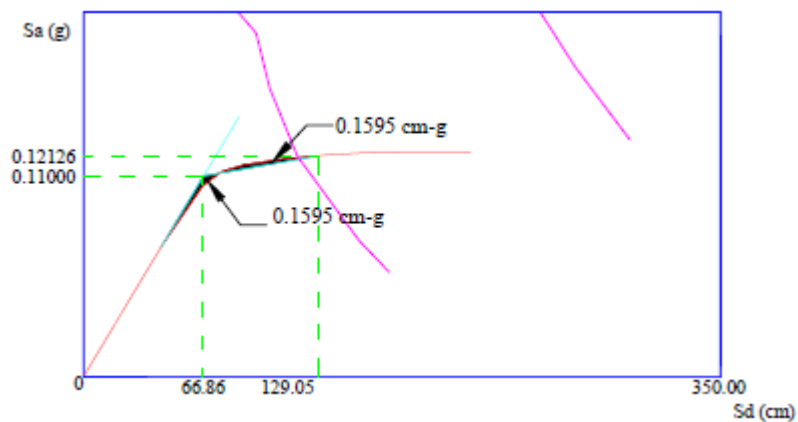


Figura E-4: Representación bilineal.

Utilizando las ecuaciones EC. II-24 y EC. II-25 se obtienen los factores de reducción SR_A y SR_V ,

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln \left[\frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \right]}{2.12} + 5$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln \left[\frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \right]}{1.65} + 5$$

El factor k se obtiene de la tabla II-7, el cual depende del valor del amortiguamiento histerético (EC. II-22) y del tipo de comportamiento estructural.

$$\beta_o = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$$

$$\beta_o = \frac{63.7((0.11000 \times 129.05) - (66.86 \times 0.12126))}{(0.12126 \times 129.05)}$$

$$\beta_o = 24.78 \%$$

Dado que el amortiguamiento histerético β_o es menor al 25% y es un tipo B en comportamiento estructural, entonces $k = 0.67$. Por lo tanto:

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln \left[\frac{63.7(0.67)((0.11000 \times 129.05) - (66.86 \times 0.12126))}{(0.12126 \times 129.05)} \right]}{2.12} + 5$$

$$SR_A = 0.61$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln \left[\frac{63.7(0.67)((0.11000 \times 129.05) - (66.86 \times 0.12126))}{(0.12126 \times 129.05)} \right]}{1.65} + 5$$

$$SR_V = 0.46$$

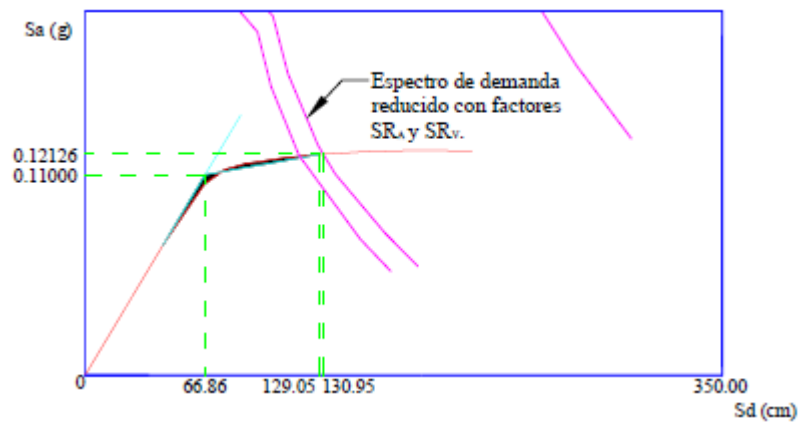


Figura E-5: Espectro de demanda reducido y punto de intersección con espectro de capacidad.

$$0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$$

$$122.6 \leq 130.95 \leq 135.50$$

Obtenido la relación de los puntos dentro del intervalo del $\pm 5\%$, se garantiza que el punto **129.05 cm, 0.121260** es el punto de desempeño.

Procedimiento B.

Se dibuja una familia de espectros de demanda reducidos con amortiguamientos de 5%, 10%, 15%, 20% y 25% además del espectro de capacidad (ver figura E-6). Posteriormente, se establece el punto inicial de asunción de desempeño el cual es de 0.121260g, 129.05cm.

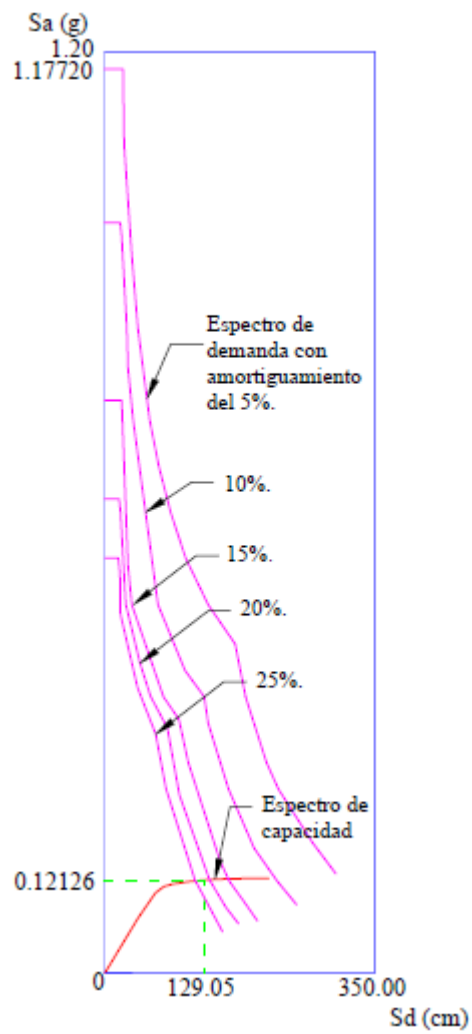


Figura E-5: Espectros de demandas con amortiguamientos.

Se desarrolla una representación bilineal del espectro de capacidad, como se ilustra en la figura E-6, siguiendo los pasos descritos en el procedimiento A, el cual generó un punto de fluencia (0.11000g, 66.86 cm).

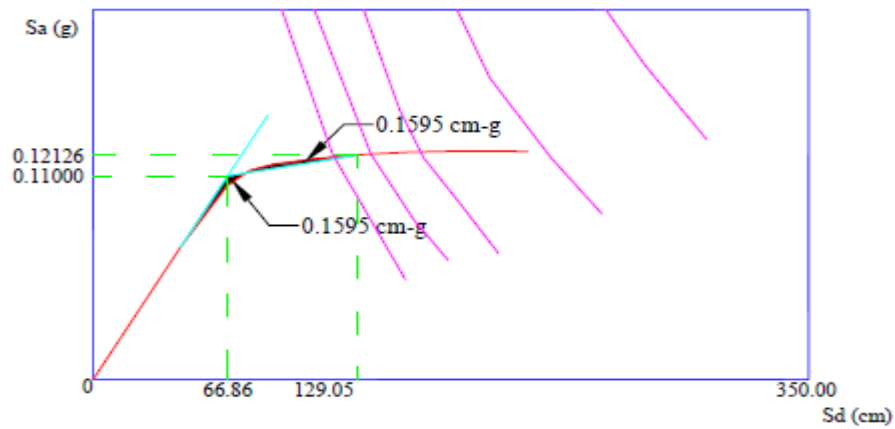


Figura E-6: Representación bilineal.

Se calculan valores de amortiguamiento efectivo para varios desplazamientos (d_{pi}^*) cercanos al punto de interacción seleccionado ($a_{pi} = 0.12126g$, $d_{pi} = 129.05cm$), para ello se hace uso de las ecuaciones establecidas en el ATC-40 en su sección 8.2.2.1.3.

Donde:

$$a_{pi}^* = \frac{(a_{pi} - a_y)(d_{pi}^* - d_y)}{d_{pi} - d_y} + a_y$$

$$\beta_{eff} = \frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5$$

Por ejemplo, se selecciona el punto $d_{pi}^* = 132cm$ y se obtiene el punto a_{pi}^* .

$$a_{pi}^* = \frac{(0.12126 - 0.11000)(132.00 - 66.86)}{129.05 - 66.86} + 0.11000$$

$$a_{pi}^* = 0.12179$$

Entonces:

$$\beta_{eff} = \frac{63.7(0.67)((0.11000 \times 132.00) - (66.86 \times 0.12179))}{(0.12179 \times 132.00)} + 5$$

$$\beta_{eff} = 21.9299 \%$$

Posteriormente, se plotea dicho punto $d_{pi}^* = 132\text{cm}$, $\beta_{eff} = 21.93\%$ en el gráfico donde se ubica la familia de espectros de demanda y el espectro de capacidad. De la misma manera se hace con los puntos d_{pi}^* , β_{eff} mostrados en la tabla E-1 y, finalmente se conectan dichos creando una línea de demanda, donde la intersección de esta línea con el espectro de capacidad define el punto de desempeño (ver figura E-7).

Tabla E-1: Valores de a_{pi} y β_{eff} .

d_{pi}^* (cm)	a_{pi}^* (g)	β_{eff}
120.00	0.11962	20.4674
124.00	0.12035	20.9964
128.00	0.12107	21.4835
132.00	0.12179	21.9299
136.00	0.12252	22.3360
140.00	0.12324	22.7116
144.00	0.12397	23.0535

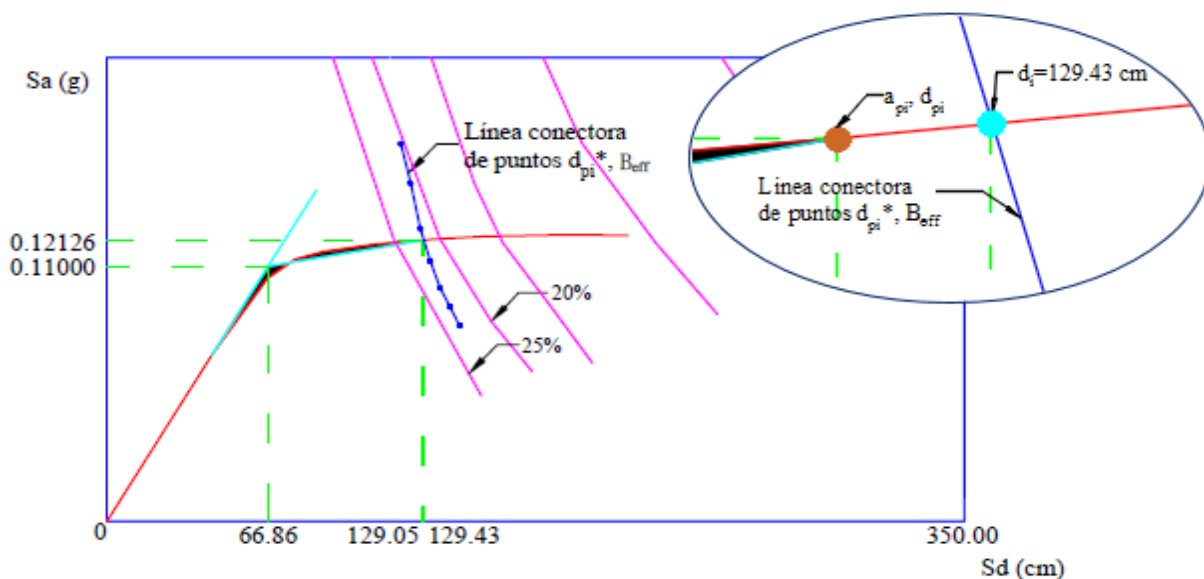


Figura E-7: Demanda establecida por puntos d_{pi}^* , B_{eff} .

El punto donde la línea de demanda intercepta al espectro de capacidad, se localiza en un desplazamiento $d_i = 129.43$.

Por lo tanto:

$$0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$$

$$122.6 \leq 129.43 \leq 135.50$$

*Obtenido la relación de los puntos, se garantiza que el punto **129.05 cm, 0.121260** es el punto de desempeño.*

Procedimiento C.

Partiendo de la figura del procedimiento B en el cual se realiza la representación bilineal, se establecen las líneas 1 y 2 (ver figura E-8). La línea 1 es la correspondiente a la rigidez inicial, que parte desde el origen hasta interceptar con el espectro del 5% de amortiguamiento, la línea 2 parte desde el origen hasta el punto inicial de prueba (a_{pi}, d_{pi}) .

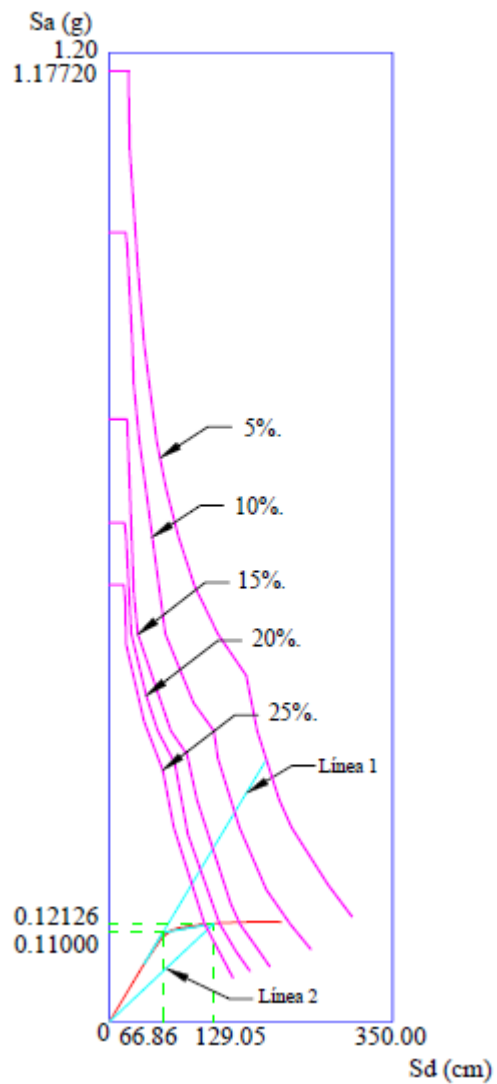


Figura E-8: Espectros de demandas con amortiguamientos y líneas 1 y 2.

Calculando los radios de pendiente y utilizando la tabla II-11 para un tipo de comportamiento B, se determina el amortiguamiento efectivo.

$$\frac{[(a_{pi}/a_y) - 1]}{[(d_{pi}/d_y) - 1]} = \frac{[(0.12126/0.11000) - 1]}{[(129.05/66.86) - 1]} \approx 0.1$$

$$(d_{pi}/d_y) = (129.05/66.86) \approx 2.0$$

$$\beta_{eff} = 22.00 \% \text{ OK!}$$

Se reduce el espectro de demanda con dicho Amortiguamiento y se traza la línea 3, uniendo la intersección de la línea 1 con el espectro de demanda reducido al 5% y la intersección de la línea 2 con el espectro de demanda reducido con el amortiguamiento efectivo. En la intersección de la línea 3 con el espectro de capacidad se obtiene un d_{pi} de 128.11 cm (ver figura E-9).

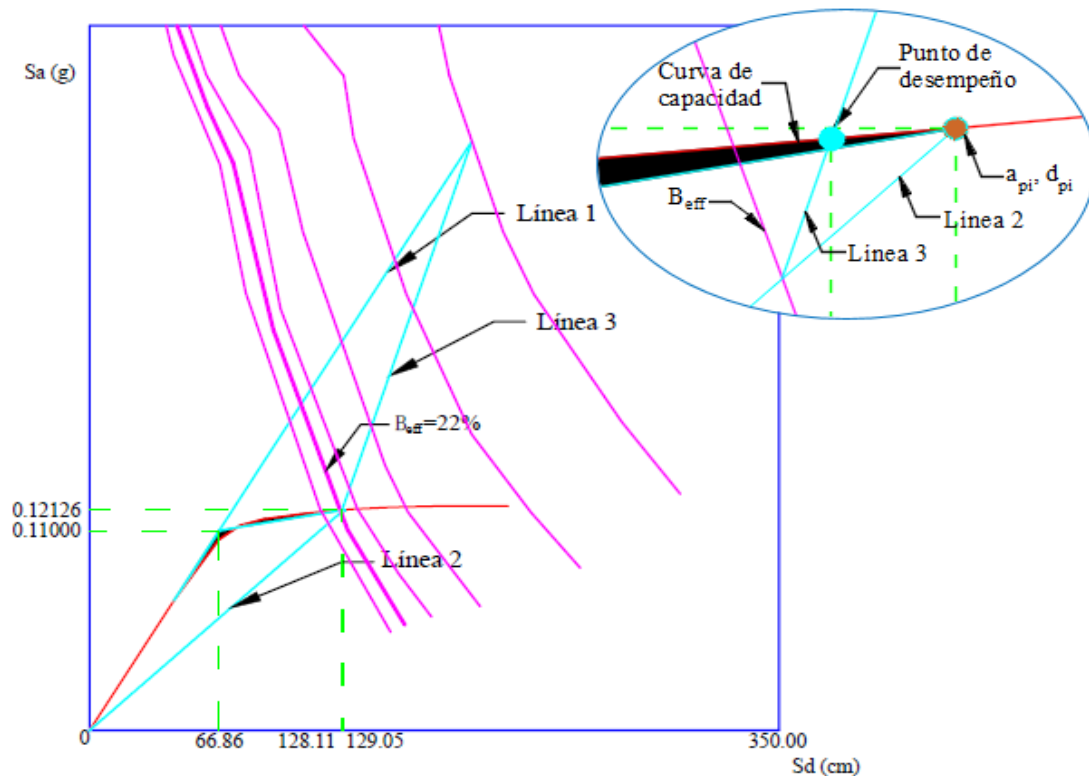


Figura E-9: Espectro de demanda reducido con amortiguamiento efectivo y trazo de línea 3.

Por lo tanto:

$$0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$$

$$122.6 \leq 128.11 \leq 135.50$$

Obtenido la relación de los puntos, se garantiza que el punto **129.05 cm, 0.121260** es el punto de desempeño.