



**Comportamiento no lineal de pórticos de acero con diagonales concéntricas y
excéntricas.**

Pilatasig Caizaguano Julia Edith

Vicerrectorado de Investigación, Innovación y transferencia de Tecnología

Centro de Posgrados

Maestría de Investigación en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras

Trabajo de Titulación, previo a la obtención del Título de Magíster en
Ingeniería Civil con Mención en Estructuras

Ing. Aguiar Falconí, Roberto Rodrigo, PhD

14 de diciembre de 2022



TESIS MAESTRIA - JULIA P. ESPE- POSGRADO

Scanned on: 18:10 March 24, 2022 UTC



Firmado electrónicamente por:
LEIDEN ROMULO
ANATTA JACOME



Overall Similarity Score



Results Found



Total Words in Text

Identical Words	1355
Words with Minor Changes	231
Paraphrased Words	650
Omitted Words	0



Firmado electrónicamente por:
ROBERTO RODRIGO
WASHINGTON AGUIAR
FALCONI

Ing. Roberto Rodrigo, Aguiar Falconí, Ph.D.

CC: 1703641827



Vicerrectorado de Investigación, Innovación y

Transferencia de Tecnología

Centro de Posgrados

Certificación

Certifico que el trabajo de titulación, **Comportamiento no lineal de pórticos de acero con diagonales concéntricas y excéntricas** fue realizado por la **Ing. Julia Edith Pilatasig Caizaguano** y analizado en su totalidad por la herramienta de verificación de similitud de contenido; por lo tanto cumple con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, razón por la cual me permito acreditar y autorizar para que lo sustente públicamente.

Sangolquí, 13 de diciembre de 2022



Ing. Roberto Rodrigo, Aguiar Falconí, Ph.D.

CC: 1703641827



Vicerrectorado de Investigación, Innovación y

Transferencia de Tecnología

Centro de Posgrados

Responsabilidad de Autoría

Yo, **Pilatasig Caizaguano Julia Edith** con cédula de ciudadanía n° 1722578166, declaro que el contenido, ideas y criterio del trabajo de titulación: **Comportamiento no lineal de pórticos de acero con diagonales concéntricas y excéntricas** es de mi autoría y responsabilidad, cumpliendo con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos, y metodologías por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, respetando los derechos intelectuales de terceros y referenciando las citas bibliográficas.

Sangolquí, 13 de diciembre de 2021



Firmado electrónicamente por:
JULIA EDITH
PILATASIG
CAIZAGUANO

Ing. Pilatasig Caizaguano, Julia Edith

CC: 1722578166



VICERRECTORADO DE INVESTIGACIÓN, INNOVACIÓN Y

TRANSFERENCIA DE TECNOLOGÍA

CENTRO DE POSGRADOS

Autorización de Publicación

Yo, **Pilatasig Caizaguano Julia Edith**, con cédula de ciudadanía n°1722578166, autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar el trabajo de titulación: **Comportamiento no lineal de pórticos de acero con diagonales concéntricas y excéntricas** en el Repositorio Institucional, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi responsabilidad.

Sangolquí, 13 de diciembre de 2021



Firmado electrónicamente por:
JULIA EDITH
PILATASIG
CAIZAGUANO

Ing. Pilatasig Caizaguano, Julia Edith

CC: 1722578166

Dedicatoria

Dedicamos este trabajo a nuestra hermosa hija, digo dedicamos (en plural) porque sin Brian no habría sido posible, gracias, amor.

A Briana, la razón de nuestra existencia y el sentido de cada uno de nuestros días, te amamos con todas nuestras fuerzas, contigo mi chiquita al infinito y más allá.

Julia

Agradecimiento

Agradezco infinitamente a Dios por todas las cosas que me ha mostrado en este camino, por las personas que he podido conocer en este proceso, pero sobre todo por esta linda experiencia que hemos compartido en nuestro gran equipo de tres, gracias,

Señor por tus bendiciones, Briana y Brian los amo.

Gracias a mi familia, mis padres, hermanas, sobrinos y cuñados por sus ánimos incansables, gracias también señora Lupita por el apoyo.

Julia

Índice

Dedicatoria.....	6
Agradecimiento.....	7
Índice	8
Índice de Tablas	12
Índice de Figuras	13
Resumen	35
Abstract.....	36
Capítulo 1 Generalidades	37
Antecedentes	37
Pórticos de momento	39
Arriostramientos concéntricos.....	41
Arriostramientos excéntricos.....	42
Planteamiento del problema.....	43
Macro.....	44
Meso.....	45
Micro.....	45
Justificación de la importancia de la investigación.....	45
Alcance	47
Objetivos	48
Objetivo general.....	48

	9
Objetivos específicos	48
Hipótesis	49
Capítulo 2 Marco Teórico.....	50
Marco Legal	50
Marco referencial.....	51
Filosofía convencional del diseño sismo resistente	51
Análisis no lineal de estructuras.....	51
Análisis por desempeño.....	53
Fundamento teórico del comportamiento de pórticos a momento	54
Fundamento teórico del comportamiento de pórticos con arriostramientos concéntricos	55
Fundamento teórico del comportamiento de pórticos con arriostramientos excéntricos	56
Trabajos relacionados (estado del arte)	57
Trabajos relacionados con análisis no lineal de pórticos	57
Trabajos relacionados con análisis y diseño de pórticos de acero	59
Trabajos relacionados con análisis no lineal de pórticos con diagonales concéntricas	60
Trabajos relacionados con análisis no lineal de pórticos con diagonales excéntricas	62
Trabajos relacionados con el Sistema de Computación CEINCI-LAB	64
Recomendaciones Especiales para el Diseño Sismorresistente.....	65
Pórticos Especiales a Momento	65

	10
Pórticos con Arriostramientos Concéntricos.....	70
Pórticos con Arriostramientos Excéntricos	75
Capítulo 3 Metodología de la Investigación	80
Diseño de la Investigación.....	80
Descripción de la geometría de los pórticos de análisis.....	83
Diseño basado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015	86
Materiales	86
Estados de carga	86
Combinaciones de carga	89
Parámetros de diseño sísmico	90
Control de fuerzas que llegan a la unión de las diagonales.....	92
Diseño estructural de los pórticos en análisis.....	94
Análisis Estático No Lineal (Pushover).....	143
Determinación del punto de desempeño sísmico de los pórticos en base a la metodología del ASCE/SEI 41-17	151
Capítulo 4 Resultados y Discusión	154
Resultados del análisis estático lineal	154
Propiedades dinámicas de los pórticos	154
Respuestas del análisis estático lineal para la aplicación de cargas laterales	159
Parámetros de demanda vs capacidad a flexión y axial con las envolventes de las combinaciones de carga	187
Parámetros de demanda vs capacidad a flexión y axial	214

	11
Análisis Estático No Lineal	239
Curvas de Capacidad	239
Mecanismos de falla y secuencia de formación de rótulas plásticas	245
Cálculo del punto de desempeño	306
Conclusiones	308
Recomendaciones	311
Referencias	312
Anexos	322

Índice de Tablas

Tabla 1 Provisiones Sísmicas en Sistemas Resistentes De Cargas Laterales.	39
Tabla 2 Propiedades del material.....	86
Tabla 3 Carga muerta de losa tipo en kgf/m ²	88
Tabla 4 Cargas permanentes y carga viva.	89
Tabla 5 Parámetros sísmicos para espectros de diseño.	90
Tabla 6 Descripción de variables para programación en CEINCI-LAB.	97
Tabla 7 Funciones para el diseño de estructuras en base a la NEC-15 con CEINCI-LAB.	99
Tabla 8 Funciones para el desarrollo de Pushover en CEINCI-LAB.....	101
Tabla 9 Secciones de pórticos de acero sin diagonales.	140
Tabla 10 Secciones de pórticos de acero con arriostramientos concéntricos en V invertida y en X en múltiples pisos.....	141
Tabla 11 Secciones de pórticos de acero con diagonales excéntricas y elemento de enlace articulado y empotrado de 0.75 m, 1.25 m y 1.75 m de longitud.....	142
Tabla 12 Animaciones de Secuencias de rótulas y Pushover de las 27 tipologías de estudio.	301
Tabla 13 Resumen de resultados y definición del nivel de desempeño de las 27 tipologías de estudio.	307

Índice de Figuras

Figura 1 Gráfico Esfuerzo vs Deformación de una barra de acero sometida a tracción	52
Figura 2 Diagrama de Histéresis típico esperado.....	55
Figura 3 Pórticos con diagonales concéntricas.....	56
Figura 4 Pórticos con arriostramientos excéntricos.....	57
Figura 5 Esquema de pórticos de análisis	81
Figura 6 Pórticos en planta	81
Figura 7 Esquema de pórticos de acero resistentes a momento.....	84
Figura 8 Esquema de pórticos con arriostramientos concéntricos en forma de V invertida.	84
Figura 9 Esquema de pórticos con arriostramientos concéntricos en forma de X en múltiples pisos.....	85
Figura 10 Pórticos de acero con arriostramientos excéntricos y elementos de enlace central.	85
Figura 11 Esquema conceptual para cargas.....	87
Figura 12 Espectro para la ciudad de Quito y suelo tipo D.....	91
Figura 13 Representación gráfica "Caso a", aplicación de máximas fuerzas esperadas debido a la capacidad de las diagonales; a) Pórticos con diagonales concéntricas en V invertida; b) Pórticos con diagonales concéntricas en X en múltiples pisos.	93
Figura 14 Representación gráfica "Caso b" aplicación de fuerza esperada a tracción y fuerza esperada a compresión posterior al pandeo; a) Pórticos con diagonales concéntricas en V invertida; b) Pórticos con diagonales concéntricas en X en múltiples pisos.....	94
Figura 15 Diagrama de flujo de diseño para estructuras sin arriostramientos.	102

Figura 16 Diagrama de flujo para análisis estático no lineal de estructuras sin arriostramientos.....	105
Figura 17 Diagrama de flujo para diseño de sistemas con arriostramientos concéntricos en forma de V invertida y X en múltiples pisos.	108
Figura 18 Diagrama de flujo para análisis estático no lineal de estructuras con arriostramientos concéntricos en V invertida y en X en múltiples pisos.	118
Figura 19 Diagrama de flujo para diseño de sistemas con arriostramientos excéntricos y elementos de enlace con conexiones articuladas y empotradas.....	123
Figura 20 Diagrama de flujo para análisis estático no lineal de estructuras con arriostramientos excéntricos y elementos de enlace con conexiones articuladas y empotradas.	134
Figura 21 Modelos de No Linealidad del material.	144
Figura 22 Modelo de análisis no lineal (Pushover) en OpenSees.	145
Figura 23 Zonas de plasticidad concentrada y zonas rígidas en vigas y columnas. ...	146
Figura 24 Pórticos con diagonales concéntricas.	146
Figura 25 Modelo de plasticidad concentrada para el análisis estático no lineal (Pushover) en OpenSees.	147
Figura 26 Zonas de plasticidad concentrada para diagonales, a) conexión viga-columna, b) conexión en nudo medio de la viga.	148
Figura 27 Modelo de plasticidad concentrada para estructuras con arriostramientos excéntricos y elementos de enlace.....	149
Figura 28 Propiedades de los material considerados para el modelo de OpenSees; a) Material para elementos con comportamiento elástico; b) Constitutiva para zonas de daño en columnas; c) Constitutiva para zonas de daño en vigas; d) Material para zonas de daño en diagonales de acero.	150

Figura 29 Esquema del proceso para estimar el desplazamiento objetivo mediante el método de los coeficientes.	151
Figura 30 Modos de vibrar de la estructura de acero sin diagonales a) Estructura de 4 pisos, b) Estructura de 8 pisos, c) Estructura de 12 pisos.....	155
Figura 31 Modos de vibrar de la estructura de acero con diagonales concéntricas en forma de V invertida a) Estructura de 4 pisos, b) Estructura de 8 pisos, c) Estructura de 12 pisos.....	155
Figura 32 Modos de vibrar de la estructura de acero con diagonales concéntricas en forma de X en varios pisos a) Estructura de 4 pisos, b) Estructura de 8 pisos, c) Estructura de 12 pisos.....	156
Figura 33 Modos de vibrar de la estructura de acero con diagonales excéntricas con elemento de enlace de 0.75 m, articulado a) Estructura de 4 pisos, b) Estructura de 8 pisos, c) Estructura de 12 pisos.....	156
Figura 34 Modos de vibrar de la estructura de acero con diagonales excéntricas con elemento de enlace de 1.25 m, articulado a) Estructura de 4 pisos, b) Estructura de 8 pisos, c) Estructura de 12 pisos.....	157
Figura 35 Modos de vibrar de la estructura de acero con diagonales excéntricas con elemento de enlace de 1.75 m, articulado a) Estructura de 4 pisos, b) Estructura de 8 pisos, c) Estructura de 12 pisos.....	157
Figura 36 Modos de vibrar de la estructura de acero con diagonales excéntricas con elemento de enlace de 0.75 m, empotrado a) Estructura de 4 pisos, b) Estructura de 8 pisos, c) Estructura de 12 pisos.....	158
Figura 37 Modos de vibrar de la estructura de acero con diagonales excéntricas con elemento de enlace de 1.25 m, empotrado a) Estructura de 4 pisos, b) Estructura de 8 pisos, c) Estructura de 12 pisos.....	158

Figura 38 Modos de vibrar de la estructura de acero con diagonales excéntricas con elemento de enlace de 1.75 m, empotrado a) Estructura de 4 pisos, b) Estructura de 8 pisos, c) Estructura de 12 pisos.....	159
Figura 39 Respuesta del análisis lineal de estructura de 4 pisos a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso.	160
Figura 40 Respuesta del análisis lineal de estructura de 8 pisos a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso.	161
Figura 41 Respuesta del análisis lineal de estructura de 12 pisos a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso.	162
Figura 42 Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 4 pisos con diagonales concéntricas en forma de V invertida a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso.....	163
Figura 43 Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 8 pisos con diagonales concéntricas en forma de V invertida a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso.....	164
Figura 44 Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 12 pisos con diagonales concéntricas en forma de V invertida a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso.....	165
Figura 45 Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 4 pisos con diagonales concéntricas en forma de X en varios pisos a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante de piso.....	166
Figura 46 Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 8 pisos con diagonales concéntricas en forma de X en varios pisos a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso.....	167

- Figura 47** Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 12 pisos con diagonales concéntricas en forma de X en varios pisos a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso..... 168
- Figura 48** Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 4 pisos con diagonales excéntricas y enlace articulado de 0.75 m a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso 169
- Figura 49** Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 8 pisos con diagonales excéntricas y enlace articulado de 0.75 m a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso. 170
- Figura 50** Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 12 pisos con diagonales excéntricas y enlace articulado de 0.75 m a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso. 171
- Figura 51** *Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 4 pisos con diagonales excéntricas y enlace articulado de 1.25 m a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso. 172*
- Figura 52** Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 8 pisos con diagonales excéntricas y enlace articulado de 1.25 m a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso 173
- Figura 53** Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 12 pisos con diagonales excéntricas y enlace articulado de 1.25 m a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante de piso 174
- Figura 54** Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 4 pisos con diagonales excéntricas y enlace articulado de 1.75 m a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante de piso. 175

Figura 55 Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 8 pisos con diagonales excéntricas y enlace articulado de 1.75 m a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante de piso	176
Figura 56 Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 12 pisos con diagonales excéntricas y enlace articulado de 1.75 m a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso	177
Figura 57 Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 4 pisos con diagonales excéntricas y enlace empotrado de 0.75 m a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso.....	178
Figura 58 Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 8 pisos con diagonales excéntricas y enlace empotrado de 0.75 m a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso.....	179
Figura 59 Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 12 pisos con diagonales excéntricas y enlace empotrado de 0.75 m a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso.....	180
Figura 60 Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 4 pisos con diagonales excéntricas y enlace empotrado de 1.25 m a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso.....	181
Figura 61 Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 8 pisos con diagonales excéntricas y enlace empotrado de 1.25 m a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso.....	182
Figura 62 Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 12 pisos con diagonales excéntricas y enlace empotrado de 1.25 m a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso.....	183

Figura 63 Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 4 pisos con diagonales excéntricas y enlace empotrado de 1.75 m a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso.....	184
Figura 64 Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 8 pisos con diagonales excéntricas y enlace empotrado de 1.75 m a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso.....	185
Figura 65 Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 12 pisos con diagonales excéntricas y enlace empotrado de 1.75 m a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso.....	186
Figura 66 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura SMF de 4 pisos.	187
Figura 67 <i>Demanda vs Capacidad a Corte de estructura SMF de 4 pisos.</i>	187
Figura 68 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura SMF de 8 pisos.	188
Figura 69 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura SMF de 8 pisos.	189
Figura 70 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura SMF de 12 pisos.	189
Figura 71 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura SMF de 12 pisos.	190
Figura 72 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 4 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de V invertida.	191
Figura 73 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 4 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de V invertida.....	191
Figura 74 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 8 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de V invertida.	192
Figura 75 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 8 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de V invertida.....	192
Figura 76 <i>Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 12 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de V invertida.</i>	193

Figura 77 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 12 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de V invertida.....	193
Figura 78 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 4 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de X en varios pisos.	194
Figura 79 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 4 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de X en varios pisos.....	194
Figura 80 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 8 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de X en varios pisos.	195
Figura 81 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 8 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de X en varios pisos.....	195
Figura 82 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 12 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de X en varios pisos.	196
Figura 83 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 12 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de X en varios pisos.....	196
Figura 84 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m articulado.	197
Figura 85 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m articulado.....	197
Figura 86 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m articulado.	198
Figura 87 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m articulado.....	198
Figura 88 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m articulado.	199

Figura 89 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m articulado.....	199
Figura 90 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m articulado.	200
Figura 91 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m articulado.....	200
Figura 92 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m articulado.	201
Figura 93 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m articulado.....	201
Figura 94 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m articulado.	202
Figura 95 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m articulado.....	202
Figura 96 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m articulado.	203
Figura 97 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m articulado.....	203
Figura 98 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m articulado.	204
Figura 99 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m articulado.....	204
Figura 100 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m articulado.	205

Figura 101 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m articulado.	205
Figura 102 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m empotrado.	206
Figura 103 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m empotrado.	206
Figura 104 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m empotrado.	207
Figura 105 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m empotrado.	207
Figura 106 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m empotrado.	208
Figura 107 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m empotrado.	208
Figura 108 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m empotrado.	209
Figura 109 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m empotrado.	209
Figura 110 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m empotrado.	210
Figura 111 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m empotrado.	210
Figura 112 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m empotrado.	211

Figura 113 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m empotrado.	211
Figura 114 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m empotrado.	212
Figura 115 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m empotrado.	212
Figura 116 Demanda vs Capacidad Flexo-Axial de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m empotrado.	213
Figura 117 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m empotrado.	213
Figura 118 Demanda vs Capacidad Flexo-Axial de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m empotrado.	214
Figura 119 Demanda vs Capacidad a corte de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m empotrado.	214
Figura 120 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 4 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de V invertida.	215
Figura 121 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 4 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de V invertida.	215
Figura 122 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 8 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de V invertida.	216
Figura 123 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 8 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de V invertida.	216
Figura 124 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 12 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de V invertida.	217

Figura 125 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 12 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de V invertida	217
Figura 126 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 4 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de X en varios pisos.	218
Figura 127 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 4 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de X en varios pisos.....	218
Figura 128 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 8 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de X en varios pisos.	219
Figura 129 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 8 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de X en varios pisos.....	219
Figura 130 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 12 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de X en varios pisos.	220
Figura 131 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 12 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de X en varios pisos.	220
Figura 132 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m articulado.	221
Figura 133 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m articulado.....	221
Figura 134 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m articulado.	222
Figura 135 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m articulado.....	222
Figura 136 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m articulado.	223

Figura 137 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m articulado.	223
Figura 138 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m articulado	224
Figura 139 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m articulado.....	224
Figura 140 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m articulado.	225
Figura 141 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m articulado.....	225
Figura 142 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m articulado.	226
Figura 143 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m articulado.	226
Figura 144 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m articulado.	227
Figura 145 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m articulado.....	227
Figura 146 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m articulado.	228
Figura 147 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m articulado.....	228
Figura 148 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m articulado.	229

Figura 149 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m articulado.	229
Figura 150 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m empotrado.....	230
Figura 151 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m empotrado.	230
Figura 152 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m empotrado.	231
Figura 153 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m empotrado.	231
Figura 154 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m empotrado.	232
Figura 155 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m empotrado.	232
Figura 156 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m empotrado.	233
Figura 157 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m empotrado.	233
Figura 158 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m empotrado.	234
Figura 159 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m empotrado.	234
Figura 160 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m empotrado.	235

Figura 161 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m empotrado.	235
Figura 162 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m empotrado.	236
Figura 163 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m empotrado.	236
Figura 164 Demanda vs Capacidad Flexo-Axial de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m empotrado.	237
Figura 165 Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m empotrado.	237
Figura 166 Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m empotrado.	238
Figura 167 Demanda vs Capacidad a corte de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m empotrado.	238
Figura 168 Curvas de capacidad - Pórtico SMF de 3 vanos y 4,8,12 pisos.	239
Figura 169 Curva de capacidad - Pórtico SCBF (V invertida) de 3 vanos y 4,8,12 pisos.	240
Figura 170 Curva de capacidad - Pórtico SCBF (X) de 4,8,12 pisos.	241
Figura 171 Curvas de Capacidad – Pórtico EBF estructura de 4 pisos con elementos de enlace empotrado y articulado.	242
Figura 172 Curvas de Capacidad – Pórtico EBF estructura de 8 pisos con elementos de enlace empotrado y articulado.	243
Figura 173 Curvas de Capacidad – Pórtico EBF estructura de 12 pisos con elementos de enlace empotrado y articulado.	244
Figura 174 Estados límites de elementos.	245

Figura 175 Estructura de 4 pisos sin arriostramientos a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.	246
Figura 176 Curva de capacidad desplazamiento objetivo – SMF 4 pisos.....	247
Figura 177 Curva de capacidad desplazamiento último – SMF 4 pisos.	247
Figura 178 Estructura de 8 pisos sin arriostramientos a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.	248
Figura 179 Curva de capacidad desplazamiento objetivo – SMF 8 pisos.....	249
Figura 180 Curva de capacidad desplazamiento objetivo – SMF 8 pisos.....	249
Figura 181 Estructura de 12 pisos sin arriostramientos a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.	250
Figura 182 Curva de capacidad desplazamiento objetivo – SMF 12 pisos 3 vanos. ...	251
Figura 183 Curva de capacidad desplazamiento último – SMF 12 pisos 3 vanos.	251
Figura 184 Estructura de 4 pisos – SCBF en V invertida a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.	252
Figura 185 Curva de capacidad desplazamiento objetivo – SCBF V invertida 4 pisos.	253
Figura 186 Curva de capacidad desplazamiento último – SCBF V invertida 4 pisos..	253
Figura 187 Estructura de 8 pisos – SCBF en V invertida a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.	254
Figura 188 Curva de capacidad desplazamiento objetivo – SCBF V invertida 8 pisos.	255
Figura 189 Curva de capacidad desplazamiento último – SCBF V invertida 8 pisos..	255
Figura 190 Estructura de 12 pisos – SCBF en V invertida a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.	256

Figura 191 Curva de capacidad desplazamiento objetivo – SCBF V invertida 12 pisos.	257
Figura 192 Curva de capacidad desplazamiento último – SCBF V invertida 12 pisos.	257
Figura 193 Estructura de 4 pisos – SCBF en X a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.....	258
Figura 194 Curva de capacidad desplazamiento objetivo – SCBF en X 4 pisos 3 vanos.	259
Figura 195 Curva de capacidad desplazamiento último – SCBF en X 4 pisos 3 vanos.	259
Figura 196 Estructura de 8 pisos – SCBF en X a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.....	260
Figura 197 Curva de capacidad desplazamiento objetivo – SCBF en X 8 pisos.	261
Figura 198 Curva de capacidad desplazamiento último– SCBF en X 8 pisos.	261
Figura 199 Estructura de 12 pisos – SCBF en X a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.	262
Figura 200 Curva de capacidad desplazamiento objetivo – SCBF en X 12 pisos.	263
Figura 201 Curva de capacidad desplazamiento último – SCBF en X 12 pisos.	263
Figura 202 Estructura de 4 pisos – EBF enlace articulado de 0.75 m a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.	264
Figura 203 Curva de capacidad desplazamiento objetivo – EBF, elemento de enlace articulado L=0.75 m, 4 pisos.....	265
Figura 204 Curva de capacidad desplazamiento último – EBF, elemento de enlace articulado L=0.75 m, 4 pisos.....	265

Figura 205 Estructura de 8 pisos – EBF enlace articulado de 0.75 m a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.	266
Figura 206 Curva de capacidad desplazamiento objetivo – EBF, elemento de enlace articulado L=0.75 m, 8 pisos.....	267
Figura 207 Curva de capacidad desplazamiento último – EBF, elemento de enlace articulado L=0.75 m, 8 pisos.....	267
Figura 208 Estructura de 8 pisos – EBF enlace articulado de 0.75 m a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.	268
Figura 209 Curva de capacidad en desplazamiento objetivo – EBF, elemento de enlace articulado L=0.75 m, 12 pisos 3 vanos.	269
Figura 210 Curva de capacidad en desplazamiento último – EBF, elemento de enlace articulado L=0.75 m, 12 pisos 3 vanos.	269
Figura 211 Estructura de 4 pisos – EBF enlace articulado de 1.25 m a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.	270
Figura 212 Curva de capacidad desplazamiento objetivo – EBF, elemento de enlace articulado L=1.25 m, 4 pisos 3 vanos.	271
Figura 213 Curva de capacidad desplazamiento último – EBF, elemento de enlace articulado L=1.25 m, 4 pisos 3 vanos.	271
Figura 214 Estructura de 8 pisos – EBF enlace articulado de 1.25 m a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.	272

Figura 215 Curva de capacidad desplazamiento objetivo – EBF, elemento de enlace articulado L=1.25 m, 8 pisos 3 vanos.	273
Figura 216 Curva de capacidad desplazamiento último– EBF, elemento de enlace articulado L=1.25 m, 8 pisos 3 vanos.	273
Figura 217 Estructura de 12 pisos – EBF enlace articulado de 1.25 m a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.	274
Figura 218 Curva de capacidad desplazamiento objetivo – EBF, elemento de enlace articulado L=1.25 m, 12 pisos 3 vanos.	275
Figura 219 Curva de capacidad desplazamiento último – EBF, elemento de enlace articulado L=1.25 m, 12 pisos 3 vanos.	275
Figura 220 Estructura de 4 pisos – EBF enlace articulado de 1.75 m a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.	276
Figura 221 Curva de capacidad desplazamiento objetivo – EBF, elemento de enlace articulado L=1.75 m, 4 pisos 3 vanos.	277
Figura 222 Curva de capacidad desplazamiento último– EBF, elemento de enlace articulado L=1.75 m, 4 pisos 3 vanos.	277
Figura 223 Estructura de 8 pisos – EBF enlace articulado de 1.75 m a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.	278
Figura 224 Curva de capacidad desplazamiento objetivo – EBF, elemento de enlace articulado L=1.75 m, 8 pisos 3 vanos.	279
Figura 225 Curva de capacidad desplazamiento último – EBF, elemento de enlace articulado L=1.75 m, 8 pisos 3 vanos.	279

Figura 226 Estructura de 12 pisos – EBF enlace articulado de 1.75 m a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.	280
Figura 227 Curva de capacidad desplazamiento objetivo – EBF, elemento de enlace articulado L=1.75 m, 12 pisos 3 vanos.	281
Figura 228 Curva de capacidad desplazamiento último – EBF, elemento de enlace articulado L=1.75 m, 12 pisos 3 vanos.	281
Figura 229 Estructura de 4 pisos – EBF enlace empotrado de 0.75 m a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.	282
Figura 230 Curva de capacidad en desplazamiento objetivo – EBF, elemento de enlace empotrado L=0.75 m, 4 pisos 3 vanos.	283
Figura 231 Curva de capacidad en desplazamiento último– EBF, elemento de enlace empotrado L=0.75 m, 4 pisos 3 vanos.	283
Figura 232 Estructura de 8 pisos – EBF enlace empotrado de 0.75 m a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.	284
Figura 233 Curvas de capacidad desplazamiento objetivo – EBF, elemento de enlace empotrado L=0.75 m, 8 pisos 3 vanos.	285
Figura 234 Curvas de capacidad desplazamiento último – EBF, elemento de enlace empotrado L=0.75 m, 8 pisos 3 vanos.	285
Figura 235 Estructura de 12 pisos – EBF enlace empotrado de 0.75 m a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.	286

Figura 236 Curva de capacidad desplazamiento objetivo – EBF, elemento de enlace empotrado L=0.75 m, 12 pisos 3 vanos.....	287
Figura 237 Curva de capacidad desplazamiento último – EBF, elemento de enlace empotrado L=0.75 m, 12 pisos 3 vanos.....	287
Figura 238 Estructura de 4 pisos – EBF enlace empotrado de 1.25 m a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.	288
Figura 239 Curva de capacidad desplazamiento objetivo – EBF, elemento de enlace empotrado L=1.25 m, 4 pisos 3 vanos.....	289
Figura 240 Curva de capacidad desplazamiento último – EBF, elemento de enlace empotrado L=1.25 m, 4 pisos 3 vanos.....	289
Figura 241 Estructura de 8 pisos – EBF enlace empotrado de 1.25 m a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.	290
Figura 242 Curva capacidad desplazamiento objetivo – EBF, elemento de enlace empotrado L=1.25 m, 8 pisos 3 vanos.....	291
Figura 243 Curva capacidad desplazamiento último – EBF, elemento de enlace empotrado L=1.25 m, 8 pisos 3 vanos.....	291
Figura 244 Estructura de 12 pisos – EBF enlace empotrado de 1.25 m a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.	292
Figura 245 Curva de capacidad desplazamiento objetivo – EBF, elemento de enlace empotrado L=1.25 m, 12 pisos 3 vanos.....	293
Figura 246 Curva de capacidad desplazamiento último – EBF, elemento de enlace empotrado L=1.25 m, 12 pisos 3 vanos.....	293

Figura 247 Estructura de 4 pisos – EBF enlace empotrado de 1.75 m a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.	294
Figura 248 Curva de capacidad en desplazamiento objetivo – EBF, elemento de enlace empotrado L=1.75 m, 4 pisos 3 vanos.	295
Figura 249 Curva de capacidad en desplazamiento último – EBF, elemento de enlace empotrado L=1.75 m, 4 pisos 3 vanos.	295
Figura 250 Estructura de 8 pisos – EBF enlace empotrado de 1.75 m a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.	296
Figura 251 Curva de capacidad desplazamiento objetivo – EBF, elemento de enlace empotrado L=1.75 m, 8 pisos 3 vanos.	297
Figura 252 Curva de capacidad desplazamiento objetivo – EBF, elemento de enlace empotrado L=1.75 m, 8 pisos 3 vanos.	297
Figura 253 Estructura de 12 pisos – EBF enlace empotrado de 1.75 m a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.	298
Figura 254 Curvas de capacidad en desplazamiento objetivo – EBF, elemento de enlace empotrado L=1.75 m, 12 pisos 3 vanos.	299
Figura 255 Curvas de capacidad en desplazamiento último – EBF, elemento de enlace empotrado L=1.75 m, 12 pisos 3 vanos.	299
Figura 256 Periodos de vibración de las 27 tipologías de análisis.	304
Figura 257 Derivas globales de fluencia y desplazamiento último de las 27 tipologías de análisis.	305

Resumen

La filosofía de diseño por desempeño procura garantizar que las estructuras dentro de límites técnicos y económicos aceptables sean capaces de controlar y acomodar su respuesta dinámica para obtener un nivel de daño aceptable. El propósito de este estudio es evaluar el desempeño sísmico y comparar el comportamiento no lineal ante cargas monotónicas, de 27 tipologías que corresponden a pórticos de acero de 4, 8 y 12 pisos sin arriostramientos y con diagonales concéntricas en forma de V invertida (Chevrón), X de múltiples pisos y diagonales excéntricas con elemento de enlace de 3 longitudes diferentes, con dos tipos de conexión (articulado-empotrado). Los análisis de esta investigación se realizan mediante el programa de computación **CEINCI-LAB**, dónde se han desarrollado nuevas funciones que en conjunto con el sistema de computación **OpenSees** permiten ejecutar análisis lineales y no lineales (Pushover) en una interface de fácil acceso para el usuario. Al evaluar el nivel de desempeño sísmico de las 27 tipologías, bajo las condiciones de diseño establecidas, se determina que únicamente 2 de las 27 estructuras (8 y 12 pisos sin arriostramientos) sufren daños significativos en sus elementos estructurales, sin embargo, mantienen un nivel de seguridad que permitirá a la estructura ser funcional luego de reparaciones o refuerzos. Las 25 tipologías restantes mantienen un nivel de seguridad que le permite a la estructura mantenerse funcional o recuperar su funcionalidad con inmediatez.

Palabras clave:

- **PÓRTICOS DE ACERO**
- **SISTEMAS DE ARRIOSTRAMIENTO**
- **APLICACIÓN COMPUTACIONAL CEINCI-LAB**
- **OPENSEES**
- **PUSHOVER**

Abstract

The design for performance philosophy seeks to ensure that structures within acceptable technical and economic limits are able to control and accommodate their dynamic response to obtain an acceptable level of damage. The purpose of this study is to evaluate the seismic performance and compare the nonlinear behavior under monotonic loads of 27 typologies corresponding to 4-, 8- and 12-story steel frames without bracing and with concentric diagonals in the form of inverted V (Chevron), multi-story X and eccentric diagonals with link element of 3 different lengths, with two types of connection (hinged-flanged). The analyses of this research are performed by means of the CEINCI-LAB computer program, where new functions have been developed that in conjunction with the OpenSees computer system allow running linear and nonlinear (Pushover) analyses in a user-friendly interface. When evaluating the seismic performance level of the 27 typologies, under the established design conditions, it is determined that only 2 of the 27 structures (8 and 12 stories without bracing) have significant damage to their structural elements, however, they maintain a safety level that will allow the structure to be functional after repairs or reinforcements. The remaining 25 typologies maintain a level of safety that allows the structure to remain functional or recover its functionality with immediacy.

Keywords:

- **STEEL FRAME**
- **SISTEMAS DE ARRIOSTRAMIENTO**
- **COMPUTER APPLICATION CEINCI-LAB**
- **OPENSEES**
- **PUSHOVER**

Capítulo 1

Generalidades

Antecedentes

Ecuador es un país ubicado en el Cinturón de Fuego del Pacífico, esto genera ventajas y aspectos negativos como la actividad sísmica constante en el país. El historial sísmico nos muestra que se han producido sismos de magnitud considerable, por ejemplo, el sismo de Muisne de 2016 (Mw. 7.8), el sismo de Bahía de Caráquez en 1988 (Mw. 7.1). Como menciona Aguiar (2008), es importante crear conciencia que los sismos no matan a las personas, sino las estructuras que no se encuentran adecuadamente diseñadas y fallan durante estos eventos.

La ingeniería sísmo resistente nace en función de la necesidad de las personas de construir estructuras con seguridad ante las amenazas dadas, es por ello por lo que se han desarrollado metodologías que permiten realizar análisis de estructuras sometidas a cargas gravitacionales, sismos, vientos, entre otras acciones que actúan sobre las estructuras.

En la actualidad, la mayoría de las estructuras son diseñadas en base a la metodología del diseño por capacidad, esto implica que la disipación de energía se base en una secuencia de daño adecuada en los elementos, para garantizar la estabilidad de la estructura (en pórticos especiales a momento esto se traduce en daño concentrado primero en vigas y luego en columnas). Esta filosofía está cambiando a un diseño basado en desempeño, es decir buscando satisfacer una necesidad humana que cumpla con ciertos atributos cualitativos, por ejemplo; en la NEC-SE-DS (2015), en la sección 4.3.1, se establece que se requiere verificación del desempeño de estructuras esenciales y de ocupación especial. En esta norma se indica textualmente que “Se deberá limitar los daños estructurales, buscando elevar el nivel de protección y

propendiendo a que las estructuras puedan mantenerse operacionales aún después de la ocurrencia del sismo de diseño”.

En el trabajo de Soong & Spencer (2002), se menciona que es importante hallar técnicas de disipación de energía, aislamiento de base y control activo, con el objetivo de evitar grandes daños en la estructura y lograr una reparación a bajo costo, no obstante, en Ecuador y algunos países de Latinoamérica estos sistemas especiales no son accesibles en todas las estructuras, por ello, es importante buscar mecanismos de disipación de energía en los cuales la concentración de daños se produzca en elementos fácilmente reemplazables y con bajos costos de adquisición, luego de un evento sísmico; estos elementos pueden ser diagonales de acero o elementos de enlace (en diagonales excéntricas).

De manera general la hipótesis fundamental es que las fuerzas sísmicas pueden ser resistidas por estos dispositivos, que ellos absorban y controlen la mayor cantidad de estas acciones y que la estructura principal (vigas y columnas) solo deban disipar un remanente de la energía sísmica.

Se presenta una tabla con la historia a través de los años de los sistemas de acero (pórticos resistentes a momento y pórticos con diagonales y muros de corte) resistentes a cargas laterales (véase Tabla 1).

Tabla 1

Provisiones Sísmicas en Sistemas Resistentes De Cargas Laterales.

Provisiones sísmicas del AISC		1990	1992	1997	2002	2005	2010	2016	
Pórticos resistentes a momento	SMF	→							
	IMF			→					
	OMF	→							
	STMF			→					
Pórticos con diagonales y muros de corte	SCBF	→							a
	OCBF	→							a
	EBF	→							
	BRBF							→	b
	SPSW							→	

Nota. Adaptado de State-of-the-art review on seismic design of Steel structures. 2018 por Uang & Bruneau.

a: El término “Especial” y “Ordinario” CBF fue introducido por primera vez en 1997.

b: Multi-nivel en pórticos con diagonales fue introducido en 2016.

En este trabajo se estudia los pórticos especiales de momento con la inclusión de diagonales concéntricas y excéntricas, en consecuencia, es importante mencionar el inicio y desarrollo de las investigaciones sobre estos sistemas para resistir cargas laterales. Las secciones 1.1.1, 1.1.2 y 1.1.3 se basan en el artículo de Uang y Bruneau (2018), sobre el estado del arte de sistemas estructurales de acero.

Pórticos de momento

Las disposiciones para los sistemas de pórticos de momento, tanto para pórticos especiales (SMF) como pórticos ordinarios (OMF), aparecen en los documentos de 1990 del Instituto Americano de Construcción en Acero (AISC por sus siglas en inglés).

La utilización de pórticos a momento para resistir las fuerzas sísmicas presenta desventajas considerables en cuanto a la baja rigidez del sistema y que requiere de dimensiones de columnas y vigas considerables para asegurar un adecuado comportamiento estructural ante fuerzas laterales, esto induce que los costos de este sistema sean un poco mayor, además se requiere de condiciones especiales en las conexiones para cuidar la estabilidad local y por ende global de la estructura y evitar los problemas que se reportaron en el sismo de Northridge en 1944. Acorde a Uang y Bruneau (2018), este sismo tuvo un gran impacto en los edificios de acero debido a que se esperaba que el comportamiento de disipación de energía se formara con la fluencia en las vigas, no obstante, se pudo evidenciar que debido a la conexión de la viga-columna (denominada conexión pre- Northridge) se produce una falla frágil en la misma incluso con pocos signos de deformación plástica en las vigas.

A pesar de las desventajas enunciadas previamente, la construcción de pórticos de momento de acero es muy popular, incluso después del sismo de Northridge, esto es debido a que cuenta con ventajas considerables desde la perspectiva de funcionalidad y estética, es decir que proporciona a los arquitectos y propietarios de edificios grandes espacios abiertos.

Posteriormente en el año 1997, se introdujeron disposiciones para pórticos intermedios resistentes a momento (IMF), destinados a su aplicación en regiones con baja a moderada sismicidad. En estos pórticos se recomienda un factor de reducción de fuerzas sísmicas ($R = 6$) menor que para pórticos especiales ($R = 8$), con este valor menor se espera una deformación menos inelástica y por ende no se requiere cumplir con exigencias de ductilidad y detalles tan estrictos. Sin embargo, como se indica en Uang y Bruneau (2018). “un estudio realizado por SAC (FEMA 2000c) concluyó que las demandas de deformación inelástica en los sistemas IMF eran en realidad como las de

los sistemas SMF y, por lo tanto, la reducción en los criterios de diseño asociados con los sistemas IMF no estaba justificada”. En función de este estudio se realiza una actualización de las recomendaciones para pórticos IMF y en la edición 2002 de ASCE 7 el valor de R cambio de 6 a 4.5, además se incluye una reducción del límite de altura del edificio y se restringe severamente el uso de este tipo de pórticos en categorías de diseño sísmico más altas.

Arriostramientos concéntricos

Las primeras disposiciones sobre el diseño de capacidad para pórticos con arriostramientos concéntricos se incorporaron en las disposiciones sísmicas UBC de 1988 y AISC de 1990, no obstante, no se incorpora el termino de pórticos especiales y ordinarios hasta las Disposiciones sísmicas del AISC en 1997.

Las investigaciones que permiten conocer el comportamiento de estos pórticos a nivel de sistema estructural fueron desarrolladas por (Ghanaat & Clough, 1982); (Foutch, Goel, & Roeder, 1987); (Bertero, Uang, Llopiz, & Igarashi, 1989). Además, referente a estudios de las conexiones de la riostra se destaca los trabajos de (Gugerli & Goel, 1980); (Zayas, Shing, Mahin, & Popov, 1980); (Popov & Black, 1981); (Astaneh-Asl & Goel, Cyclic in-plane buckling of fouble angle bracing, 1984); (Astaneh-Asl, Goel, & Hanson, 1985); (Astaneh-Asl, Goel, & Hanson, 1986); (Aslani & Goel, 1991); (Goel & Lee, 1992). Posteriormente se tiene las investigaciones de (Tremblay, Archambault, & Filiatrault, 2003); (Shaback & Brown, 2003); (Tremblay & Filiatrault, 1996); (Tremblay, 2002); (Celik, Berman, & Bruneau, 2005) que permiten tener un mayor conocimiento de las deformaciones inelásticas cíclicas de los pórticos con arriostramientos concéntricos.

En las disposiciones de ASIC 2016 se introdujeron combinaciones especiales para el diseño de capacidad de pórticos arriostrados de varios niveles, estas recomendaciones se basaron en la investigación de (Imanpour, Tremblay, Davaran,

Stoakes, & Fahnestock, 2016a); (Imanpour, Tremblay, Fahnestock, & Stoakes, 2016b), (Stoakes & Fahnestock, 2016), e (Imanpour & Tremblay, 2017).

Arriostramientos excéntricos

Los pórticos arriostrados excéntricamente se desarrollaron originalmente en Japón, se puede citar los estudios de (Fujimoto, Aoyagi, Ukai, Wada, & Saito, 1972); (Tanabashi, Naneta, & Ishida, 1974). También se realizaron estudios en los Estados Unidos, por ejemplo, el trabajo de (Roeder & Popov, 1978). Posteriormente en la década de 1980, se realizaron numerosos estudios sobre el comportamiento no lineal del enlace (elemento entre las diagonales), en especial sobre el comportamiento cíclico; entre estos estudios se puede destacar los realizados por (Manheim & Popov, 1983); (Hjelmstad & Popov, Cyclic behavior and desing of link beams , 1983); (Hjelmstad & Popov, 1984); (Malley & Popov, 1984); (Kasai & Popov, 1986); (Ricles & Popov, 1989); (Engelhardt & Popov, On desing of eccentrically braced frames , 1989); (Engelhardt & Popov, 1992).

Las disposiciones sobre arriostramiento excéntricos se incluyen en las disposiciones del UBC de 1988 y más tarde en las Disposiciones sísmicas de AISC, con el respaldo de las investigaciones experimentales realizados en 1980, por ejemplo, los estudios de (Yang, 1985); (Roeder, Foutch, & Goel, 1987); (Whittaker, Uang, & Bertero, 1989)

La investigación sobre enlaces se ha enfocado en incluir diversas formas de los elementos de enlace, por ejemplo, enlaces enrollados en forma de I hasta secciones construidas y las secciones en caja, como se expone en los trabajos de (Mansour, Christopoulos, & Tremblay, 2011), (Berman & Bruneau, 2008).

Actualmente existe una creciente tendencia de cambio en la filosofía de diseño sísmo resistente basado en capacidad con el diseño basado en desempeño, es por ello

por lo que las investigaciones se están orientando a explorar enlaces reemplazables, como se expone por (Ramadan & Ghobarah, 1995); (Mansour et al., 2011); (Dusicka & Lewis, 2010).

Planteamiento del problema

Ecuador es un país que se encuentra en el Cinturón de Fuego del Pacífico, su alta actividad sísmica lo convierte en un país donde los eventos de este tipo son la principal fuente de la destrucción de estructuras, es decir que son responsables de los mayores casos de colapsos y también de la aparición de grandes daños en las mismas; prueba de ello es el sismo de Manabí-Ecuador de 2016 (Vanegas, 2018).

Los mecanismos de liberación de energía sísmica en Ecuador se producen principalmente por dos fuentes, la interacción de las placas tectónicas de Nazca, Sudamérica y el bloque Nor-andino; y el conjunto de fallas corticales. En un diseño apropiado de estructuras se trata de obtener una relación adecuada entre la resistencia y rigidez respecto a cargas laterales, estas propiedades son importantes porque, la resistencia permite soportar las cargas impidiendo que los elementos estructurales fallen y la rigidez es importante porque permite controlar las deformaciones y/o desplazamientos (Gándara, 2019).

Los elementos de las estructuras de acero tienen una gran resistencia con secciones pequeñas en comparación con las estructuras de hormigón armado, esto representa una ventaja arquitectónica, no obstante, este no es el único aspecto a considerar en el diseño y se debe cuidar de brindar a la estructura la rigidez lateral adecuada para cumplir con los límites de deriva normativas, o incluso menores si el propósito es evitar daños en componentes y contenidos sensibles a derivas, en estos casos los pórticos especiales a momento presentan una desventaja respecto a pórticos con arriostramientos.

La metodología actual en el diseño sismo resistente implica evaluar mecanismos adecuados de disipación de energía en base al daño de elementos, en pórticos a momentos los elementos que priorizan el daño son las vigas y se cuida de limitar el daño en columnas.

El daño en estructuras por cargas laterales es una problemática debido a que después de eventos sísmicos severos es necesario realizar grandes intervenciones o en algunos casos derrocar las mismas, es por ello por lo que se evidencia una necesidad de cambiar esta tendencia del diseño sismo resistente. No obstante, para evitar por completo el daño en una estructura se requiere de inversiones iniciales elevadas que en muchos casos no representa un gasto factible, entonces una forma de disminuir el impacto en las estructuras puede ser emplear arriostramientos que permitan disipar la mayor cantidad de energía sísmica y para luego ser reemplazados lo que representa costos accesibles. La concentración de los daños en ciertos elementos debe garantizar la estabilidad global de la estructura, es decir que no comprometan la integridad de los elementos estructurales principales (vigas y columnas).

Macro

Una de las principales problemáticas en el comportamiento de estructuras de acero es que los pórticos a momento con secciones de columnas y vigas eficientes no proporcionan la rigidez adecuada para resistir desplazamientos ante cargas laterales, en consecuencia, se presentan grandes derivas y daños en elementos estructurales, no estructurales y componentes debido a sismos. Además, en este tipo de pórticos con un diseño adecuado, los daños debido a la disipación de energía sísmica se concentran principalmente en vigas y esto genera problemas para la reparación después de eventos sísmicos.

La principal pregunta que guiará esta investigación es: ¿Cómo varía el comportamiento no lineal de pórticos de acero con arriostramientos concéntricos y excéntricos en un escenario sísmico como la ciudad de Quito?

Meso

El estudio de la amenaza sísmica requiere de conceptos probabilísticos debido a que no se conoce en absoluto la sismicidad histórica de una región, por ejemplo, en Ecuador la información de eventos sísmicos pasados se basa en el relato y la descripción cualitativa de las intensidades ocurridas, pero no se cuenta con datos medidos de sismos severos. En consecuencia, es posible que la energía que se puede liberar durante un evento sísmico sobrepase la estimación realizada para el diseño, esto implicaría que las estructuras requieran disipar una mayor cantidad de energía.

Micro

Un problema que se espera en el comportamiento sísmico actual de estructuras realizadas en base a un diseño sísmico resistente adecuado es la posibilidad de daños a elementos no estructurales, componentes y contenidos durante un evento sísmico, es decir se espera daño y costos económicos.

Justificación de la importancia de la investigación

Actualmente la construcción de estructuras metálicas está tomando mayor importancia en Ecuador debido a las ventajas que presenta este sistema estructural, entre ellas se debe destacar el tiempo de construcción y facilidad de montaje. En este trabajo de investigación, se analizarán edificios de acero con diagonales concéntricas, excéntricas con elementos de enlace (link), esto permitirá a los profesionales ecuatorianos tener un documento de referencia con la comparación de estos sistemas estructurales, en especial con referencias de análisis de pórticos con su comportamiento inelástico, este tipo de análisis son imitados en el país.

El desarrollo de esta investigación permitirá exponer las ventajas y desventajas de pórticos de acero con la inclusión de arriostramientos, tanto concéntricos como excéntricos. Además, permite apreciar el comportamiento estructural de los pórticos en estudio ante cargas laterales monotónicas incrementales, es decir Pushover monotónico, con ello se puede analizar el posible desempeño de los pórticos a través de identificar mecanismos de daño y la curva de capacidad de los pórticos (Cortante basal en función del desplazamiento en el tope).

Se expondrá el diseño inicial de los pórticos mediante metodologías recomendadas en la normativa nacional, en base a análisis estáticos lineales, posteriormente se comprobará el diseño mediante análisis estático no lineal, esto puede exponer las bondades y falencias de las metodologías simplificadas en el diseño estructural.

El análisis no lineal de las diferentes tipologías de pórticos de acero que se plantea estudiar es relevante para profesionales de ingeniería estructural porque permite tener más herramientas al momento de decidir por el tipo de sistema ante cargas laterales que deberán emplear en sus proyectos.

En las estructuras con arriostramiento excéntrico se estudiará la influencia en el análisis Pushover que representa un arriostramiento con liberación de momentos en los extremos, es decir que trabaje axialmente, versus un arriostramiento que se encuentra sometido a fuerzas axiales, de corte y flexión.

Como herramienta de análisis se empleará funciones existentes del Sistema de Computación **CEINCI-LAB**, y se desarrollará nuevas funciones que aportará al crecimiento y fortalecimiento de las bondades de **CEINCI-LAB** para el análisis estructural de pórticos de acero con y sin arriostramientos. Además, para el análisis no lineal se empleará **OpenSees**, aprovechando su potencial de cálculo; debido a que este

sistema computacional representa dificultades para el ingreso e interpretación de resultados se realizará un acoplamiento con **CEINCI-LAB** para potencializar las fortalezas de ambos Sistemas Computacionales. Este vínculo de trabajo colaborativo será un beneficio no solamente para ecuatorianos, sino en todos los países que se esté desarrollando un trabajo con **OpenSees**.

Alcance

En el presente trabajo de titulación se analizará pórticos regulares de acero, con arriostramientos concéntricos y excéntricos, de esta forma es posible ilustrar la metodología para análisis, diseño y modelación de estructuras con estos sistemas resistentes de cargas laterales. El estudio no incluye análisis de estructuras tridimensionales, pórticos irregulares, efecto de subsuelos o cimentación, también se excluye edificios de gran altura para evitar considerar los efectos de modos superiores de vibración.

Se realizará modelos de pórticos de 4, 8 y 12 pisos, estos pórticos serán diseñados en base a análisis lineales estáticos (como referencia se emplea la NEC-15), para el análisis se excluye la interacción suelo-estructura, además no se incluye subsuelos o efectos de la cimentación, es decir que todos los modelos se consideran empotrados en la base de las columnas del primer piso.

En el análisis no lineal estático se aplicará cargas monotónicas incrementales, en este estudio no se incluye patrones de cargas adaptativos, sino que los patrones de cargas laterales se mantienen constante en todo el análisis, para la aplicación de cargas laterales se empleará patrones de carga en función de las recomendaciones en el código ASCE 7-16, además una distribución en función del primer modo de vibración.

Se categorizará el desempeño sísmico de los pórticos en base a metodologías simplificadas, como la planteada en el ASCE/SEI 41 -17, se considerará únicamente el sistema estructural y se obviará elementos no estructurales, contenidos o componentes para el desempeño sísmico.

Como parte del estudio se verificará el diseño de las estructuras con los diferentes sistemas resistentes de cargas laterales, diseñados originalmente mediante procedimientos estáticos lineales de la NEC-15 respecto al comportamiento del análisis no lineal.

Durante el desarrollo de este trabajo se realizará programas para el Sistema Computacional **CEINCI-LAB**, algunas de estas funciones se vincularán con **OpenSees** para el análisis de los modelos no lineales.

Objetivos

Objetivo general

Determinar el desempeño sísmico de pórticos de acero con diagonales concéntricas y excéntricas ante cargas laterales monotónicas, considerando únicamente los componentes estructurales.

Objetivos específicos

- Diseñar tipologías estructurales de pórticos acero de 4, 8 y 12 pisos con diagonales concéntricas y excéntricas, aplicando procedimientos estáticos lineales establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.
- Obtener la curva de capacidad y los mecanismos de daño ante cargas laterales monotónicas mediante el análisis estático no lineal de los pórticos, objetos de estudio.

- Calcular el punto de desempeño sísmico de las estructuras para la intensidad del sismo de diseño ($TR = 475$ años).
- Evaluar el desempeño sísmico de los pórticos de 4, 8 y 12 pisos sin la influencia de las diagonales, mediante análisis estático no lineal.
- Comparar el comportamiento no lineal de los pórticos en estudio.

Hipótesis

- Los pórticos de acero con diagonales excéntricas (con enlace centrado) presentan un mejor desempeño respecto a las estructuras con diagonales concéntricas de acero, debido a que estos dispositivos aumentan la rigidez y ductilidad de las estructuras.
- Los pórticos con diagonales excéntricas con una conexión de la diagonal que permite la transferencia de momentos del elemento de enlace aportan un mejor comportamiento estructural en términos de resistencia, ductilidad y estabilidad, respecto a los pórticos con diagonales trabajando axialmente.

Capítulo 2

Marco Teórico

Marco Legal

- ACI-318 (2019), “Building Code Requirements for Structural Concrete” (Comité 318), Instituto Americano del Hormigón.
- AISC/ANSI. (2016). AISC/AISC 360-16 Specification for Structural Steel Buildings. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- AISC/ANSI. (2016). ANSI/AISC 341-16 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- AISC/ANSI. (2016). ANSI/AISC 358-16 Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- ASCE/SEI. (2016). ASCE 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. Virginia: American Society of Civil Engineers.
- ASCE/SEI. (2017). ASCE 41-17 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. American Society of Civil Engineers.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC – SE – CG 2015. Cargas (No sísmicas). Quito: Dirección de Comunicación Social MIDUVI.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC – SE – DS 2015. Peligro Sísmico, diseño sismo resistente. Quito: Dirección de Comunicación Social MIDUVI.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC – SE – HM 2015. Estructuras de Hormigón Armado. Quito: Dirección de Comunicación Social MIDUVI.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC – SE – AC 2015. Estructuras de Acero. Quito: Dirección de Comunicación Social MIDUVI.

Marco referencial

Filosofía convencional del diseño sismo resistente

La filosofía que guía el diseño sismorresistente se basan en las normas de diseño, dónde, el objetivo es definir el comportamiento deseado en la estructura siguiendo principios como: prevenir daños no estructurales en sismos pequeños, en situaciones de sismos moderados el objetivo es prevenir daños estructurales y hacer que los daños no estructurales sean mínimos, adicionalmente en sismos intensos y de larga duración se busca evitar el colapso o daños graves en la estructura que comprometan la estabilidad de la misma (Del Pozo, 1995).

A partir de esto la metodología de diseño por capacidad se abrió paso en el diseño sismorresistente, con el objetivo de lograr la disipación de energía con una secuencia de daño adecuada en los elementos, diseñando previamente las zonas de comportamiento inelástico para alcanzar la resistencia necesaria, es decir, si se habla de pórticos resistentes a momento se prevé que el daño se concentre primero en las vigas y luego en las columnas para así lograr estabilidad en la estructura, luego de un evento sísmico evitando el colapso.

Del Pozo (1995), señala que “La filosofía ideal del diseño debería proporcionar todas las necesidades de rigidez, resistencia y capacidad de disipación de energía que pueda obtenerse con la mínima inversión inicial” (pág.1).

Análisis no lineal de estructuras

No linealidad del material

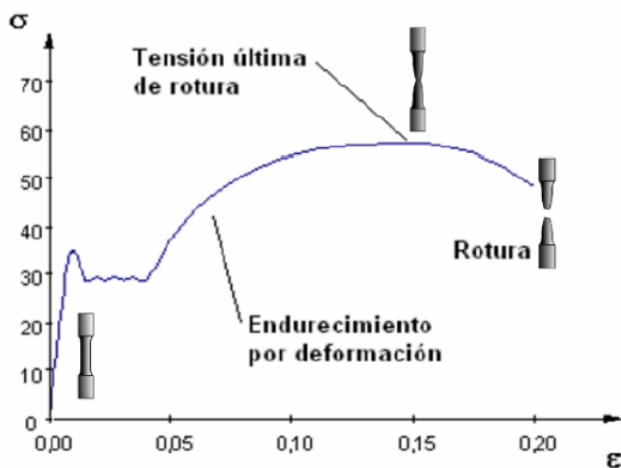
Este fenómeno conocido también como no linealidad física ocurre cuando se pierde proporcionalidad entre el esfuerzo y la deformación de un elemento sometido a fuerzas externas. Cuando los esfuerzos a los que se somete a un elemento son mayores a los esfuerzos de fluencia de este, se presentan grandes deformaciones

como resultado de la aplicación de una variación de cargas, ocasionando la deformación permanente del elemento una vez retiradas las cargas (Aguiar et al., 2020).

Un ejemplo que nos ayuda a entender el fenómeno de no linealidad del material es el de una barra sometida a esfuerzos de tracción (véase Figura 1). Donde se evidencia el cambio físico en las diferentes etapas de aplicación de esfuerzos, siendo la etapa del endurecimiento por deformación la etapa en la cual el elemento sufre deformaciones permanentes.

Figura 1

Gráfico Esfuerzo vs Deformación de una barra de acero sometida a tracción



Tomado de *Monografía Pushover con Acoplamiento de CEINCI-LAB y OpenSees* (pág. 2), por Aguiaret al., 2020, A.H. Barbat.

Se puede entender que el comportamiento del material no es constante durante la aplicación de esfuerzos, si no que puede cambiar al superar un límite de esfuerzo o deformación (Aguiar et al., 2020).

Actualmente los diseñadores estudian con mucha atención la incidencia de la no linealidad del material en el comportamiento global de los pórticos, una razón es que se asocia la pérdida de rigidez a la no linealidad del comportamiento tenso-deformacional

del material, influenciando a la distribución de esfuerzos y aumentando las deformaciones en un análisis global de un pórtico (López, 2018).

No linealidad geométrica

La linealidad geométrica se considera asumiendo que la geometría de un elemento es independiente de las acciones externas, provocando pequeñas deformaciones y desplazamientos, no obstante, esta es una hipótesis que no siempre se cumple (Aguilar et al., 2020). Para considerar el efecto de que las cargas cambian de posición debido a las deformaciones de los elementos se puede considerar la no linealidad geométrica mediante matrices de transformación denominadas P-Delta o corrotacional.

Análisis por desempeño

El diseño basado en el desempeño sísmico consiste en la selección de adecuados formatos de evaluación que detalle los componentes estructurales, no estructurales y el contenido, para un nivel de movimiento especificado y con diferentes niveles de confiabilidad, el desempeño se mide en cantidad de daño incidente en un edificio que ha sido afectado por un evento sísmico y que impacto causan estos daños en la funcionalidad o las actividades posteriores al sismo (Safina, 2002).

Nivel de desempeño estructural de los elementos

En base a la propuesta ATC-40 se definen tres estados de daño límite: inmediata ocupación, seguridad y estabilidad estructural, y dos estados intermedios que son el daño controlado y seguridad limitada.

Nivel de desempeño global

En base al ATC 40, es posible entender el nivel de desempeño de una edificación como una combinación de los niveles de desempeño estructural y no estructural. Entre los niveles de desempeño estructurales se tiene: Ocupación

Inmediata, Daño Controlado, Seguridad de Vida, Seguridad Limitada y Estabilidad Estructural. En los niveles de daño no estructurales se definen cuatro niveles como: Operacional, Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Riesgo Reducido.

Punto de desempeño sísmico en base a la metodología ASCE/SEI 41-17

El punto de desempeño es el punto de intersección que se obtiene de la superposición del espectro de capacidad y el espectro de demanda de una estructura y representa el máximo desplazamiento estructural esperado para el sismo de diseño.

Fundamento teórico del comportamiento de pórticos a momento

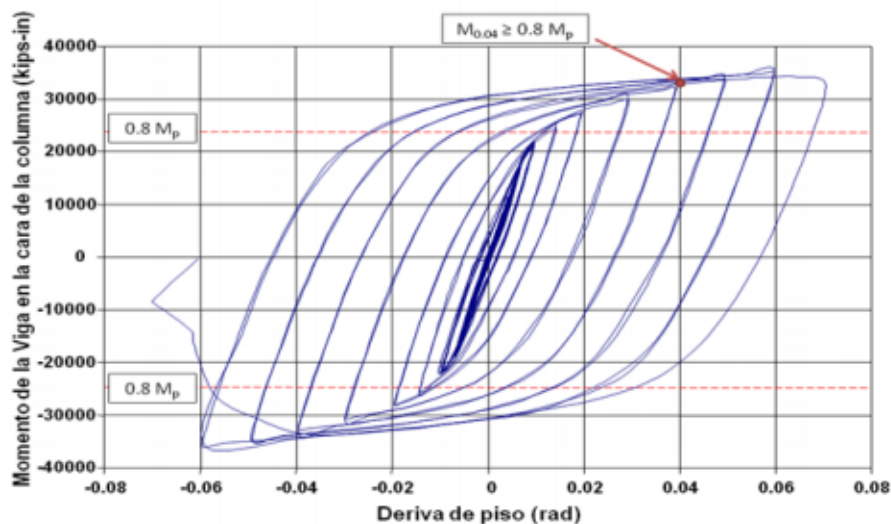
Los pórticos especiales resistentes a momento (SMF), son diseñados de forma que miembros y conexiones soporten deformaciones elásticas de forma considerable y estable bajo la acción de fuerzas sísmicas de diseño que actúan de forma conjunta con las cargas gravitacionales de la estructura (Molina, 2009).

Los pórticos que se diseñan bajo este sistema deben cumplir con los requisitos mencionados en el AISC 341, mientras que sus conexiones deben lograr desarrollar una deriva de piso mayor o igual a 0.04 rad. El diseño de estas últimas debe realizarse acorde a la resistencia a flexión de la viga que conecta a la columna y desarrollar un momento resistente al menos igual a 0.8 Mp de la viga conectada para la deriva de piso especificada de 0.04 rad. (ver

Figura 2).

Figura 2

Diagrama de Histéresis típico esperado.



Tomado de *Elaboración de un manual de diseño sismorresistente de edificaciones en acero bajo sistemas SMF, SCBF y EBF basado en normas ANSI/AISC 360-06 y 341-05*, (p.66), por J. Molina, 2009, Univ. Central de Venezuela.

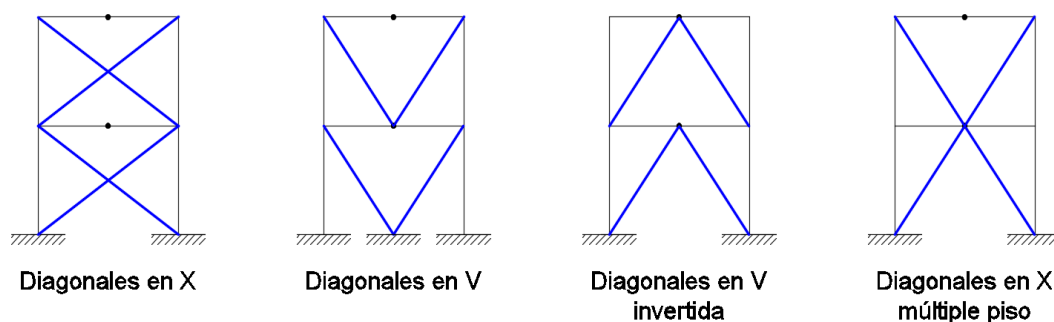
Fundamento teórico del comportamiento de pórticos con arriostramientos concéntricos

Los pórticos con arriostramientos concéntricos (CBF), son aquellos en los que sus líneas de acción se interceptan en un punto, pueden estar colocadas en forma de X, V y V invertida. Estas diagonales pueden formar parte del sistema resistente a cargas laterales solas o combinadas en el pórtico (ver Figura 3).

Se caracterizan por ser sistemas de columnas, vigas y los arriostramientos concéntricos y porque involucran al sistema en el desarrollo de deformaciones y fuerzas axiales significativas.

Figura 3

Pórticos con diagonales concéntricas.



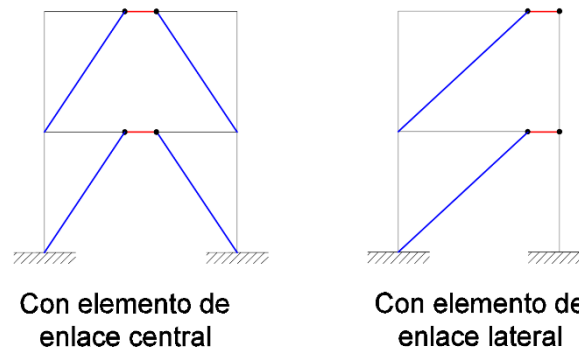
Fundamento teórico del comportamiento de pórticos con arriostramientos excéntricos

Se conoce como diagonales excéntricas a aquellas que no logran unirse, sino que permiten un espacio entre ellas (Aguilar, 2015).

El diseño de un pórtico con arriostramiento excéntrico debe garantizar el desarrollo de una respuesta dúctil y estable, generalmente este tipo de sistemas son utilizados en edificios esbeltos y altos, en los cuales se busca disipar la energía por medio del elemento de enlace por la fluencia del acero ocasionada por la excentricidad en la viga. Las diagonales transmiten al elemento esfuerzo de corte, flexión o los dos, dependiendo de la longitud de la excentricidad. Sin embargo, se debe tener especial cuidado de la ubicación de dicha excentricidad, debido a que de ella depende la ductilidad y la rigidez elástica de la estructura; se debe evitar colocarla en las columnas para evitar la formación de rótulas plásticas en dichos elementos ocasionando fallas por piso flexible (Aguilar, 2015).

Figura 4

Pórticos con arriostramientos excéntricos.



En estos sistemas se combina una rigidez lateral más alta, otorgada por las diagonales y una mejor capacidad de disipación de energía por medio del elemento de enlace (Proaño, 2014).

Trabajos relacionados (estado del arte)

Trabajos relacionados con análisis no lineal de pórticos

- Krawinkler, H., & Seneviratna, G. (1998). ***Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation.*** Este artículo expone las ventajas y limitaciones del análisis Pushover para la evaluación estructural. Entre las conclusiones se destaca que el análisis Pushover presenta buenos resultados en estructuras que domina el primer modo de vibración, además el patrón de cargas laterales es influyente en la respuesta.
- Tapia, E., y Gutiérrez, S. (2018). ***Respuesta inelástica de edificios de acero usando diferentes patrones de carga lateral.*** Se realiza modelos en

OpenSees de edificios de 8 y 10 pisos sometidos a cargas laterales incrementales con diferentes patrones. Los autores recomiendan ampliar el estudio para poder generalizar los resultados, de manera particular se concluye que el patrón de cargas laterales en función del modo fundamental de vibración es más influyente en la respuesta inelástica de los pórticos.

- Astudillo, B. (2018). **Modelación y análisis por desempeño de una estructura de acero, considerando deterioro para la predicción del colapso**. En este trabajo se describe parámetros del análisis no lineal considerando el deterioro de las secciones en OpenSees.
- Barrera, D. (2018). **Modelación elasto-plástica y análisis no lineal de una estructura especial de acero utilizando OpenSees**. Entre las conclusiones más relevantes se puede mencionar la influencia del efecto P-Delta en la amplificación de las deformaciones y los desplazamientos de los elementos, además de la incidencia de la reducción axial en el comportamiento inicial de la estructura, es decir que algunas columnas con una gran carga axial presenten una falla más rápida y en consecuencia formación de mecanismos de piso débil que conlleva al colapso.
- Carr, A. (2009). **RUAUMOKO theory manual**. Se manifiesta que la capacidad de la estructura depende del patrón de carga utilizado en el análisis Pushover. Respecto al modelo de masas concentradas o distribuidas se indica que no es muy influyente en la respuesta global de la estructura siempre y cuando se considere toda la masa de la estructura.
- Steneker, P., Wiebe, L., & Filiatrault, A. (2018). **A Comparison of Recently Developed Analytical Models for Steel Moment-Resisting Frame Connections**. En este trabajo se presenta modelos analíticos calibrados en OpenSees para siete conexiones, con ello se analiza un pórtico tipo hasta

alcanzar el colapso y se concluye que la conexión WUEP tuvo el rendimiento de colapso más bajo, no obstante, la variación entre las otras cuatro conexiones precalificadas no varió en más del 5%.

- Applied Technology Council. (2017a). **Guidelines for nonlinear structural analysis and design of buildings. part I.** En esta guía se presenta lineamientos generales para el análisis no lineal de edificios.
- Applied Technology Council. (2017b). **Guidelines for nonlinear structural analysis and design of buildings. part IIa - steel moment.** En esta parte de la guía se presenta recomendaciones específicas para el análisis no lineal de pórticos de acero.
- Bosco, M., & Tirca, L. (2017). **Numerical simulation of steel I-shaped beams using a fiber-based damage accumulation model.** Este estudio presenta un modelo de acumulación de daño para replicar la respuesta no lineal de vigas en forma de I de marcos resistentes a momentos.

Trabajos relacionados con análisis y diseño de pórticos de acero

- Izadinia, M., Rahgozar, M., & Mohammadrezaei, O. (2012). **Response modification factor for steel moment-resisting frames by different pushover analysis methods.** En esta investigación se realiza análisis estáticos no lineales con la metodología tradicional de patrones de carga, es decir manteniendo constante el patrón de cargas, también se analiza alternativas de variación de los patrones de carga en función del deterioro de rigidez y resistencia de los pórticos, es decir Pushover adaptativo.
- Aguilar, K. (2015). **Estudio comparativo de edificios de acero de gran altura con diagonales excéntricas, concéntricas y diagonales con**

amortiguadores en la ciudad de Quito. En análisis lineales para edificios de acero de gran altura se puede concluir que el uso de diagonales excéntricas y concéntricas proporcionan gran estabilidad y rigidez, en consecuencia, es posible disminuir los efectos provocados por las fuerzas sísmicas.

- Bruneau, M., Uang, C.-M., & Sabelli, R. (2011). **Ductile design of steel structures.** Este libro presenta lineamientos para análisis y diseño de diferentes sistemas estructurales en acero sometidos a fuerzas sísmicas.
- Cagua, B, Aguiar, R., & Pilatasig, J. (2021). **Nuevas funciones de CEINCI-LAB para el análisis y diseño de pórticos de acero acorde a la NEC-15.** Este artículo presenta funciones del Sistema Computacional CEINCI-LAB para el análisis sísmico y diseño de pórticos de acero de acuerdo con la Normativa Ecuatoriana de la Construcción NEC-15.

Trabajos relacionados con análisis no lineal de pórticos con diagonales concéntricas

- Grabner, K. (2018). **Performance assessment of special concentrically-braced frames in moderate seismic regions.** Las repuestas de los modelos en este trabajo con pórticos SCBF se caracterizó por mecanismos de piso débiles debido al daño de los elementos de un piso y eso conlleva al colapso de la estructura.
- Musavi-Z, M., & Sheidaii, M. (2020). **Effect of seismic resistance capacity of moment frames on progressive collapse response of concentrically braced dual systems.** Se estudia la influencia de arriostramientos en un pórtico de acero especial a momento, se intenta predecir una configuración

adecuada de arriostramientos para garantizar un buen desempeño sísmico mediante propuestas económicas.

- Longo, A., Montuori, R., & Piluso, V. (2016). ***Moment frames–centrically braced frames dual systems: analysis of different design criteria***. Se presenta una metodología de diseño basada en la teoría del control del mecanismo plástico para sistemas duales combinados por marcos resistentes a momento y marcos arriostrados concéntricamente.
- Costanzo, S., Tartaglia, R., Di Lorenzo, G., & De Martino, A. (2019). ***Seismic Behaviour of EC8-Compliant Moment Resisting and Centrically Braced Frames***. Se presenta un análisis de la metodología EC8 para diseño de pórticos especiales y pórticos con arriostramientos concéntricos.
- Barbagallo, F., Bosco, M., Ghersi, A., Marino, E., & Rossi, P. (2019). ***Seismic assessment of steel MRFs by cyclic pushover analysis***. En este artículo se expone modelos de análisis Pushover cíclicos y monotónicos.
- Shen, J., Wen, R., Akbas, B., Doran, B., & Uckan, E. (2014). ***Seismic demand on brace-intersected beams in two-story X-braced frames***. Se concluye que la demanda de resistencia sísmica requerida en las vigas que se conectan con las diagonales en pórticos de dos pisos con riostra en X es generalmente más baja que en pórticos con riostra en V invertida cuando las vigas intersecadas permanecen elásticas.
- Shen, J., Wen, R., & Akbas, B. (2015). ***Mechanisms in two-story X-braced frames***. Se desarrolla un estudio para revelar mecanismos reales y patrones de carga sísmica en las vigas arriostradas-intersectadas en pórticos de dos pisos con arriostramiento en “X” y se analiza los impactos de la fluencia de las vigas en componentes críticos, como arriostramientos y conexiones.

- Cagua, B., Aguiar, R., & Pilatasig, J. (2021). ***Nuevas funciones de CEINCI-LAB para el análisis y diseño de pórticos de acero con arriostramientos concéntricos***. El artículo presenta la metodología de análisis y diseño de pórticos de acero con diagonales concéntricas en forma de V invertida y en X de múltiples pisos; mediante funciones del sistema computacional CEINCI-LAB.

Trabajos relacionados con análisis no lineal de pórticos con diagonales excéntricas

- Karamodin, A., & Zanganeh, A. (2017). ***Seismic design and performance of dual moment and eccentrically braced frame system using PBPD method***. Se presenta la metodología para el diseño de pórticos duales con arriostramiento excéntrico basado en el desempeño de estos.
- Calo, B. (2018). ***Desempeño sísmico de edificaciones con marcos arriostrados excéntricamente con enlaces cortos diseñados según la NCh433***. En este trabajo se presenta análisis no lineales en OpenSees de pórticos con arriostramientos excéntricos cortos, es decir que la fluencia es a cortante.
- Bustos, J. (2018). ***Desempeño sísmico de marcos excéntricos con enlaces largos en edificaciones ubicadas en Chile***. Se evidencia que en los pórticos con estos elementos de enlace presentan la disipación de energía en los mismos y cuida el pórtico principal.
- Suswanto, B., Rizki, A., Wahyuni, E., & Wilson, J. (2017). ***Numerical behavior study of short link, intermediate link and long link in eccentrically braced frame steel structure***. En pórticos con arriostramiento

excéntricos la disipación de energía depende de la longitud del elemento de enlace (valores en normas de diseño), por ejemplo, en elementos cortos se tiene fluencia a corte y para elementos largos se presenta fluencia por flexión, además en elementos intermedios se tendrá un efecto combinado de corte y flexión.

- Oyarzún, J. (2012). ***Evaluación de los Parámetros de Diseño para Marco Excéntrico en Chile***. En esta tesis se presenta información relevante para el análisis y diseño de pórticos excéntricos.
- Bosco, M., Marino, E., & Rossi, P. (2015). ***Modelling of steel link beams of short, intermediate or long length***. El documento contiene una descripción detallada del procedimiento para la calibración de los parámetros de la modelación de pórticos con arriostramientos excéntricos.
- Mastrandrea, L., & Piluso, V. (2009). ***Plastic design of eccentrically braced frames, I: Moment–shear interaction***. Se presenta una metodología para relacionar los efectos de corte y momento en el elemento de enlace de pórticos con arriostramiento excéntricos.
- Cagua, B., Aguiar, R., Pilatasig, J., & Bonilla, A. (2021). ***Nuevas funciones de CEINCI-LAB para el análisis y diseño de pórticos de acero con arriostramientos excéntricos***. El artículo presenta las funciones para el Sistema Computacional CEINCI-LAB direccionadas al análisis y diseño de pórticos de acero con diagonales excéntricas en forma de V invertida.

Trabajos relacionados con el Sistema de Computación CEINCI-LAB

Entre los trabajos que emplean el Sistema de Computación CEINCI-LAB para el análisis sísmico se puede citar los siguientes:

- Aguiar, R., Cagua, B., Pilatasig, J., & Zambrano, E. (2019). Interface for ICEINCI-LAB and new functions. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 24(2), 167-199.
- Aguiar, R., Cagua, B., y Pilatasig, J. (2019). Nuevas funciones del sistema CEINCI-LAB para análisis sísmico espacial. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 24(3), 259-276.
- Herrera, M., Parra, K., Palacios, P., Palacios, P.X., Olmedo, J., Cagua, B., Pilatasig, J., y Palma, D. (2019). Análisis sísmico espacial de estructuras reforzadas con diagonales de acero utilizando CEINCI-LAB. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 24(4).
- Aguiar, R., Cagua, B., Romero, J., y Pilatasig, J. (2019). Dos modelos numéricos de análisis sísmico de estructuras con disipadores TADAS. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 24(4), 405-426.
- Cagua, B., Pilatasig, J., y Aguiar, R., (2019-2020). Nuevas funciones del sistema CEINCI-LAB para análisis sísmico espacial de estructuras irregulares.
- Pilatasig, J., Cagua, B., Aguiar, R., y Vaca, F. (2020). Generación automática y análisis de estructuras porticadas de hormigón armado con CEINCI-LAB. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 25(3), 421-443.

Es importante mencionar que la línea directriz de investigación de este estudio es la combinación de los Sistemas de Computación CEINCI-LAB y OpenSees, estrategia que busca aprovechar el potencial de cálculo en el análisis no lineal de OpenSees y la versatilidad para la creación del modelo y la presentación de los resultados que permite CEINCI-LAB. A continuación, se tiene uno de los trabajos científicos relacionados con el tema planteado:

- Cagua, B., Aguiar, R., Pilatasig, J., & Mora, D. (2020). Acoplamiento de OpenSees con CEINCI-LAB para análisis estático no lineal. Primera parte: reforzamiento sísmico con diagonales de acero. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 25(3), 367-420.

Asimismo, se adjunta en el siguiente párrafo la monografía publicada en el Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería con el tema de “Pushover con el acoplamiento de CEINCI-LAB con OpenSees”.

- Aguiar, R., Cagua, B, Pilatasig, J. (2020). Pushover con el acoplamiento de CEINCI-LAB con OpenSees. *Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria (CIMNE)*.

Los mencionados trabajos forman parte esencial del proyecto de titulación.

Recomendaciones Especiales para el Diseño Sismorresistente

Las siguientes recomendaciones se basan en la normativa del Instituto Americano de la Construcción en Acero AISC 341 (2016) para el diseño de pórticos ante cargas sísmicas.

Pórticos Especiales a Momento

El diseño de los Pórticos Especiales a Momento se enfoca en proporcionar gran capacidad de deformación inelástica a la estructura durante grandes eventos sísmicos a

través de la flexión de las vigas, si bien el diseño permite deformación por flexión en las columnas, el principio básico de diseño es un sistema viga débil-columna fuerte.

Siguiendo este principio se espera que la mayor parte de la deformación se genere en las vigas con la formación de rótulas plásticas en varios pisos y una limitada deformación inelástica en las columnas; evitando concentrar el comportamiento inelástico en un solo piso y manejándolo como una preocupación global. Un trabajo de Schneider y Roeder (1991), evidencia que el beneficio de diseñar columnas muy fuertes es para que estas sean capaces de forzar a las vigas a la flexión en diferentes niveles por ende se logra una mayor disipación de energía.

Análisis

Los elementos que conforman este tipo de pórticos (columnas, vigas y conexiones) deben ser diseñadas bajo las combinaciones de cargas de la NEC-SE-CG y en el caso de sistemas que incluyan columnas que formen parte de dos pórticos que se crucen en direcciones ortogonales o multiaxiales y considerando que los desplazamientos de diseño pueden ocurrir en cualquier dirección; las vigas se deben diseñar tomando en cuenta que pueden fallar simultáneamente en ambas direcciones ortogonales.

Requisitos del Sistema

Las uniones de viga-columna deben cumplir con que la relación que se presenta en la ecuación (1).

$$\frac{\sum M * pc}{\sum M * pb} > 1 \quad (1)$$

Donde

$\sum M * pc$ Sumatoria de los momentos a flexión de las columnas por encima y por debajo de la unión con la línea central de la viga con una reducción para la fuerza axial en la columna. En el caso de que las líneas centrales de las vigas opuestas en las mismas juntas no coincidan, se utilizará la línea media entre las líneas centrales.

$\sum M * pb$ Sumatoria de momentos a flexión esperados de las vigas en las rótulas plásticas con respecto a la línea central de la columna.

El valor de $\sum M * pc$ se determina mediante la ecuación (2) y el valor de $\sum M * pb$ Se determina mediante la ecuación(3).

$$\sum M^*pc = \sum Z_c (F_{yc} - \alpha_s P_r / A_g) \quad (2)$$

$$\sum M^*pb = \sum (M_{pr} + \alpha_s M_y) \quad (3)$$

Donde

A_g Área bruta

F_{yc} Tensión de fluencia mínima especificada de la viga

M_{pr} Momento máximo probable en el lugar de rótula plástica

M_y Momento adicional debido a la amplificación del corte desde la ubicación de la rótula plástica hasta la línea central de la columna.

P_r Resistencia a la compresión axial requerida.

Z_c Módulo de sección plástica de la columna alrededor del eje de flexión.

La ecuación (1) no es aplicable cuando la relación entre la resistencia al corte disponible y requerida de las columnas de un piso es mayor en un 50% a la del piso superior; para las columnas del último piso de una estructura o de una estructura de un solo piso; para columnas donde la resistencia al corte disponible en las columnas exentas es menor al 20% de la suma de las resistencias a corte disponibles en las columnas en el piso, que actúan en la misma dirección y para columnas donde la suma de las resistencias al corte disponible en cada línea de columnas dentro de un piso es inferior al 33% de la resistencia al corte disponible de todas las columnas en esa línea.

Conexiones entre vigas y columnas con arriostramientos de estabilidad

Las vigas deben tener arriostramientos en todos los lugares donde se prevean rótulas plásticas y cumplir con los requisitos de elementos altamente dúctiles.

Cuando las almas en las conexiones viga-columnas son elementos coplanares y la columna es elástica fuera de la zona del tablero, los patines de la columna requerirán un arriostramiento de estabilidad. La elasticidad de la columna se comprueba mientras la relación de la ecuación (1) es mayor a 2 y en el caso de que esta comprobación no se pueda realizar se deberán cumplir dos requisitos. El primero es que los patines de la columna este arriostrado lateralmente a nivel del patín de las vigas superiores e inferiores, el segundo es que cada abrazadera de columna y de patines se diseñen para una resistencia requerida igual al 2% de la resistencia disponible del patín de la viga. La resistencia disponible del patín de la viga se calcula mediante la ecuación

$$\frac{F_y b_f t b_f}{\alpha_s} \quad (4)$$

Donde

b_f Ancho del patín

$t b_f$ Espesor del patín de la viga

Conexiones entre viga y columna sin arriostramiento

En una columna que tenga una conexión viga-columna sin arriostramiento de miembros transversales, su conexión se diseñará con la distancia entre arriostramientos de elementos adyacentes, cómo la altura de la columna para el pandeo transversal al pórtico sísmico.

Este proceso no es necesario cuando la resistencia requerida de las columnas se determina a partir de las combinaciones de carga de la NEC-SE-CG, incluyendo las carga sísmica de sobre resistencia sin que esta supere el 125% de la resistencia disponible del pórtico que está basada en la resistencia a flexión de la viga; cuando la relación de esbeltez de la columna no sea superior a 60 y cuando la resistencia a flexión de la columna transversal a la estructura sísmica incluya el momento causado por la aplicación de la fuerza del ala de la viga.

Requerimientos del básicos del sistema

Los elementos principales de la estructura deben cumplir los requisitos de elementos altamente dúctiles. En el caso de las vigas, estas no pueden tener cambios bruscos en la sección de los patines dónde se proyectan las rótulas plásticas a menos

que se compruebe mediante ensayos, que la configuración permite desarrollar rótulas plásticas estables para acomodar el ángulo de deriva de piso.

Los extremos de las vigas que están sometidas a esfuerzos inelásticos y las zonas de rótulas plásticas en los extremos, serán tratadas como zonas protegidas. Por tanto, éstas se regirán a los requisitos de la sección D1.3 del AISC 341 (2016)

Conexiones Viga-Columna

Las conexiones entre estos elementos deben ser capaces de acomodar un ángulo de deriva de piso no menor a 0.04 rad y su resistencia a flexión debe ser determinada en la cara de la columna, teniendo un valor no menor al 80% del momento plástico de flexión de la viga conectada con un ángulo de deriva de piso mínimo es decir 0.04 rad.

Resistencia al corte

La resistencia al corte requerida se define como la suma de los momentos en la cara de las columnas que se determina mediante la proyección de los momentos esperados en las rótulas plásticas a la cara de las columnas

Pórticos con Arriostramientos Concéntricos

Se presentan los requisitos mínimos a considerar para que el sistema estructural cumpla las hipótesis de diseño que, conforme al reglamento de Construcciones del Distrito Federal RCDF (2004), el diseño debe contemplar un sistema de, columna fuerte, viga débil y arriostramiento más débil. Además, que el sistema aporticado en cada piso sea capaz de resistir por sí solo, el 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.

En investigaciones realizadas por Tapia y Tena (2013a y 2013b), se presenta una metodología de diseño por capacidad en edificios regulares conformados por pórticos de acero con arriostramientos concéntricos dúctiles y el análisis no lineal en OpenSees a edificios de 10, 14 y 18 pisos, bajo los lineamientos del reglamento RCDF-04. Estos estudios demuestran que las estructuras diseñadas bajo estos parámetros

desarrollan una adecuada distribución a la respuesta inelástica en la altura y un mecanismo de colapso acorde a las hipótesis de diseño (columna fuerte – viga débil – arriostramiento más débil), permitiendo una predicción más acertada de la ductilidad global y la sobre resistencia que el sistema puede desarrollar.

Análisis

En cuanto al análisis de este tipo de sistemas, el cálculo de la resistencia de sus elementos (columnas, vigas y conexiones) deben calcularse bajo las combinaciones de carga especificadas en la NEC-SE-CG, en el caso de los arriostramientos diagonales se debe considerar ambas direcciones de cargas de pórticos y el mayor efecto entre 3 principios; el primero supone que todos los arriostramientos resisten las fuerzas esperadas en compresión y tracción; el segundo supone que todos los arriostramientos resisten las fuerzas esperadas en tracción y en compresión las fuerzas esperadas después del pandeo; finalmente para pórticos arriostrados de varios niveles se considera análisis que representan la fluencia progresiva y el pandeo desde el nivel más débil al más fuerte.

Requisitos del Sistema

La fuerza lateral debe ser resistida en al menos el 30% pero no más del 70% por los arriostramientos en tracción a menos que la resistencia a compresión sea mayor a la resistencia requerida bajo las combinaciones de cargas que incluyen la carga sísmica con sobre resistencia.

Pórticos con arriostramientos en forma de V invertida

Los pórticos con arriostramientos en forma de V invertida requieren en cada intersección de las riostras con la viga un sistema de doble arriostramiento, a menos que la viga tenga la capacidad y rigidez necesaria fuera del plano, para garantizar la

estabilidad entre los puntos de arriostramientos adyacentes. Esta viga además debe cumplir con los siguientes requisitos:

- Debe ser continua entre columnas
- El diseño de la viga debe garantizar que la viga sea capaz de resistir todas las combinaciones de cargas, suponiendo que el contraviento no existe.
- El diseño de la viga debe garantizar la resistencia de todas las combinaciones de cargas y la carga axial aplicada por las diagonales, calculada considerando una fuerza mínima en la diagonal tensionada determinada mediante la ecuación (5) y una fuerza máxima en la diagonal comprimida que representa la carga de post pandeo de $0.3R_c$ (Marino y Nakashima, 2005).

$$P_y = AF_y \quad (5)$$

Donde

P_y Fuerza axial que ocasiona la plastificación

A Área transversal de la sección del contraviento

F_y Esfuerzo de fluencia

- Los patines de las vigas deben arriostrarse lateralmente o en su defecto la sección transversal de la viga debe estar arriostrada con un refuerzo de torsión puntual donde su resistencia a flexión se determina mediante la ecuación (6).

$$M_r = R_y F_y Z / \alpha_s \quad (6)$$

Donde

R_y Relación entre el límite elástico esperado y el límite elástico mínimo especificado

Z Módulo de la sección plástica en torno al eje de flexión en mm^3

α_s Factor de ajuste de fuerza; para LRFD=1 y ASD=1.5

- La separación de los refuerzos de las vigas deberá tener una separación máxima determinada por la ecuación (7).

$$L_b = 0.19r_y E / (R_y F_y) \quad (7)$$

Donde

L_b Separación máxima de los refuerzos de la viga

r_y Radio de giro en torno al eje y en (mm)

Arriostramiento

Los arriostramientos deben cumplir una relación de esbeltez tal que la relación entre la longitud efectiva del arriostramiento L_c y el radio de giro mínimo r tengan un valor menor o igual a 200, tal como se muestra en la ecuación (8).

$$\frac{L_c}{r} \leq 200 \quad (8)$$

En arriostramientos armados, el espacio de los conectores no debe exceder 0.4 veces la relación entre la distancia de conectores a y el radio mínimo de giro de cada componente r_i , estos deben ser colocados de manera uniforme y como mínimo se deben colocar 2 conectores por elemento armado.

El área neta efectiva del arriostramiento no debe ser menor que su área bruta y en caso de requerir refuerzo en la sección transversal de la riostra, este refuerzo debe

tener una resistencia no menor a la resistencia mínima especificada del arriostramiento y las conexiones de este refuerzo deber ser capaces de permitir el desarrollo de la resistencia esperada del refuerzo en cada lado de la sección reducida.

Conexión del arriostramiento

Las conexiones de los arriostramientos deben diseñarse para resistir fuerzas a tracción, compresión y flexión y se pueden considerar de manera independiente.

La resistencia a tracción se define por el menor valore entre la resistencia a la tracción esperada del arriostramiento determinada por la ecuación (9) y la carga máxima que la estructura pueda transferir al arriostramiento.

$$\frac{R_y F_y A_g}{\alpha_s} \quad (9)$$

El diseño de las conexiones para la resistencia a la compresión requerida debe basarse en los estados límite de pandeo, y se define por la relación entre la resistencia a la compresión esperada y α_s .

Las conexiones deben ser capaces de resistir las fuerzas de flexión y rotaciones impuestas por el pandeo de las riostras, es decir, si tienen una resistencia de flexión requerida de al menos la capacidad de flexión del arriostramiento en torno al eje crítico, multiplicado por 1.1 y dividido para α_s como se muestra en la ecuación (10) o si tienen la capacidad de rotación requerida en la deriva de piso de la estructura, tomando en cuenta que se permite una rotación inelástica en la conexión.

$$\frac{R_y M_p}{\alpha_s} * 1.1 \quad (10)$$

Conexión de arriostramiento a conexión Viga-Columna

La conexión de un arriostramiento a una conexión viga-columna debe diseñarse para una rotación requerida de 0.025 radianes y debe ser capaz de resistir la menor fuerza de momento entre: el momento a flexión de la viga (véase ecuación (11)) y el momento de la suma de las fuerzas a flexión de las columnas (véase ecuación (12))

$$\frac{R_y M_y}{\alpha_s} * 1.1 \quad (11)$$

$$\frac{\sum R_y F_y Z}{\alpha_s} * 1.1 \quad (12)$$

Pórticos con Arriostramientos Excéntricos

Este tipo de estructuras están compuestas por columnas, vigas y riostras diagonales. Las riostras diagonales se conectan a la viga de manera que forman una viga corta llamada enlace. Se ha demostrado que mientras más corto es este elemento de enlace, sumado elementos de excelente ductilidad y capacidad de disipación de energía en el rango elástico; el pórtico tiende a comportarse con una rigidez elástica similar a la de los Pórticos Especiales Arriostrados Concéntricamente y a los Pórticos Ordinarios Arriostrados Concéntricamente.

El objetivo del diseño de este tipo de pórticos es generar de forma estable la fluencia cíclica por corte o flexión en los enlaces, de manera que mientras esto sucede,

los demás elementos (arriostramientos, columnas y el resto de la viga) permanezcan en un rango elástico ante la máxima fuerza de resistencia del enlace.

Análisis

El diseño de los elementos que conforman este tipo de pórticos se regirá a un diseño por capacidad. Se asume que las fuerzas desarrolladas en el extremo del enlace corresponden a la capacidad de corte esperada, calculada como se muestra en la ecuación (13) para elementos de secciones tipo I y en la ecuación (14) para elementos de sección rectangular. Esto se hace para determinar el efecto de horizontal de carga sísmica E_{cl} , dónde se desprecia las fuerzas de flexión resultantes de la deriva sísmica, pero se consideran los momentos que resultan de la aplicación de las cargas laterales en los puntos de apoyo lateral.

$$1.25R_y V_n \quad (13)$$

$$1.40R_y V_n \quad (14)$$

Como se puede ver en las ecuaciones anteriores, la resistencia nominal al corte V_n se ve afectada por dos factores, el primero, el factor R_y se introduce para tomar en cuenta la posibilidad de que el material del enlace tenga un límite elástico superior al valor mínimo especificado y el segundo factor, que depende de la sección del elemento de enlace, se usa para considerar el endurecimiento por deformación de este elemento.

Para la viga fuera del enlace, el efecto horizontal de carga sísmica se considera como 0.88 veces las fuerzas determinadas. En el caso de columnas la capacidad

requerida es la menor entre la fuerza de resistencia al volteo de la cimentación y la fuerza determinada por el análisis no lineal.

Arriostramientos

El elemento de arriostramiento debe cumplir con los límites de compacidad para elementos moderadamente dúctiles. La relación ancho-espesor depende del tipo de sección del elemento.

Es importante considerar, que estos elementos al igual que el segmento de viga fuera del elemento de enlace, están sometidos a una combinación de fuerza axial y momento de flexión considerables, por tanto, se deben considerar en su diseño, como columnas.

Elementos de enlace

Se considera a este elemento como la longitud libre entre las conexiones de los arriostramientos diagonales o la conexión del arriostramiento y la cara de la columna, según sea el caso. De manera general los enlaces deben cumplir los requisitos de elementos de alta ductilidad a excepción de enlaces tipo I y tipo cajón que tenga una longitud menor o igual a la relación presentada en la ecuación (15), donde en dicho caso, en enlace puede cumplir con los requisitos de elementos moderadamente dúctiles.

$$e \leq 1.40 M_p/V_p \quad (15)$$

La resistencia al corte del elemento de enlace se considera como el menor valor entre la capacidad a corte del alma del enlace y la flexión en la sección bruta.

$$\phi_v V_n \quad (16)$$

Donde

ϕ_v factor de reducción que para ambos casos tiene un valor de 0.90

V_n Fuerza cortante del elemento

Longitud del elemento de enlace

La longitud del elemento de enlace se define mediante la ecuación (17) y (18)

Cuando $\rho' \leq 0.5$

$$e \leq \frac{1.6 M_p}{V_p} \quad (17)$$

Cuando $\rho' > 0.5$

$$e \leq \frac{1.6 M_p}{V_p} (1.15 - 0.03\rho') \quad (18)$$

$$\rho' = \frac{P_u/P_y}{V_u/V_y} \quad (19)$$

$$V_y = 0.6 F_y A_{tw} \quad (20)$$

Donde

V_u es la resistencia al corte requerida usando la combinación de carga LRFD

V_y es la capacidad a corte de fluencia en Newtons.

F_y es el esfuerzo de fluencia del acero

A_{tw} es el área del alma del elemento

Conexiones

Los elementos excéntricos se conectan de manera diversa a los elementos de los pórticos, por tanto, es importante cumplir los requerimientos de dichas conexiones.

Cuando un arriostramiento se conecte en una conexión viga-columna, se considera que la conexión debe tener una rotación de 0.025 rad y resiste un momento igual o menor al momento resistente a flexión de la viga y el momento correspondiente a la sumatoria de las fuerzas de flexión de la columna, combinado con la capacidad requerida de la conexión del arriostramiento y la capacidad de la viga.

Cuando el elemento de enlace se conecte a la columna, se deben diseñar estas conexiones como conexiones totalmente rígidas siendo esta capaz de sostener un ángulo de rotación del elemento de enlace, su resistencia al corte debe ser menor o igual a la resistencia de corte esperada del enlace y su resistencia a flexión debe ser al menos igual al momento de la resistencia al corte nominal del enlace.

Para garantizar que la conexión tenga una rotación de 0.025 rad se debe emplear procedimientos establecidos y comprobados en la norma AISC 358 para el diseño de la conexión. Se recomienda emplear una conexión precalificada.

Capítulo 3

Metodología de la Investigación

Diseño de la Investigación

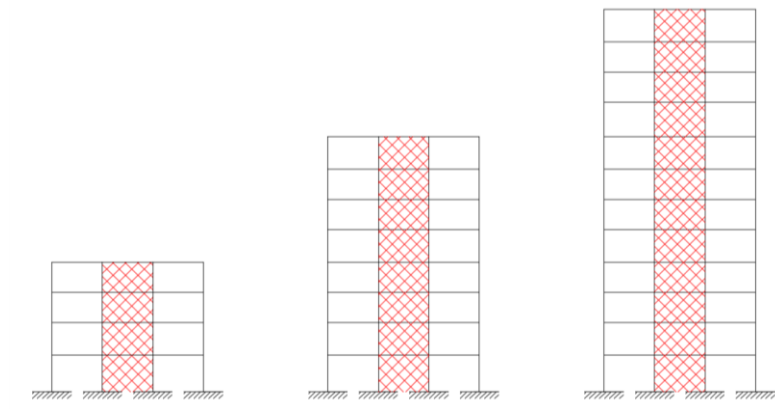
El punto de partida de esta investigación se basa en la búsqueda de información y el manejo de los procedimientos de diseño de pórticos de acero con y sin arriostramientos, tanto concéntricos como excéntricos. Además, el conocer el estado del arte del análisis no lineal estático de estos sistemas estructurales, la definición de los materiales y consideraciones de modelación estructural.

Posteriormente se realiza el diseño de pórticos de acero de 4, 8 y 12 pisos, considerando como sistema de cargas laterales el conjunto de columnas y vigas, luego a esos pórticos se incluirá diagonales concéntricas con diagonales en forma de V invertidas y X de múltiples pisos, también se incluirá diagonales excéntricas con elemento de enlace, considerando 3 longitudes del elemento de enlace y con las diagonales que trabajen axialmente y a flexo-axial, en total se tiene 27 tipologías de pórticos.

En la Figura 5 se muestra la geometría de los pórticos en análisis, se ilustra pórticos regulares y simétricos con 3 vanos, la ubicación de los arriostramientos se lo realizara en el vano central. La altura de entre piso es de 2.88 m a excepción del primer piso que mantiene una altura de 3.60 m. El ancho de los vanos es de 7 m para el vano central y de 5 m para los vanos laterales.

Figura 5

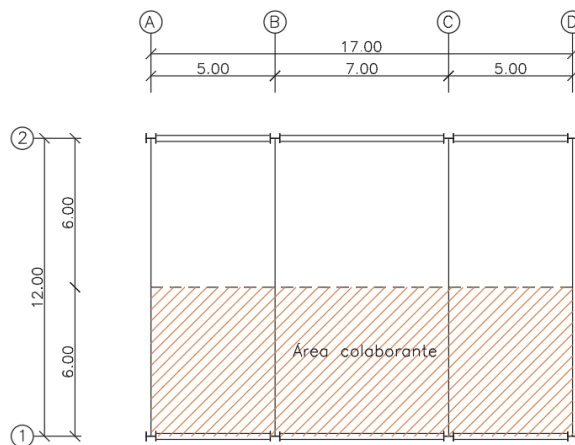
Esquema de pórticos de análisis



En esta tesis se realizará el análisis del pórtico correspondiente al eje 1 de la Figura 6. Como se indica en Cagua *et al*, 2021, los pórticos 1 y 2 presentan la misma geometría, por lo tanto, la rigidez lateral de cada pórtico es igual, consecuente a esto, es posible efectuar el análisis de cada pórtico de manera independiente considerando para las de cargas gravitacionales un área colaborante de 6m.

Figura 6

Pórticos en planta



Tomado de *Nuevas funciones de CEINCI-LAB para el análisis y diseño de pórticos de acero con arriostramientos excéntricos* (pág. 211). Por Cagua et al., 2021, Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras.

El diseño inicial se realiza aplicando procedimientos estáticos lineales establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 (NEC-15). Como parte de las verificaciones del diseño se aplicarán los requerimientos del AISC para vigas con diagonales en forma de V invertida, además de los controles de nudos en estructuras con diagonales.

Por diferentes proyectos y estudios de suelos ejecutados en la ciudad de Quito se ha concluido que en esta zona no es usual encontrar suelos tipo A o B si no, en su mayoría suelos tipo D y en pocos sitios se puede encontrar un suelo tipo C, esto se concluye mediante el cálculo de velocidad de onda de corte, que es el parámetro que más se utiliza para clasificar un suelo (Aguar, 2017). Bajo este antecedente se asume que los 27 pórticos tipo, con la combinación de pisos y diferentes sistemas resistentes de cargas laterales, se encuentran sobre un suelo tipo D en la ciudad de Quito. Los pórticos principales (únicamente con columnas y vigas) se diseñarán para cumplir requisitos mínimos de la NEC-15, es decir cumplir la resistencia de los elementos respecto a las demandas y controlar el pórtico con derivas menores al 2%.

Posteriormente se realizará el análisis estático no lineal (Pushover) de los pórticos en estudio, con ello se puede evaluar los mecanismos de daño y obtener la curva de capacidad de las estructuras ante la acción de cargas laterales monotónicas, con este análisis es posible aplicar la metodología del ASCE/SEI 41 -17 para determinar el punto de desempeño sísmico de los pórticos, como amenaza se empleará el espectro de diseño de la NEC-15 (TR = 475 años).

El análisis estático no lineal permite conocer la capacidad de desplazamiento, la variación de la resistencia y rigidez de la estructura, con ello se puede obtener la sobre resistencia, la ductilidad y el factor de modificación de la respuesta de las estructuras para comparar entre los diferentes sistemas estructurales.

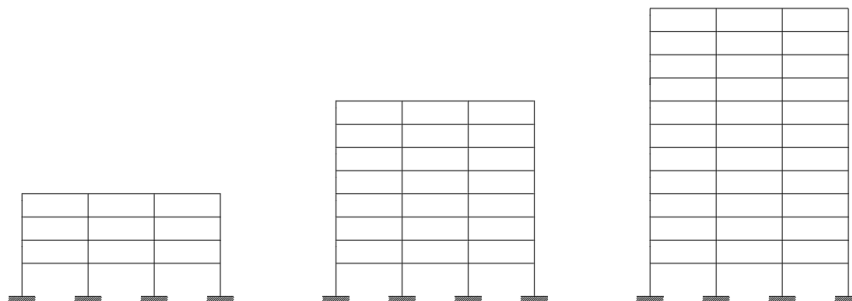
Como herramienta de análisis se empleará funciones existentes del Sistema de Computación **CEINCI-LAB**, además se desarrollará nuevas funciones que aportará al crecimiento y fortalecimiento de las bondades de **CEINCI-LAB** para el análisis estructural de pórticos de acero con y sin arriostramientos. Para el análisis no lineal se empleará **OpenSees**, esto debido a su potencial de cálculo, debido a que este sistema computacional representa dificultades para el ingreso e interpretación de resultados entonces se realizará un acoplamiento con **CEINCI-LAB** para potencializar las fortalezas de ambos Sistemas Computacionales; este vínculo de trabajo colaborativo será un beneficio no solamente para ecuatorianos, sino en todos los países que se esté desarrollando un trabajo con **OpenSees**.

Descripción de la geometría de los pórticos de análisis

El análisis y diseño se realiza para estructuras de acero de 4,8 y 12 pisos con 3 vanos y tres sistemas estructurales diferentes. El primero corresponde a un sistema aporticado resistente a momentos compuesto de columnas tipo HBE y vigas tipo IPE. En la Figura 7 , se presenta el esquema correspondiente a este tipo de sistema.

Figura 7

Esquema de pórticos de acero resistentes a momento.



El segundo sistema estructural corresponde a pórticos de acero con arriostramientos concéntricos en forma de V invertida y arriostramientos en X en diferentes pisos, formados de columnas tipo HBE vigas tipo IPE y diagonales tubulares cuadradas. En la Figura 8 y Figura 9, se presenta el esquema de este sistema estructural.

Figura 8

Esquema de pórticos con arriostramientos concéntricos en forma de V invertida.

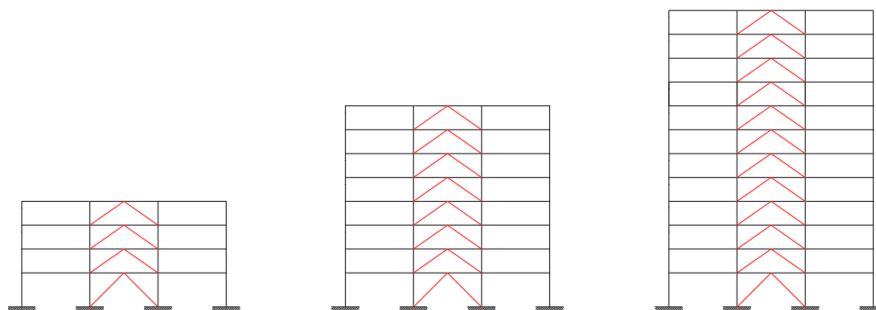
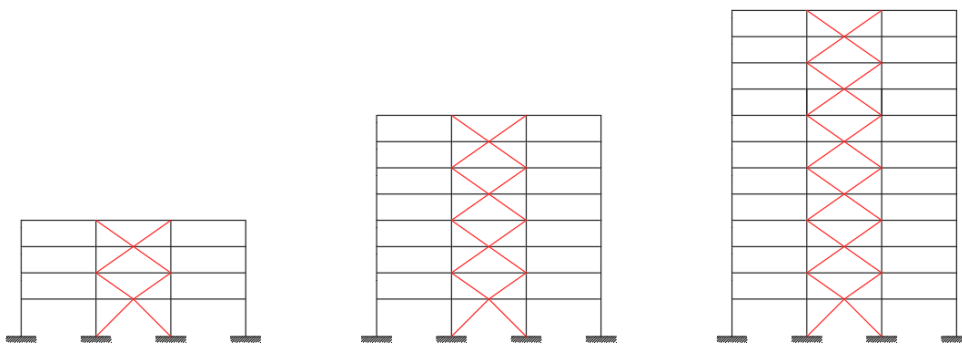


Figura 9

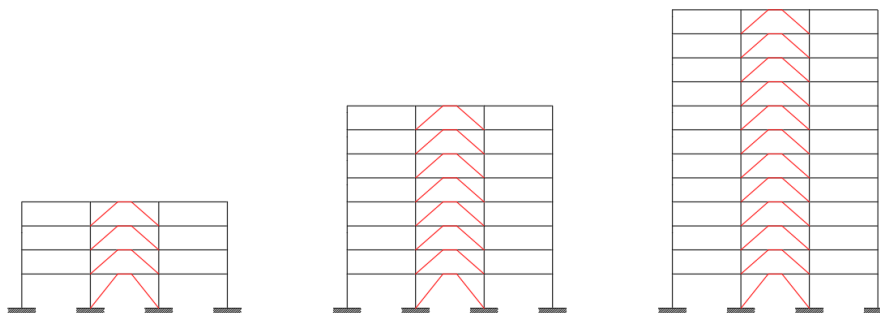
Esquema de pórticos con arriostramientos concéntricos en forma de X en múltiples pisos.



El tercer sistema estructural corresponde a pórticos de acero con diagonales excéntricas con elemento de enlace central. Se considera 3 longitudes del elemento de enlace, estas corresponden a 0.75, 1.25 y 1.75 m para que el elemento de enlace tenga fluencia en corte, en flexión y corte combinado y únicamente a flexión. Se considera conexiones en las diagonales para que trabajen axialmente y a flexo-axial. En la siguiente gráfica se presenta el esquema de este sistema estructural.

Figura 10

Pórticos de acero con arriostramientos excéntricos y elementos de enlace central.



Con un total de 27 tipologías de diferentes estructuras se pretende determinar el desempeño sísmico de pórticos de acero ante cargas laterales monotónicas y comparar su comportamiento no lineal.

Diseño basado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015

Materiales

En el desarrollo del proyecto se empleará acero ASTM A36 debido a que es ampliamente empleado a nivel nacional e internacional; en la Tabla 2 se presenta un resumen de las propiedades del material.

Tabla 2

Propiedades del material.

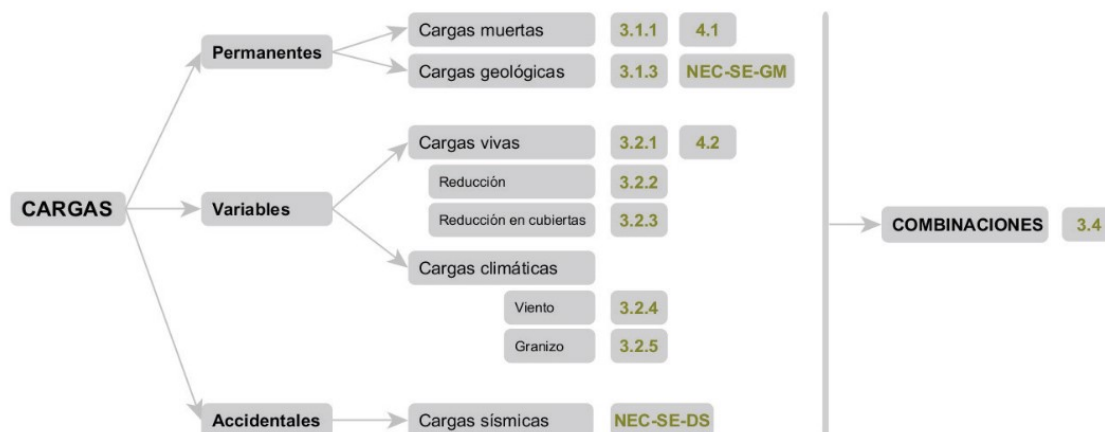
Parámetro	Valor	Unidades
Fy	2531.09	[kgf/cm ²]
Fu	4077.87	[kgf/cm ²]
E	2100000.00	[kgf/cm ²]
G	807692.31	[kgf/cm ²]

Estados de carga

Acorde a la NEC-SE-CG 2015 las cargas se pueden clasificar en permanentes, variables y accidentales, en la Figura 11 se presenta un resumen:

Figura 11

Esquema conceptual para cargas.



Tomado de *Norma Ecuatoriana de la Construcción Cargas (No Sísmicas)* (pág. 32). por NEC-SE-CG, 2015, Dirección de Comunicación Social MIDUVI.

Los estados de carga que se empleará para el Diseño estructural son:

- **Carga permanente (D):** se compone por el peso propio de los elementos (vigas, columnas, losa, etc) y cualquier carga que sea permanente en la estructura (tuberías, instalaciones, cielos falsos y acabados). Acorde a la Tabla 3 se puede estimar un valor de 500 kgf/m² como carga permanente de piso y para cubierta se considera una carga de 380 kgf/m².

Tabla 3

Carga muerta de losa tipo en kgf/m².

Descripción	Valor	Unidades
Peso propio de la losa	190	[kgf/m ²]
Mampostería	150	[kgf/m ²]
Peso de instalaciones	40	[kgf/m ²]
Cielorraso	40	[kgf/m ²]
Contrapiso	70	[kgf/m ²]
Baldosa cerámica	10	[kgf/m ²]
Total	500	[kgf/m²]

• **Cargas de uso (L):** estas cargas varían en tiempo, también pueden variar en el en función de la ocupación de los espacios de la estructura. Los pórticos que se analizaran posteriormente son parte del sistema de carga lateral de estructuras de uso de oficinas, por tanto, acorde a la NEC-SE-CG 2015 se plantea una carga distribuida de 250 kgf/m² y para cubierta se considera 100 kgf/m².

• **Carga sísmica (E):** se refiere a la carga sísmica según la NEC-SE-DS 2015. La definición de la carga sísmica se detallará posteriormente para realizar un análisis modal espectral.

La Tabla 4 resume los estados de carga equivalentes para su aplicación en pórticos planos, considerando un ancho colaborante de 6 m y transformando las cargas en fuerzas por unidad de longitud.

Tabla 4*Cargas permanentes y carga viva.*

Descripción	Valor [T/m]
CM	3.00
CMr	2.10
CV	1.50
CVr	0.60

Combinaciones de carga

Para el diseño de los elementos acorde al método LRFD, se debe incrementar las solicitaciones en base a unas combinaciones de cargas; en base a la NEC-SE-CG 2015 se tienen las siguientes combinaciones de carga:

Combinación 1	1.4D
Combinación 2	1.2D+1.6L+0.5max[L;S;R]
Combinación 3	1.2D+1.6max[L;S;R]+max[L;0.5W]
Combinación 4	1.2D+1.0W+L+max[L;S;R]
Combinación 5	1.2D+1.0E+L+0.2S
Combinación 6	0.9D+1.0W
Combinación 7	0.9D+1.0E

Donde:

D	carga permanente, carga muerta (peso propio)
E	carga de sismo
L	sobrecarga viva
S	carga de granizo
W	carga de viento

El diseño por esfuerzos permisibles (ASD) de las tipologías de estudio, están fuera del alcance de esta investigación, por tanto, no se puede presentar una comparación numérica de los resultados. Sin embargo, si se consideran las diferencias, entre el diseño por última resistencia (LRFD) y el diseño por esfuerzos permisibles (ASD) se podría obtener variaciones significativas en los resultados. LRFD tiene factores más precisos, lo que proporciona un nivel de seguridad uniforme y un diseño más realista con diferentes condiciones de carga. Este ajuste nos permite obtener secciones apegadas a esta realidad en comparación al ASD que muy probablemente presente sobredimensionamiento en las secciones de los pórticos.

Parámetros de diseño sísmico

Como se indicó previamente se asume que las estructuras se encuentran en la ciudad de Quito sobre suelo tipo D; los parámetros sísmicos para determinar los espectros de diseño se presentan en la Tabla 5.

Tabla 5

Parámetros sísmicos para espectros de diseño.

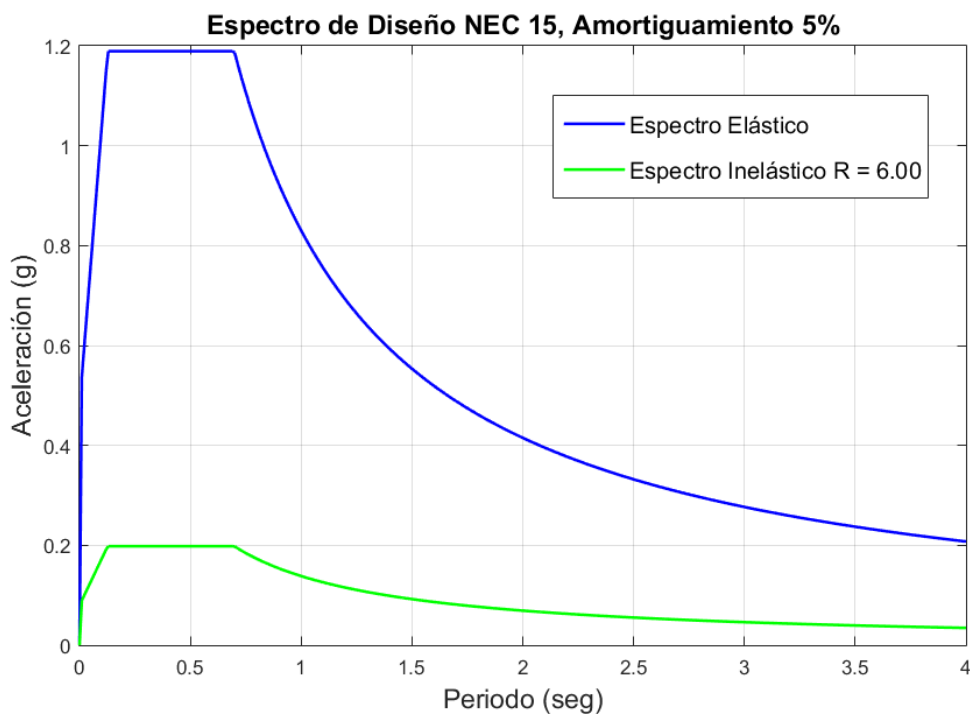
Parámetro	Variable	Valor	Observación	Referencia NEC-SE-DS 2015
Zona Sísmica	V	-	-	Tabla 1. Sec.3.1.1 Pág. 27
Factor de aceleración en la zona	Z	0.4	-	Tabla 1. Sec.3.1.1 Pág. 27
Tipo del perfil del suelo	D	-	-	Tabla 2. Sec.3.1.1 Pág. 30
Factor de sitio F_a	F_a	1.2	-	Tabla 3. Sec.3.2.2 Pág. 31
Factor de sitio F_d	F_d	1.19	-	Tabla 4. Sec.3.2.2 Pág. 31
Factor comportamiento inelás. suelo	F_s	1.28	-	Tabla 5. Sec.3.2.2 Pág. 32
Factor asociado al periodo de retorno	r	1	-	Sec 3.3.1 Pág. 34
Relación de amplificación espectral	n	2.48	-	Sec.3.3.1 Pág. 34
Aceleración en $T=T_0$	S_a [g]	1.19	$S_a = \eta Z F_a$	Sec.3.3.1 Pág. 34
Periodo Límite en $T=T_0$	T_0 [s]	0.127	$T_0 = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a}$	Sec.3.3.1 Pág. 35

Parámetro	Variable	Valor	Observación	Referencia NEC-SE-DS 2015
Periodo Límite en $T=T_c$	T_c [s]	0.698	$T_c = 0.55F_s \frac{F_d}{F_a}$	Sec.3.3.1 Pág. 34
Periodo Límite en $T=T_L$	T_L [s]	2.856		Sec.3.3.1 Pág. 34

En la Figura 12, se presenta el espectro de diseño para la ciudad de Quito considerando suelo tipo D, de color azul se tiene el espectro elástico de diseño y en color verde el espectro reducido mediante el factor R. En esta tesis se asume un valor de R igual a 6 de manera conservadora con respecto a fuerzas laterales, es decir que se tendrá fuerzas más grandes para el diseño de estos sistemas estructurales. La Norma permite emplear valores superiores a 6.

Figura 12

Espectro para la ciudad de Quito y suelo tipo D



Control de fuerzas que llegan a la unión de las diagonales

Según Pilatasig et al. (2021), el diseño por capacidad de las estructuras se debe realizar bajo los lineamientos de las provisiones sísmicas del AISC 341-16. En el caso de pórticos con arriostramientos de acero, la demanda sísmica en las columnas, vigas y conexiones se debe obtener de la capacidad esperada de la diagonal. Dado esto, el efecto de la diagonal debe calcularse como el mayor entre dos análisis, a los que se denominará “Caso a” y “Caso b”.

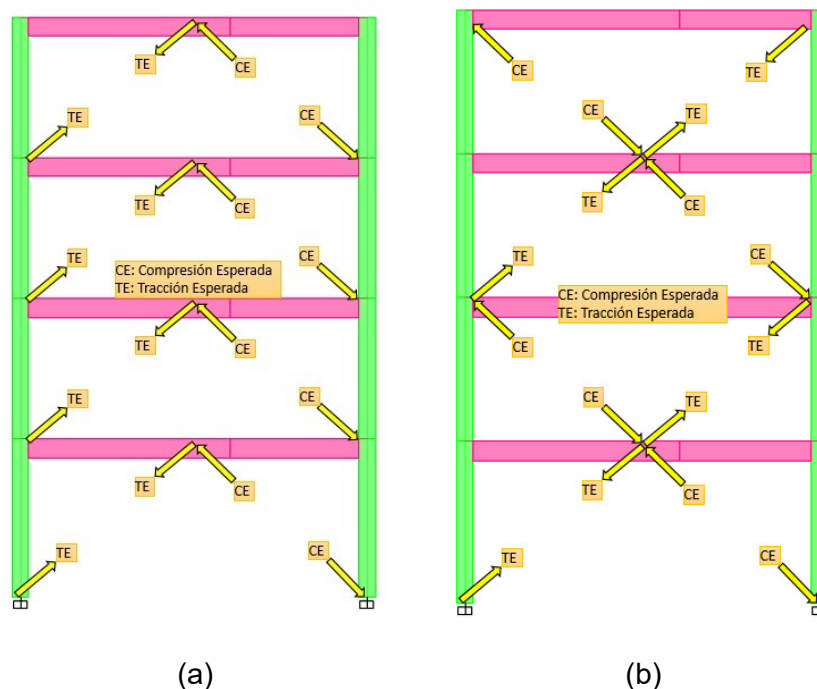
En el “Caso a” se supone que todos los arriostramientos resisten fuerzas correspondientes a su resistencia esperada en compresión o en tracción, determinados mediante la Ecuación (21) y (22) respectivamente, lo que gráficamente se representa como se muestra en la Figura 13.

$$F_T = R_y * F_y * A_g \quad (21)$$

$$F_C = \frac{1}{0.877} * F_{cr} * A_g \quad (22)$$

Figura 13

Representación gráfica "Caso a", aplicación de máximas fuerzas esperadas debido a la capacidad de las diagonales; a) Pórticos con diagonales concéntricas en V invertida; b) Pórticos con diagonales concéntricas en X en múltiples pisos.



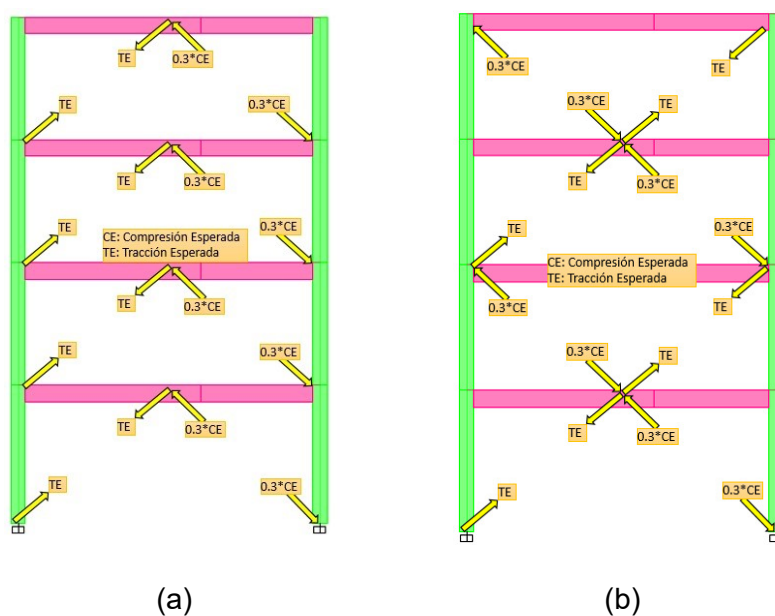
Tomado de *Análisis del reforzamiento de una estructura de acero con diagonales concéntricas. Caso del UVC de Manta* (pág. 20). por Pilatasig et al., 2021, Revista Ingeniería de Construcción.

El "Caso b" corresponde a un análisis en el que se supone que todos los arriostramientos en tracción resisten fuerzas correspondientes a su resistencia esperada y que todos los arriostramientos en compresión resisten fuerzas en base a su resistencia a compresión esperada posterior al pandeo, que se considera como un máximo de 0.3 veces la resistencia esperada del arriostramiento en compresión (Véase la Ecuación (23)), lo que gráficamente se representa en la Figura 14.

$$F_C = 0.34 * F_{cr} * A_g \quad (23)$$

Figura 14

Representación gráfica "Caso b" aplicación de fuerza esperada a tracción y fuerza esperada a compresión posterior al pandeo; a) Pórticos con diagonales concéntricas en V invertida; b) Pórticos con diagonales concéntricas en X en múltiples pisos.



Tomado de *Análisis del reforzamiento de una estructura de acero con diagonales concéntricas. Caso del UVC de Manta* (pág. 20). por Pilatasig et al., 2021, Revista Ingeniería de Construcción.

Diseño estructural de los pórticos en análisis

Para el diseño de los pórticos se emplea el Sistema de Computación CEINCI-LAB con nuevas rutinas elaboradas en este trabajo de titulación, los cuales se ilustran con ejemplos de diseño en los siguientes artículos:

- Cagua, B., Aguiar, R., & Pilatasig, J. (2021). **Nuevas funciones de CEINCI-LAB para el análisis y diseño de pórticos de acero acorde a la NEC-15.** *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 25(3), 367-420.
- Cagua, B., Aguiar, R., & Pilatasig, J. (2021). **Nuevas funciones de CEINCI-LAB para el análisis y diseño de pórticos de acero con arriostramientos concéntricos.** *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 26(2), 199-283.
- Cagua, B., Aguiar, R., Pilatasig, J., & Bonilla, A. (2021). **Nuevas funciones de CEINCI-LAB para el análisis y diseño de pórticos de acero con arriostramientos excéntricos.** *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 26(3), 199-283.

El desarrollo de estas funciones se rige a los lineamientos de normativas nacionales como la NEC-SE-DS, NEC-SE-CG y NEC-SE-AC, y normativas internacionales como AISC 360-16, AISC 341-16, AISC 358-16. ASCE 41-17 y ASCE 7-16.

Se presenta de manera resumida las funciones, variables y la esquematización gráfica del algoritmo ejecutado en CEINCI-LAB para el diseño en base a la NEC-15 y el análisis estático no lineal (Pushover) de las 27 tipologías de estudio.

En la Tabla 6 **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se presenta la descripción de las variables utilizadas en todos los programas, en la Tabla 7 se presentan las funciones utilizadas para el diseño en base a la NEC-15 y en la

Tabla 8 se presentan las funciones utilizadas para ejecutar en análisis estático no lineal.

A continuación, en la Figura 15 y Figura 16 se presenta el algoritmo para el diseño y análisis estático no lineal de estructuras de 4, 8 y 12 pisos sin arriostramientos. En la Figura 17 y Figura 18 se presenta el algoritmo para el diseño y análisis estático no lineal de estructuras de 4, 8 y 12 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de V invertida y en X en múltiples pisos. Finalmente, en la Figura 19 y Figura 20 se presenta el algoritmo para el diseño y análisis estático no lineal de estructuras de 4, 8 y 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elementos de enlace articulado y empotrado de 0.75 m, 1.25 m y 1.75 m.

Tabla 6

Descripción de variables para programación en CEINCI-LAB.

Variable	Descripción
sv	Vector de ingreso para longitud de vanos
sp	Vector que define la altura de pisos
np	Constante que define el número de pisos
Long_Piso	Constante que define la longitud horizontal de cada piso de la estructura
Ancho_Col	Constante que define el ancho colaborante del pórtico
Porc_viva	Constante que define la fracción de carga para el peso sísmico reactivo
Fy	Constante que representa el esfuerzo de fluencia del acero (T/m ²)
Es	Constante que representa el módulo de elasticidad del material (T/m ²)
Fu	Constante que representa el esfuerzo último del material (T/m ²)
Ry	Factor de fluencia probable que depende del tipo de acero de diseño
Uso_Conexion	Constante que define el tipo de conexión entre los miembros de la estructura
Sec_VG_COL	Vector de ingreso del tipo y tamaño de las secciones de los elementos
Elem_Sec_VG_COL	Vector de ingreso de asignación de tipo y tamaño de secciones
is	Constante que define el tipo de suelo de acuerdo con la NEC-15
iz	Constante que define la zona sísmica de acuerdo con la NEC-15
ip	Constante que define la región dónde está ubicada la estructura
Importancia	Constante que define la importancia de la estructura de acuerdo con la NEC-15
Cd	Constante que define el factor de amplificación de deflexiones según el ASCE 7-16
omega	Constante que define el factor de sobrerresistencia
fip	Constante que define la configuración en planta de la estructura
fie	Constante que define la configuración en elevación de la estructura
zeda	Constante que define el factor de amortiguamiento
Tipo_Estr	Constante que define el tipo de sistema estructural

Variable	Descripción
F	Vector de ingreso para nudos cargados
Fm	Vector de ingreso para los miembros cargados
njc	Constante que representa el número de juntas cargadas
nmc	Constante que representa el número de miembros cargados
datos	Vector que contiene Momento Ni, Corte Ni, Momento Nf, Corte Nf, cuando el usuario ingresa las acciones de empotramiento perfecto
CM	Vector de ingreso para la carga permanente por piso (T/m)
CV	Vector de ingreso para la carga variable por piso (T/m)
DOF	Constante que define los nudos con los mismos grados de libertad horizontal en cada piso
nod	Constante que define el número de nudos de la estructura
nr	Constante que define el número de restricciones de la estructura
nudt	Constante que define el número total de elementos
Xcol	Coordenada X donde están las columnas
Ypisos	Coordenadas Y de cada nivel
X	Coordenadas X de los nudos
Y	Coordenadas Y de los nudos
NI	Vector que contiene los nudos iniciales de los elementos
NJ	Vector que contiene los nudos finales de los elementos
CG	Matriz que contiene las coordenadas generalizadas de los nudos
masa_nudo	Matriz que contiene la masa en los nudos de la estructura Ts^2/m
L	Vector que contiene la longitud de los elementos
qp	Vector que contiene la carga distribuida en las vigas de cada piso T/m
num_elem	Constante que define el número de subelementos totales de la estructura
Tabla_Elem_Nud	Matriz que divide un elemento en 5 subelementos y le asigna propiedades de modelos histeréticos
Dis_Fuerzas_Laterales	Constante que define el tipo de carga lateral para el Pushover
T	Vector que contiene los periodos de vibración en segundos
W	Constante que define la carga reactiva en cada piso
fi	Vector que contiene los modos de vibración de la estructura

Variable	Descripción
Sec_AIZ_	Vector que contiene área, inercia y módulo plástico con el modelo de OpenSees
th_Sec	Vector que contiene la rotación de los elementos con el modelo de OpenSees
L2	Vector que contiene la longitud de los elementos en OpenSees
Deriva_Global	Constante que define la fracción de altura total de la estructura
Nud_Xsimilares	Matriz que contiene la posición de valores similares dentro del vector de coordenadas X
X_hinge	Vector que contiene las coordenadas en X de los nudos de las rótulas plásticas
Y_hinge	Vector que contiene las coordenadas en Y de los nudos de las rótulas plásticas
teta_y_elem	Vector que contiene la rotación de fluencia de cada elemento
g	Constante que define el valor de la aceleración de la gravedad
Lorig	Vector que contiene la longitud original de los elementos
CoSorig	Vector que contiene el valor del ángulo director de los elementos originales

Tabla 7

Funciones para el diseño de estructuras en base a la NEC-15 con CEINCI-LAB.

Función	Descripción
geometria_nudo_viga	Función que define pórticos regulares y considera un nudo en la mitad de la viga
glinea_portico2	Función que genera el nudo inicial y final de los elementos
gn_portico2	Función para generar el Nudo inicial y final de los elementos
cg_sismo2	Función que define las coordenadas generalizadas en un pórtico plano, considerando un sistema de un grado de libertad por piso
Analisis_Sismico_Porticos_V2	Función que realiza el análisis sísmico del pórtico (resumen: desplazamiento y derivas laterales, cortantes)
Indice_Estabilidad_Sismo_V3	Función que realiza análisis sísmico de un pórtico plano para definir su estabilidad
longitud(X,Y,NI,NJ)	Función que calcula longitud, seno y coseno de los elementos
Diferentes_Vg_COL	Función que genera secciones diferentes para vigas y columnas

Función	Descripción
gelem_portico	Función que genera los elementos de un pórtico plano
relacion_sum_Z_columna_viga	Función que determina la relación entre módulos plásticos de la sección de las columnas vs vigas
cg	Función que define las coordenadas generalizadas de un pórtico plano o almadura plan
dibujogdl	Función que dibuja una estructura plana considerando los grado de libertad
vc	Función que calcula el vector de colocación del pórtico plano
krigidez_acero	Función que define la rigidez de un elemento en coordenadas globales, contiene datos de la sección e inercia del elemento.
cargas_arm	Función que calculo el vector de cargas Q del pórtico plano con carga uniforme en los miembros
fuerzas_acero_arm1_V2	Función que contiene las fuerzas de los elementos de acero calculados con 6 grados de libertad en estructuras mixtas (acero-hormigón)
Combinacion_Cargas	Función que realiza las combinaciones de carga para diseño de acuerdo con la NEC-
Compacidad_Elementos	Función que permite calcular la compacidad de los elementos
dibujo_Compacidad	Función para dibujar la compacidad de los elementos del pórtico con colores (HH, MD, ND)
Factor_K_Long_Efectiva	Función que calcula la longitud efectiva de los elementos
Capacidad_Elementos_Acero_V3	Función para determinar la capacidad de los elementos: Axial, Corte y Flexo - Axial
Dibujos de demanda capacidad	Función para representar gráficamente la relación de demanda vs capacidad
conexión_viga_columna_V2	Función para determinar la relación de la capacidad de las columnas vs vigas
dibujo_Capacidad_Viga_Columna	Función para representar gráficamente la relación de capacidad de la capacidad de columnas vs vigas

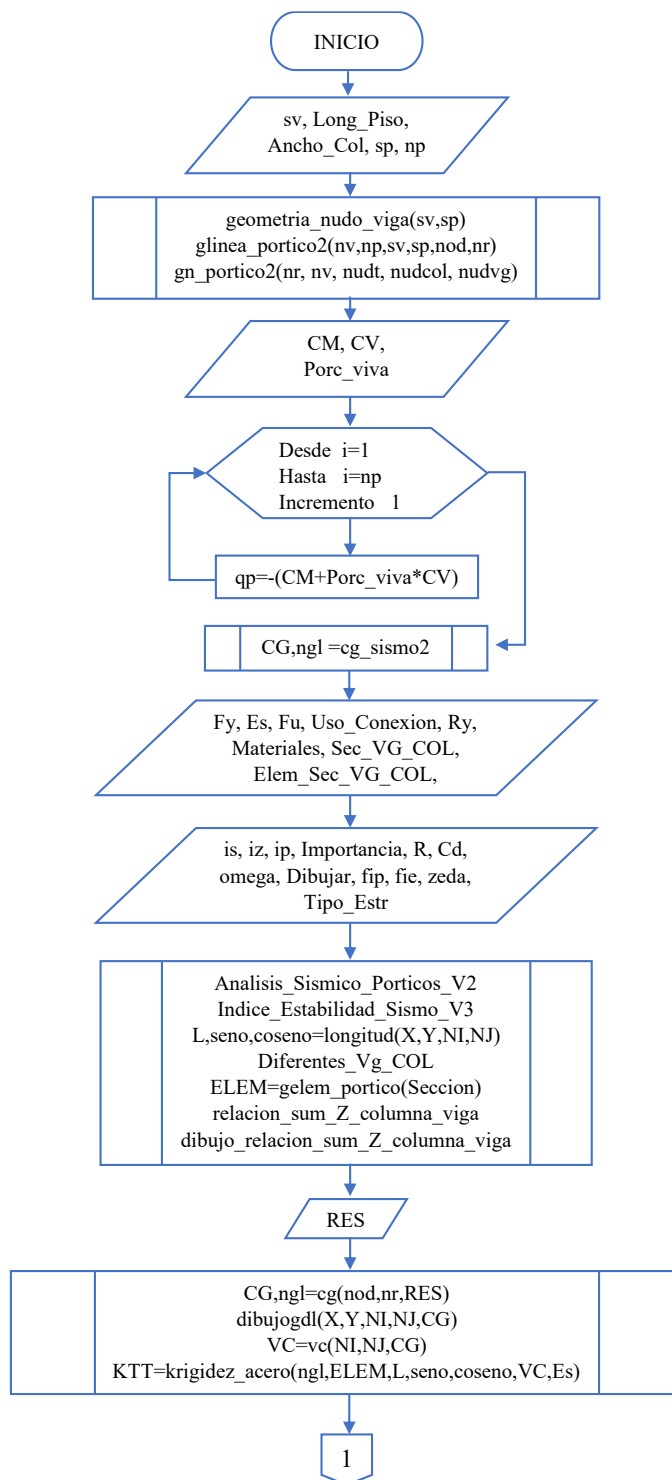
Tabla 8

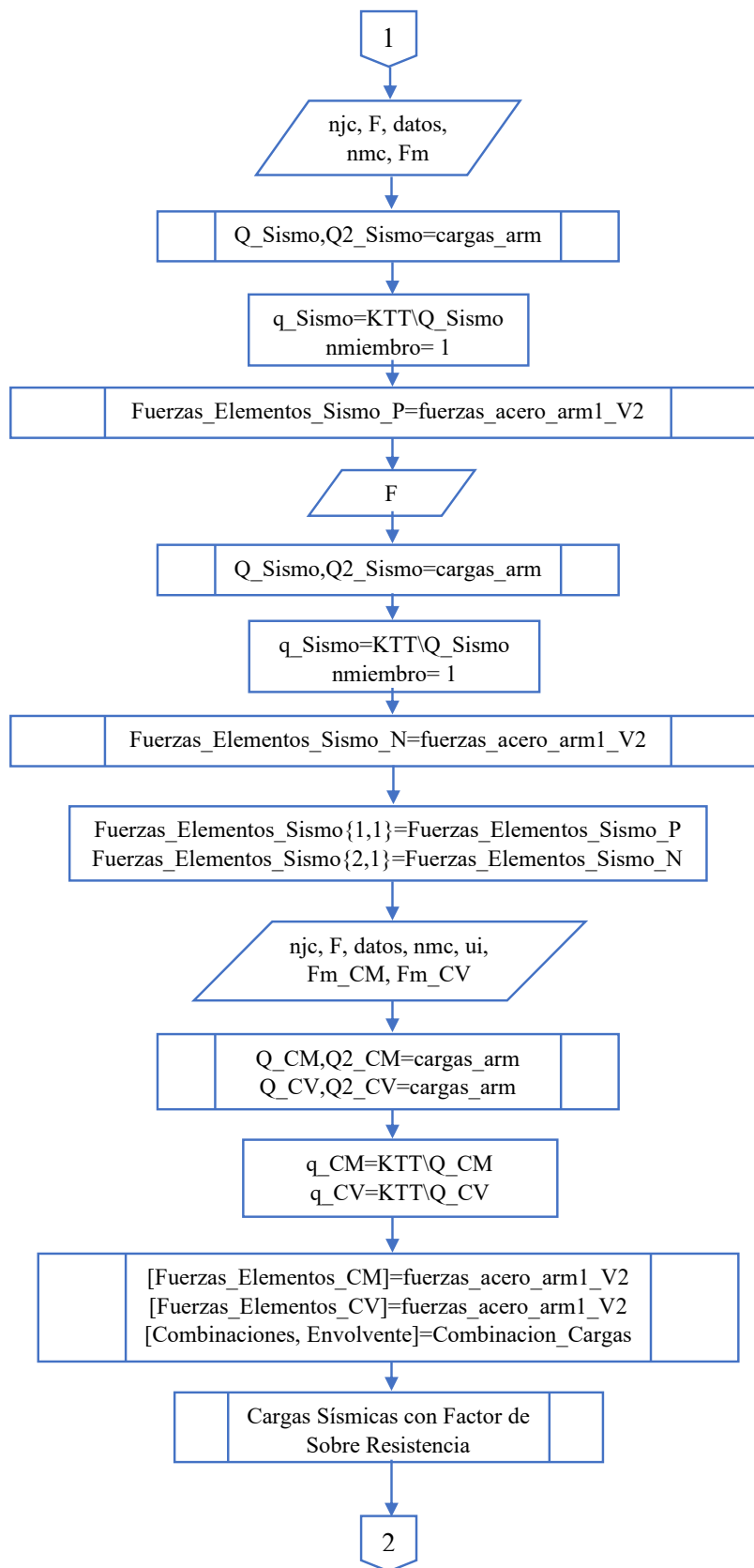
Funciones para el desarrollo de Pushover en CEINCI-LAB.

Función	Descripción
masa_carga_reactiva	Función que define los datos de masa y carga reactiva en el modelo de OpenSees (Modelo de plasticidad concentrada)
dibujoNudElem	Función que dibuja una estructura plana considerando la etiqueta de cada elemento
orden_eig	Función que calcula y ordena los valores y vectores propios de menor a mayor
ElementosNudos_V2a	Función que define los datos de nudos y elementos de OpenSees (Modelo de plasticidad concentrada)
Secciones_Mod_OpenSees	Función que define los datos de OpenSees (Modelo de plasticidad concentrada)
MismosGDL	Función que determina el nudos que tienen el mismo desplazamiento horizontal
dibujoNudElemMODPUSH	Función que dibuja una estructura plana considerando las etiquetas de cada elemento
Pushover_Opensees_V2a()	Función para generar Pushover con OpenSees
OpenSees.exe	Programa Computacional OpenSees
Graficar_Pushover3	Función que grafica la curva Pushover resultado de OpenSees
Lim_Rotacion_Elem_PC2	Función que define el estado límite de los elementos
AnimacionPushover_V2	Función que genera una animación de el Pushover de la estructura

Figura 15

Diagrama de flujo de diseño para estructuras sin arriostramientos.





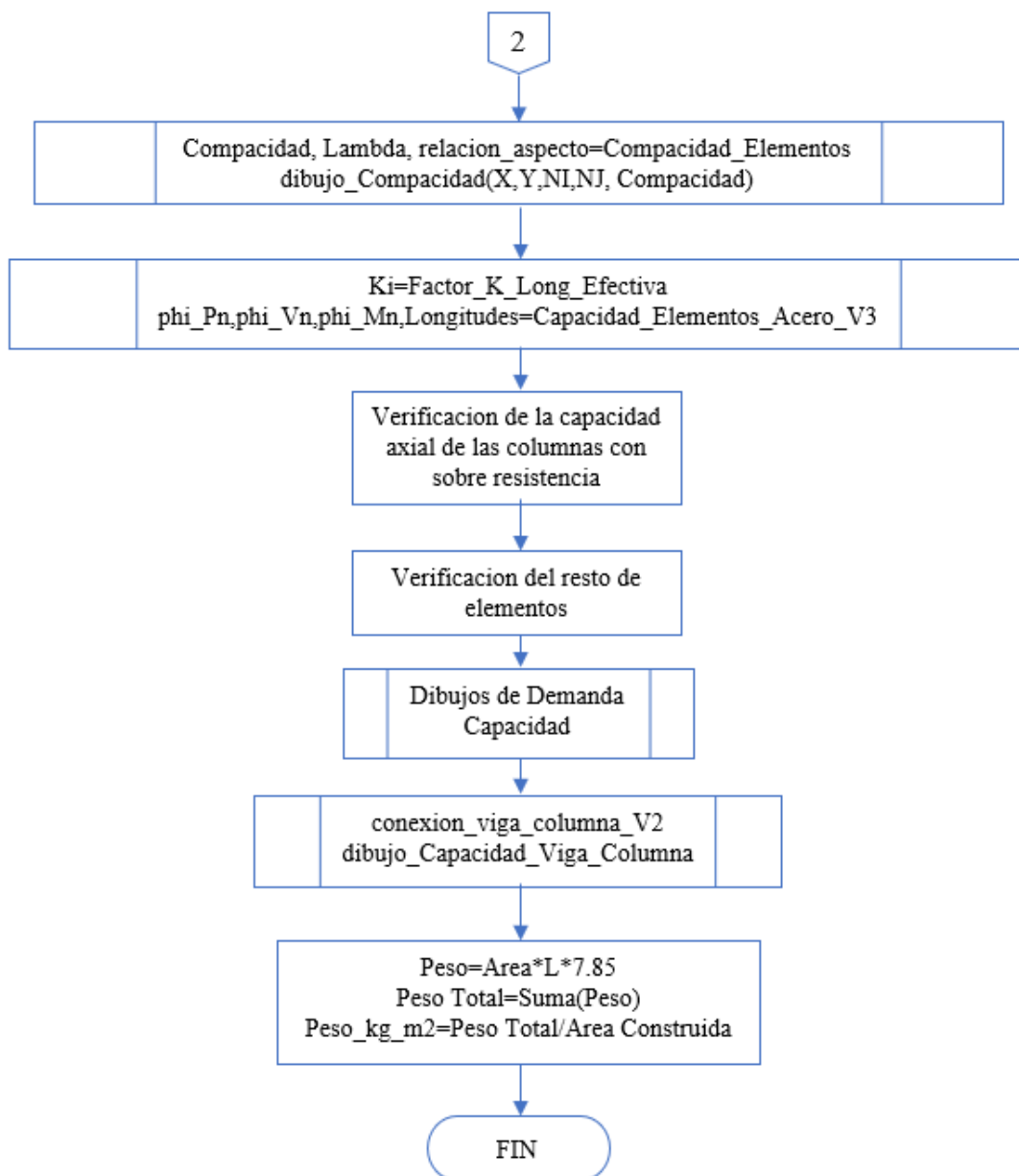
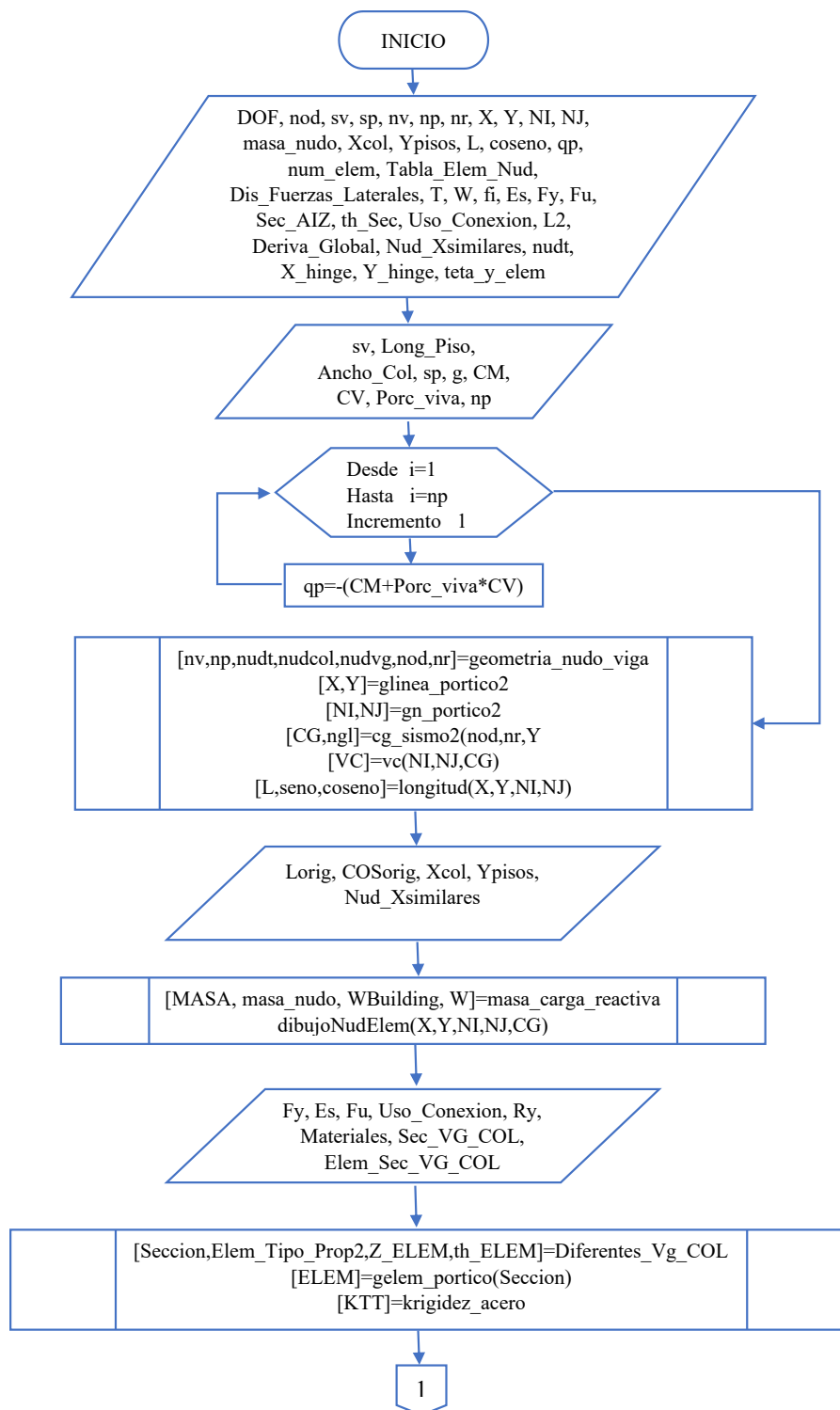
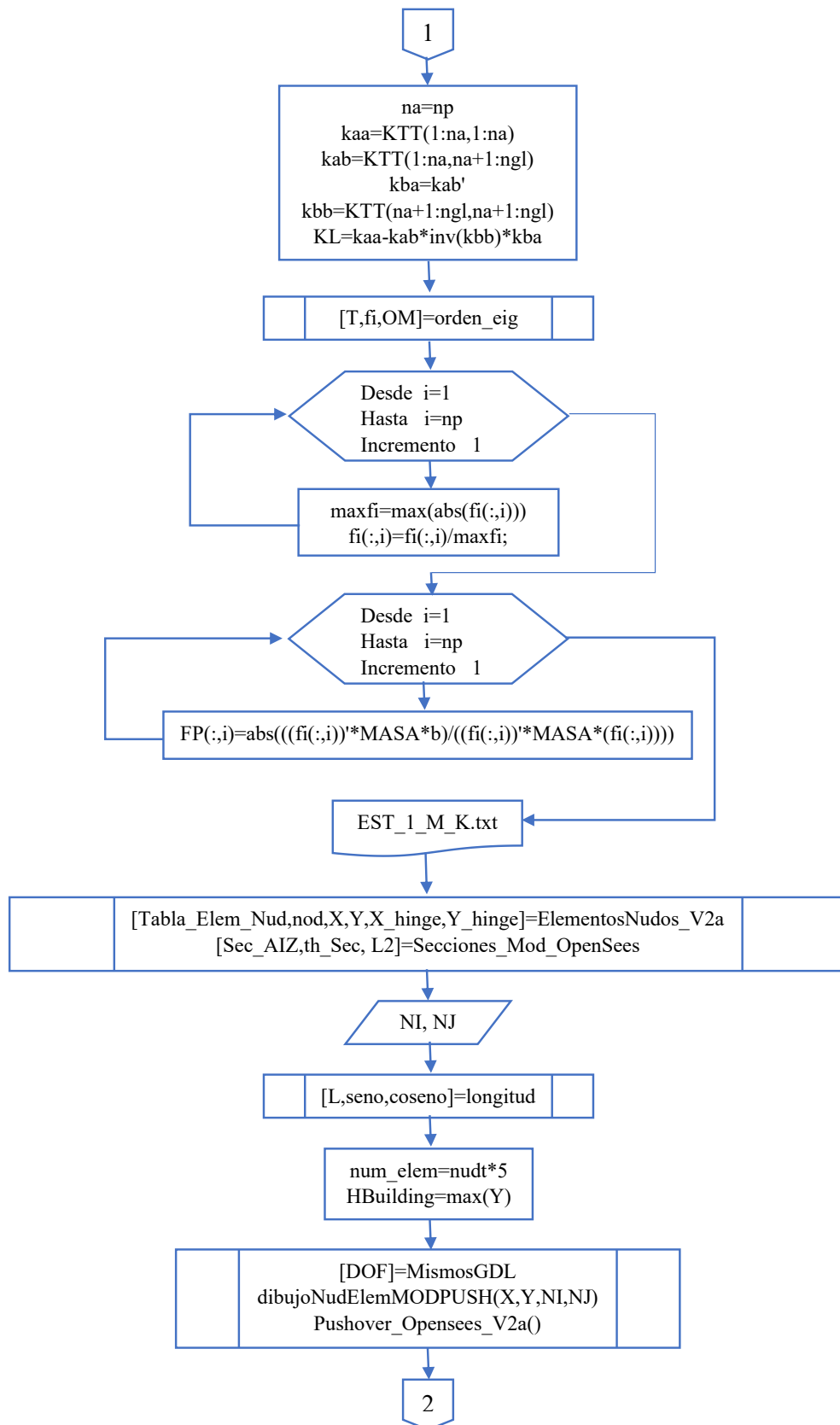


Figura 16

Diagrama de flujo para análisis estático no lineal de estructuras sin arriostramientos.





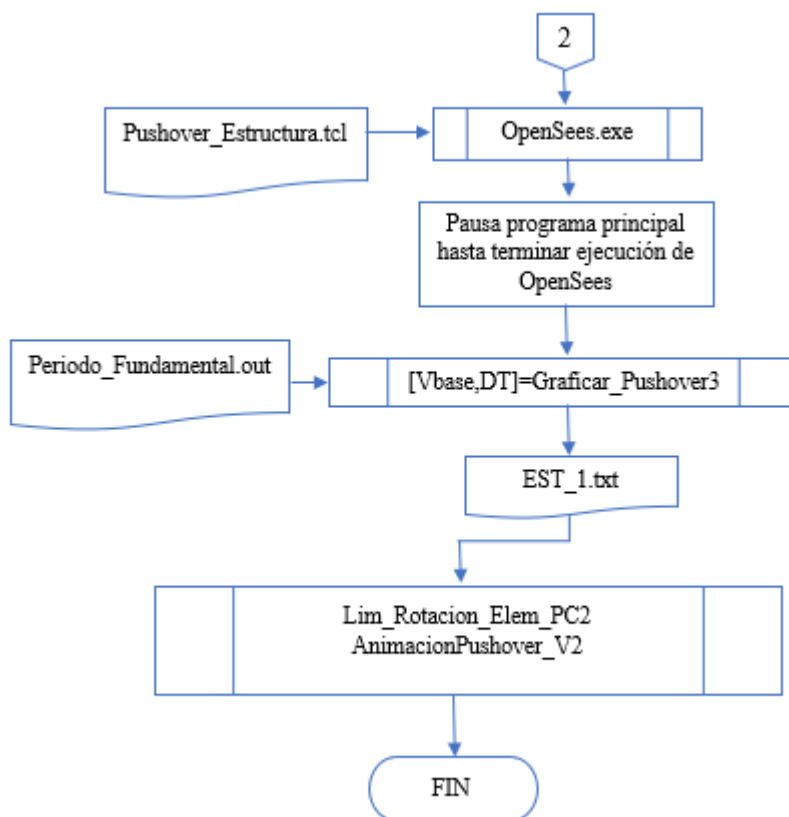
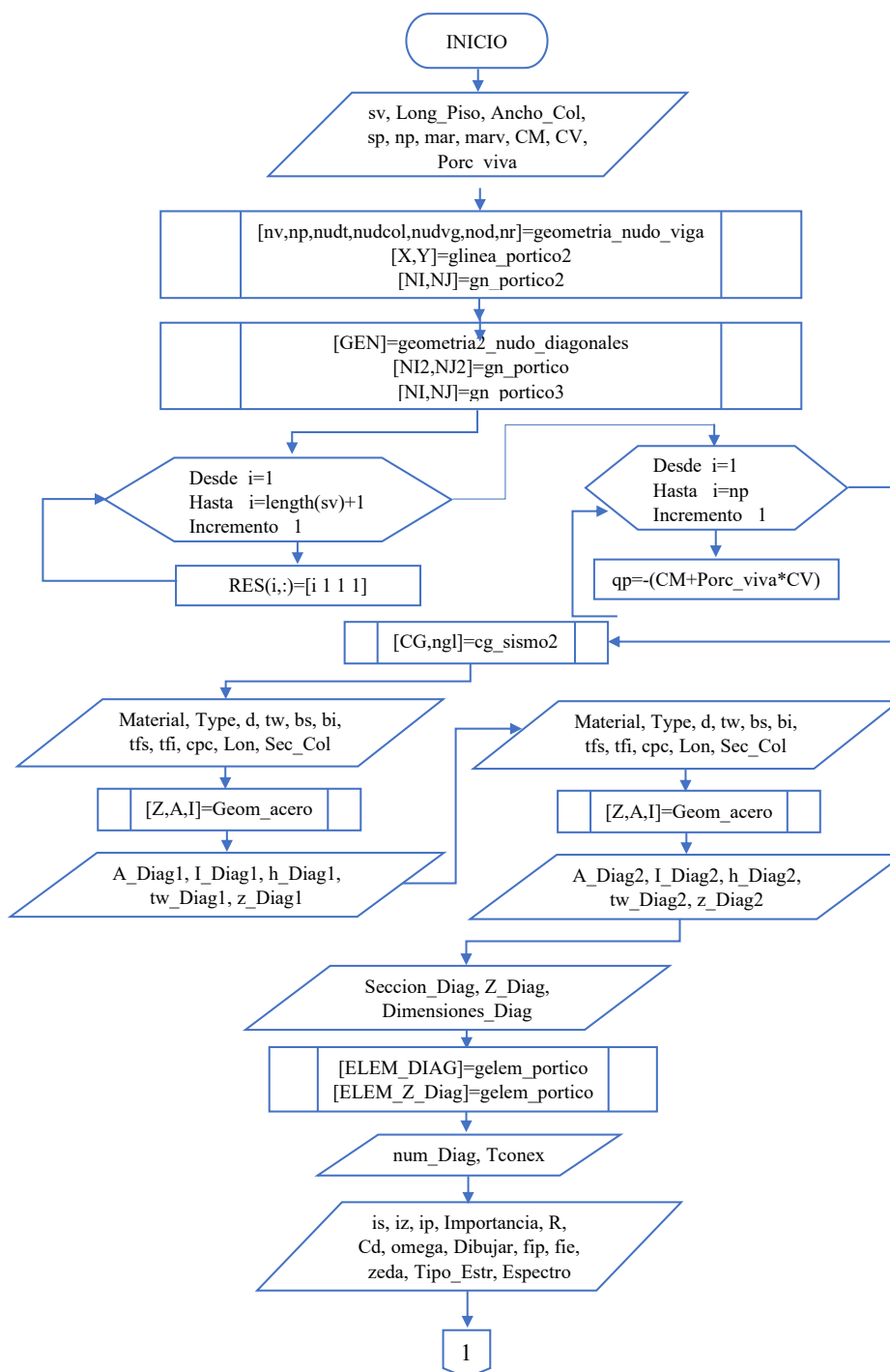
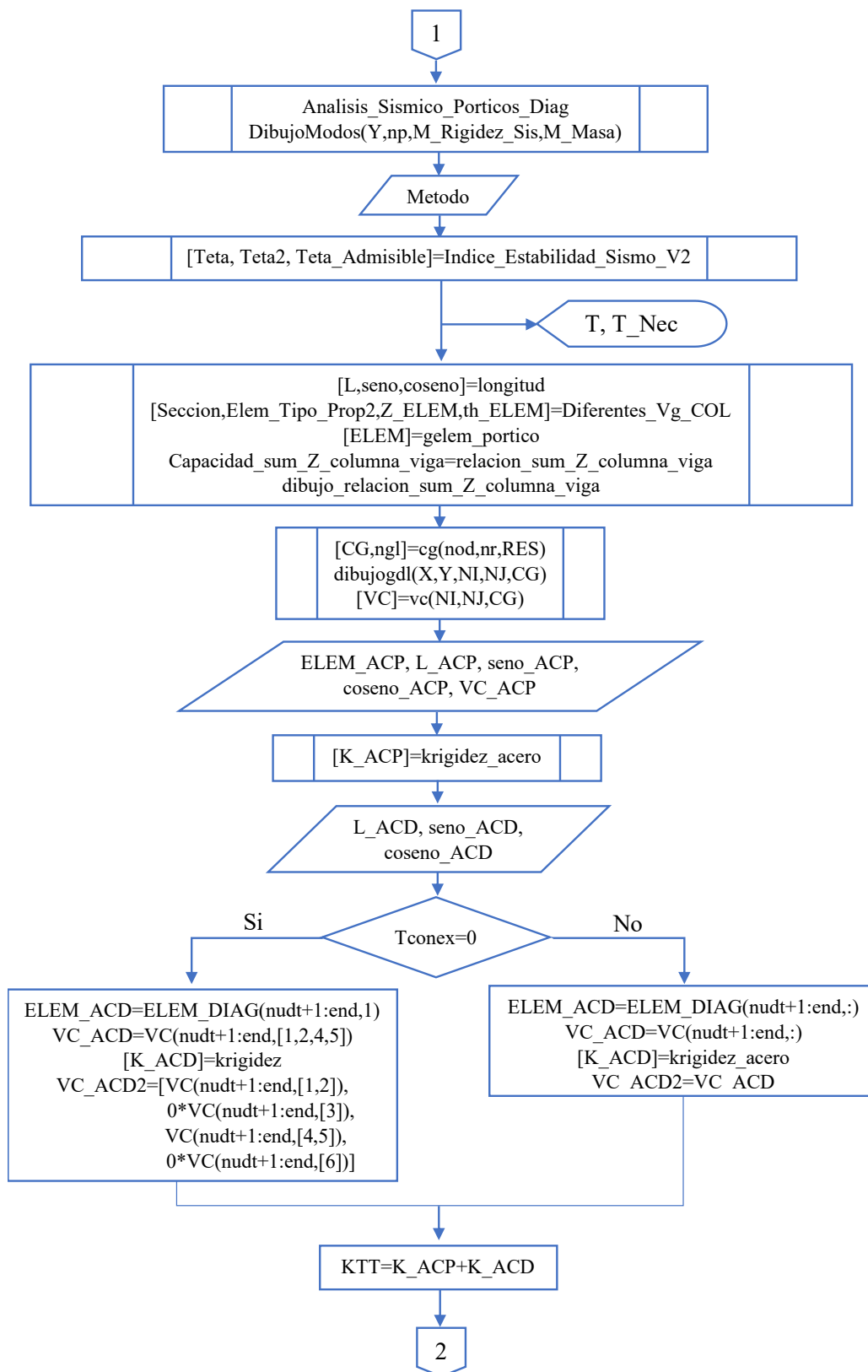
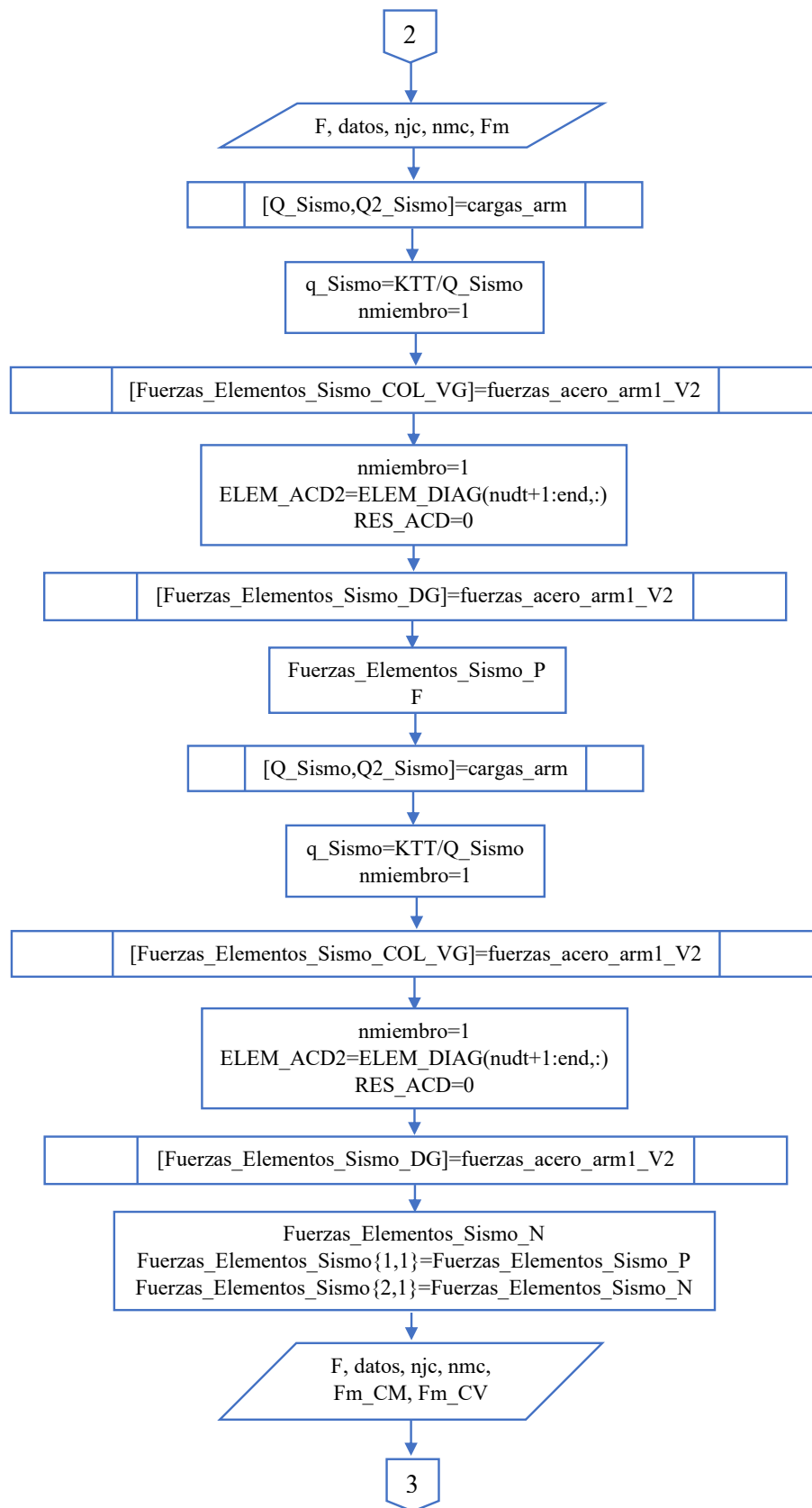


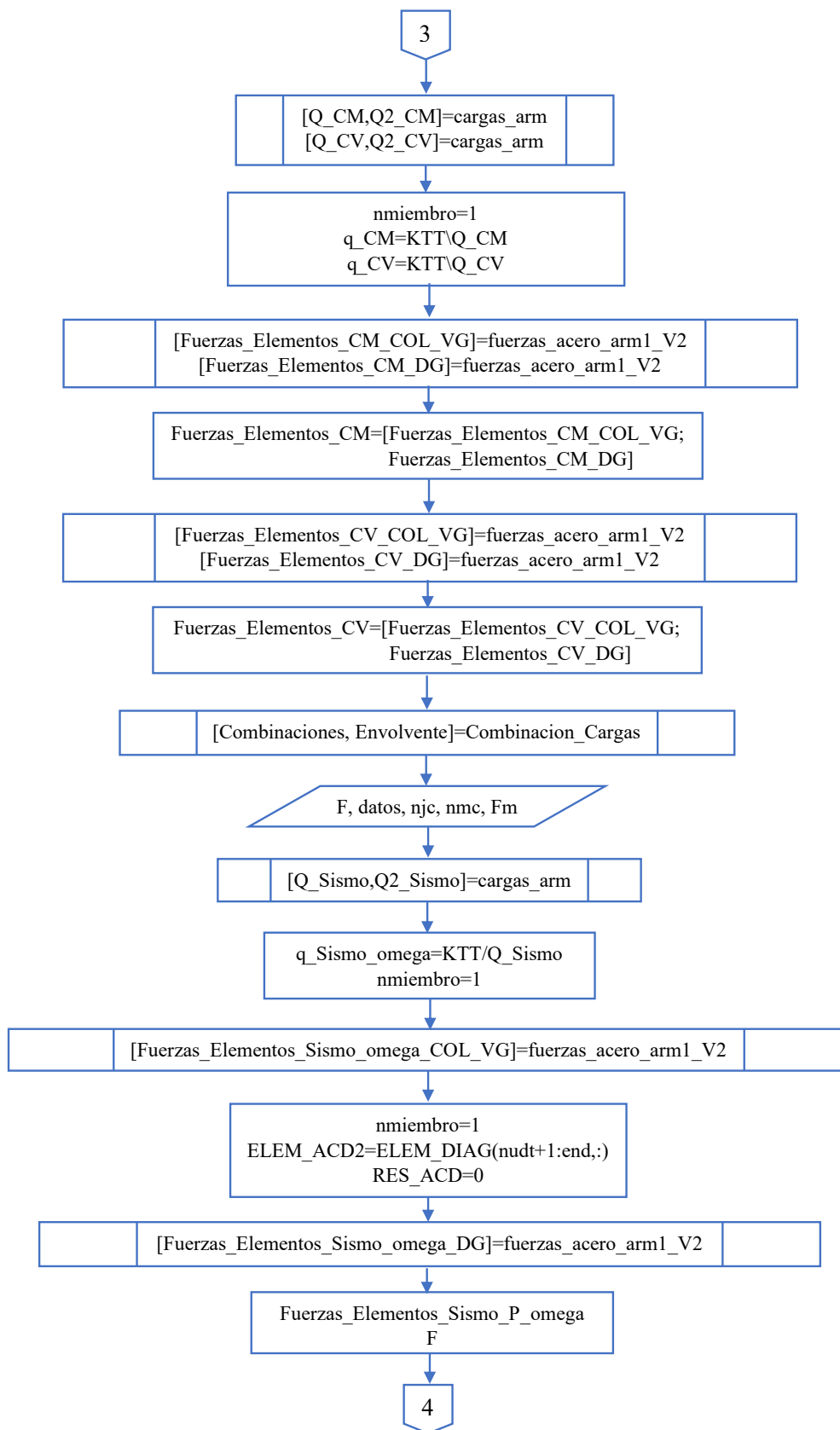
Figura 17

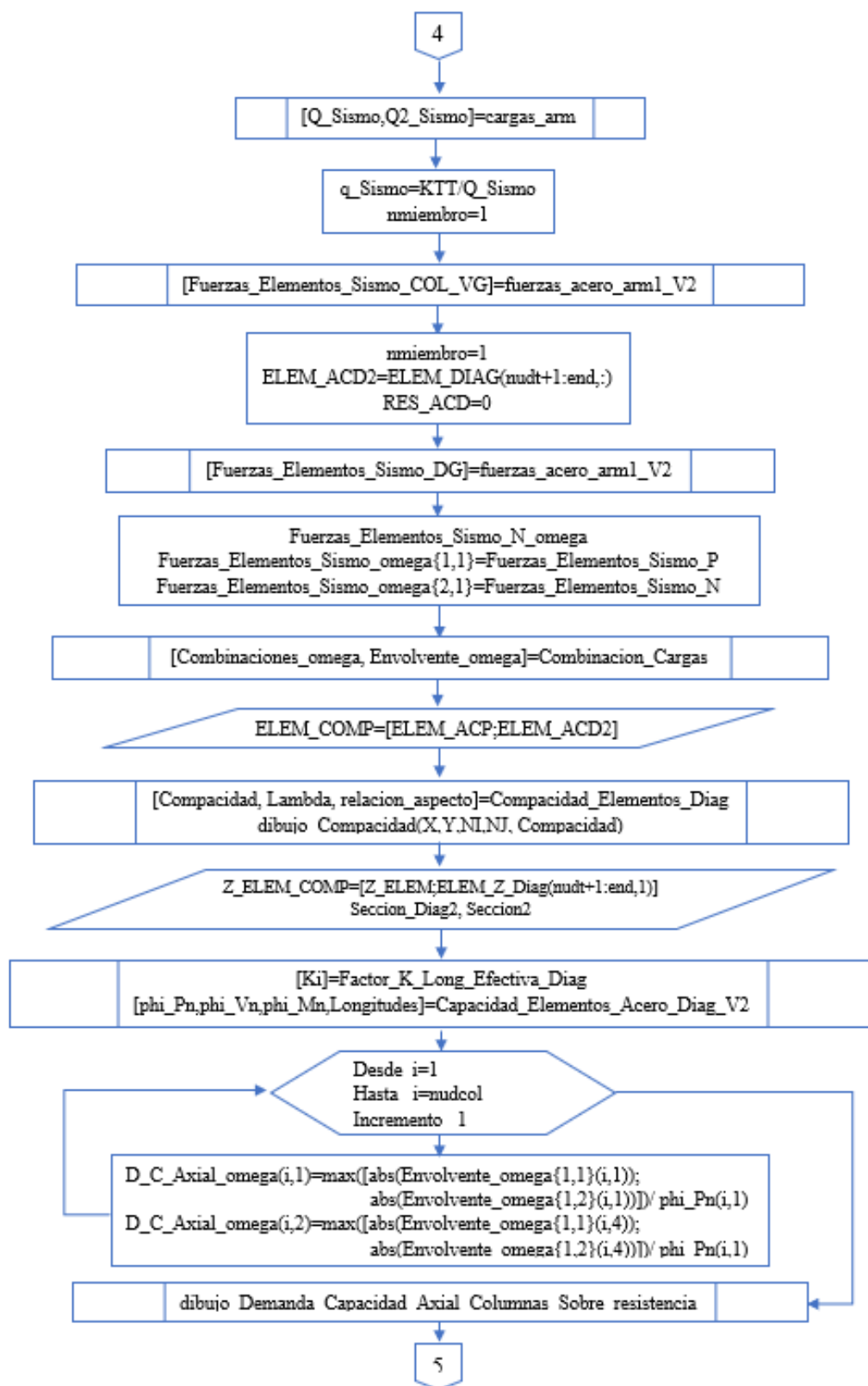
Diagrama de flujo para diseño de sistemas con arriostramientos concéntricos en forma de V invertida y X en múltiples pisos.

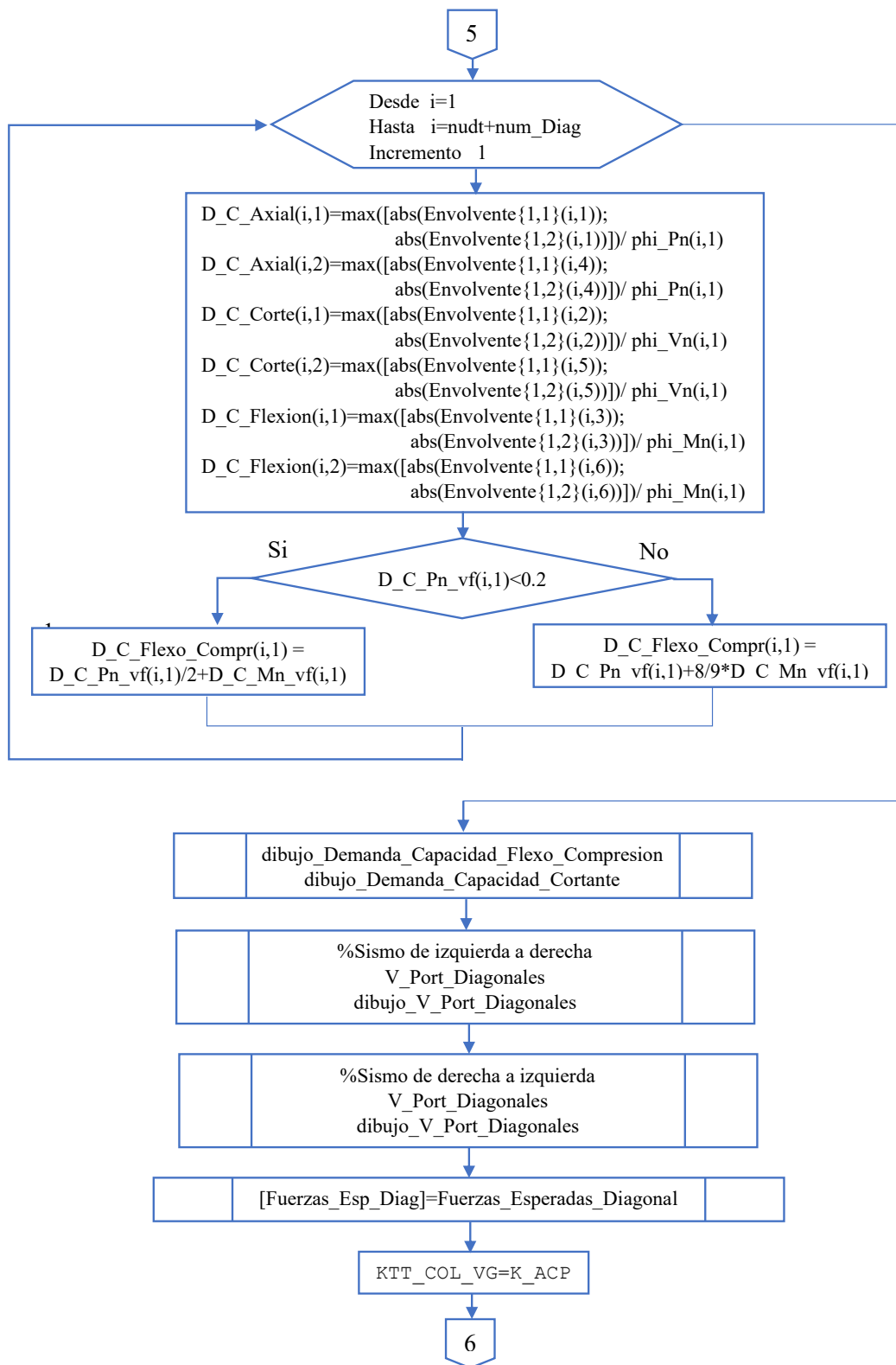


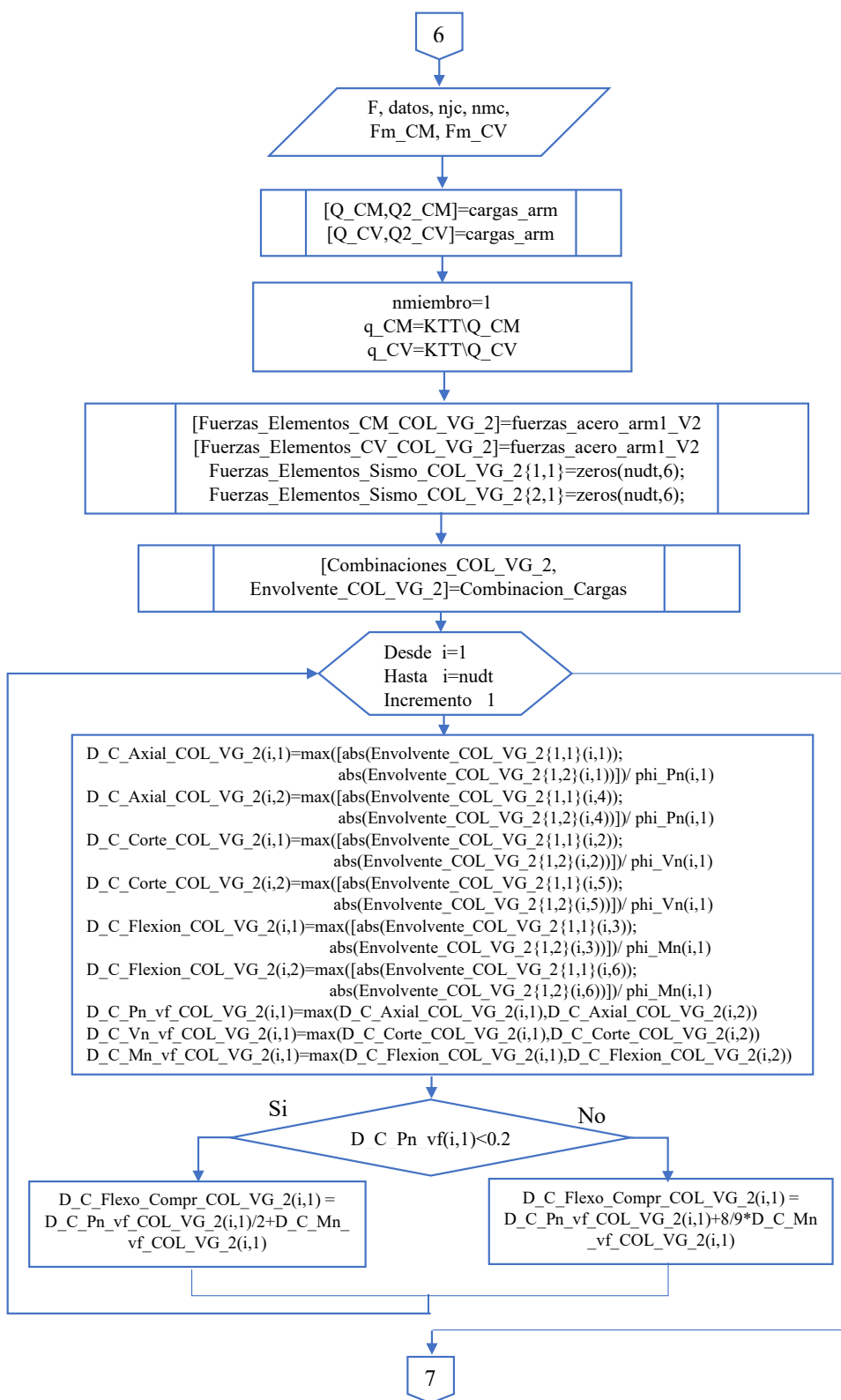


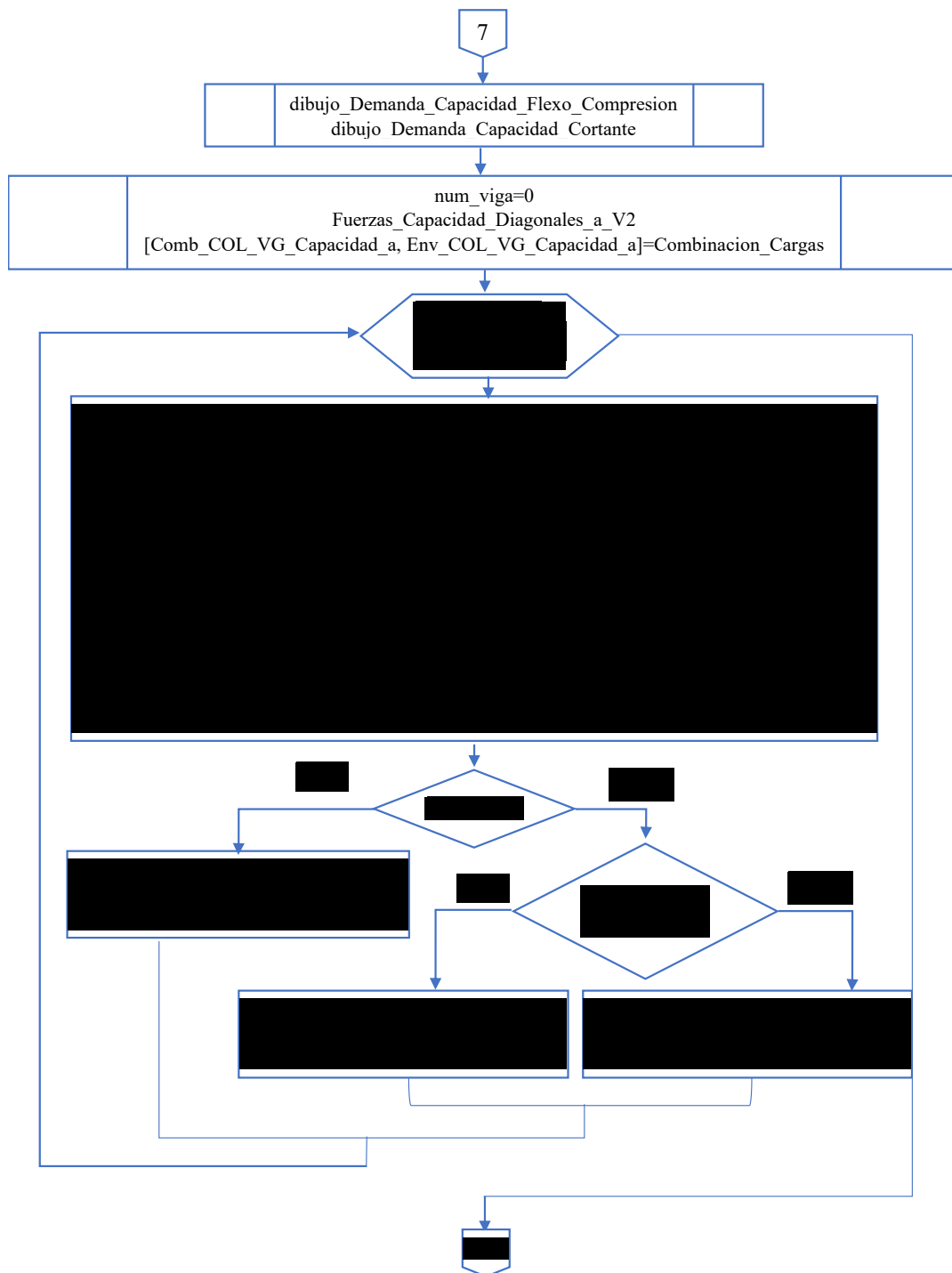


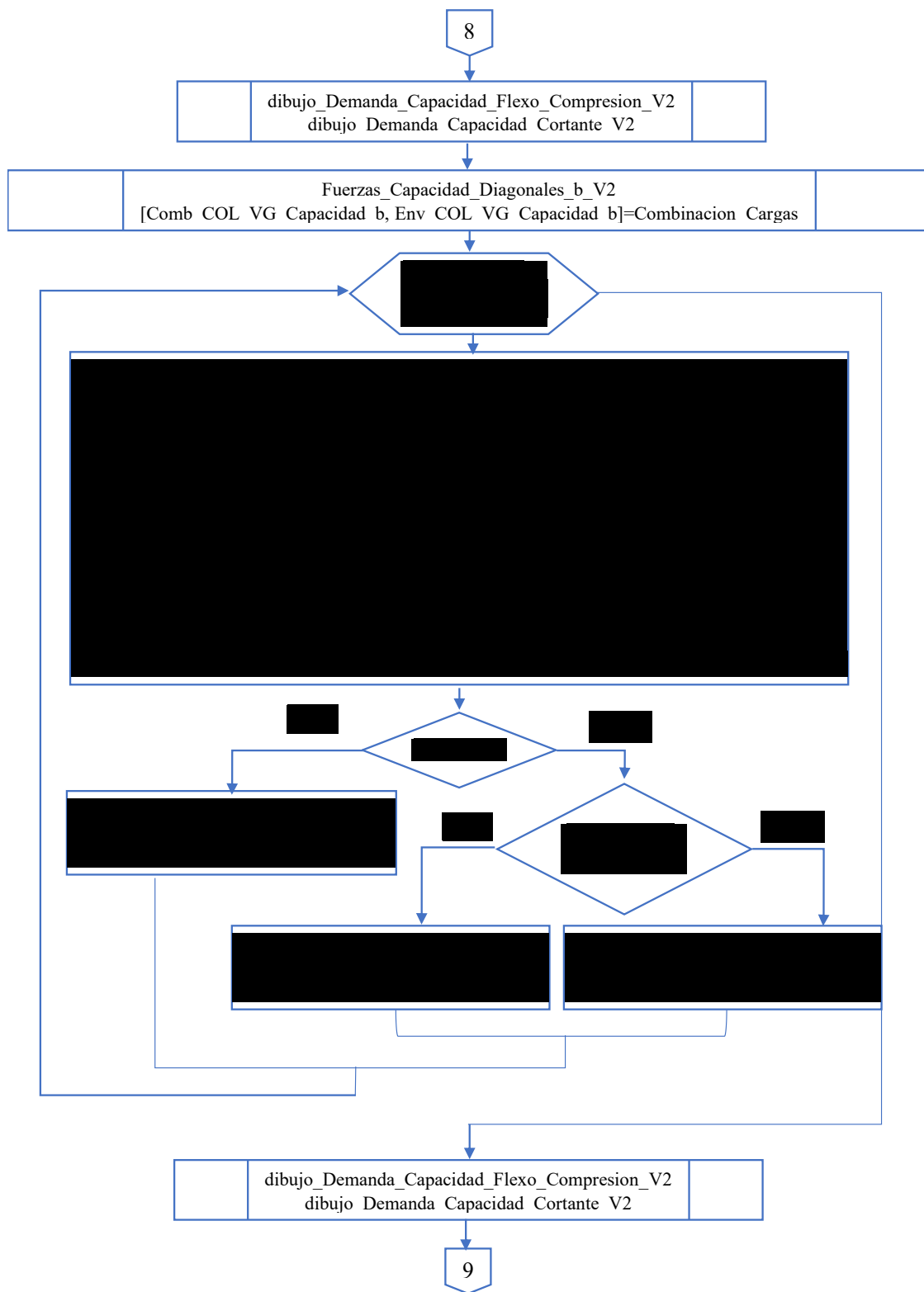












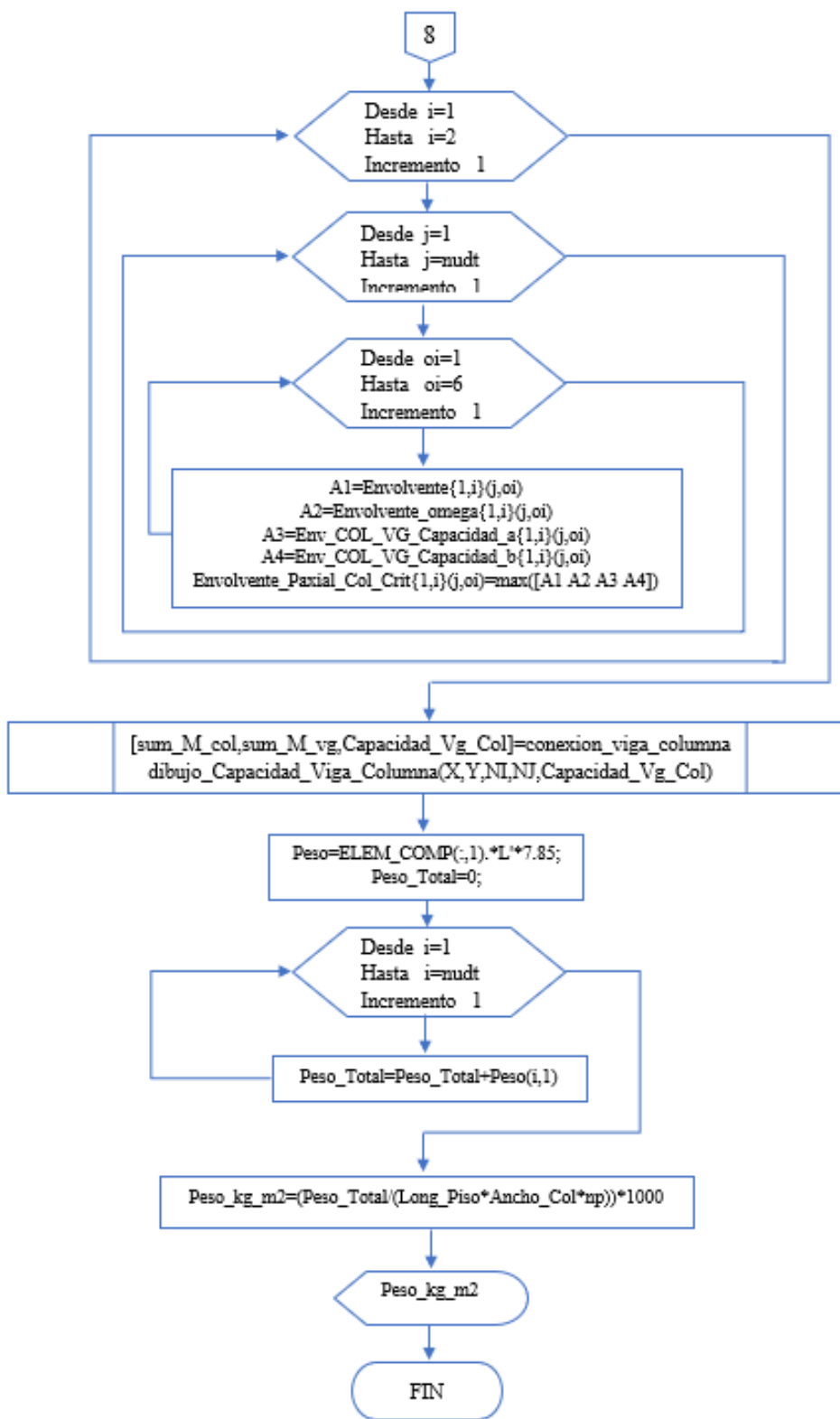
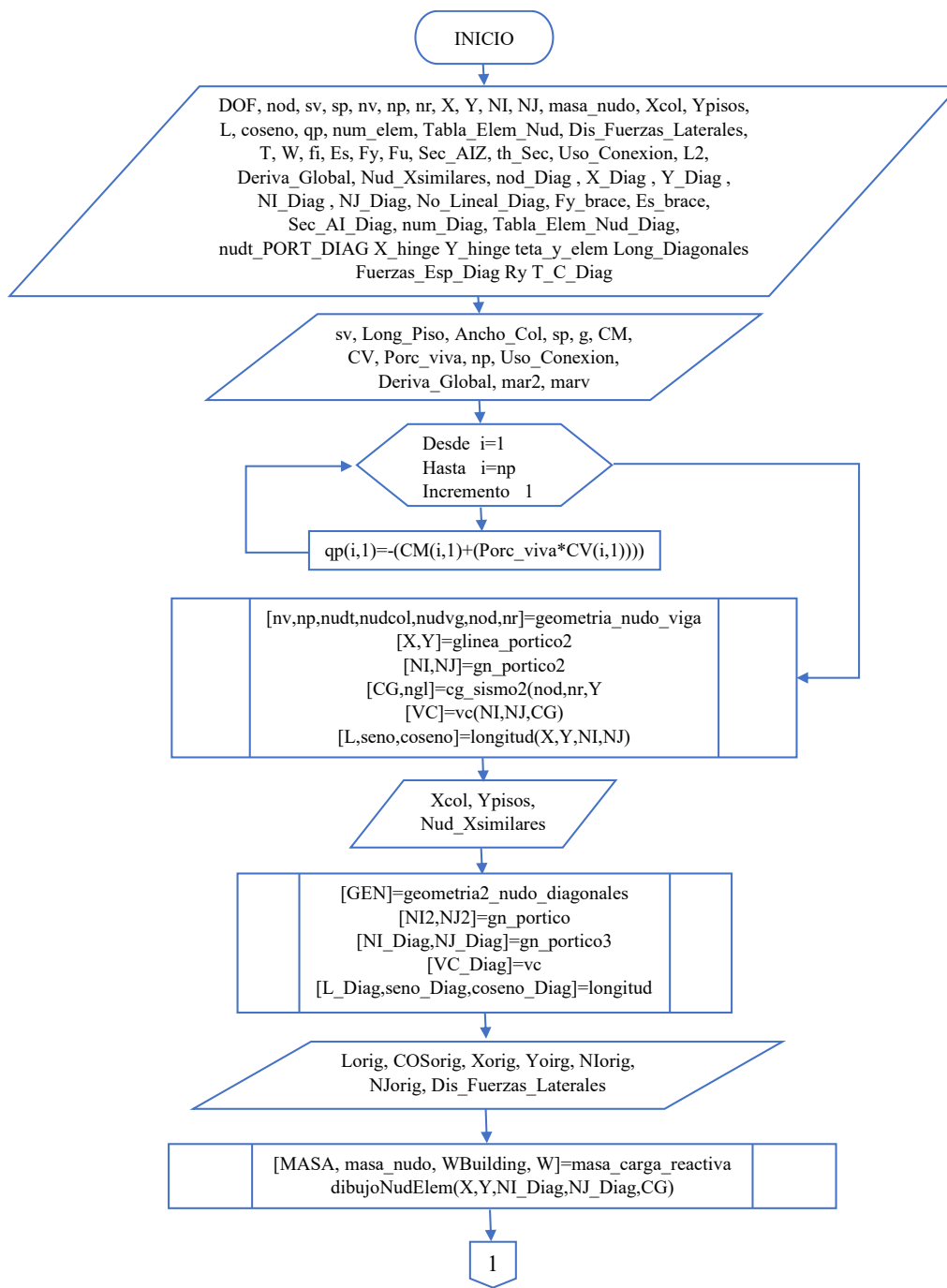
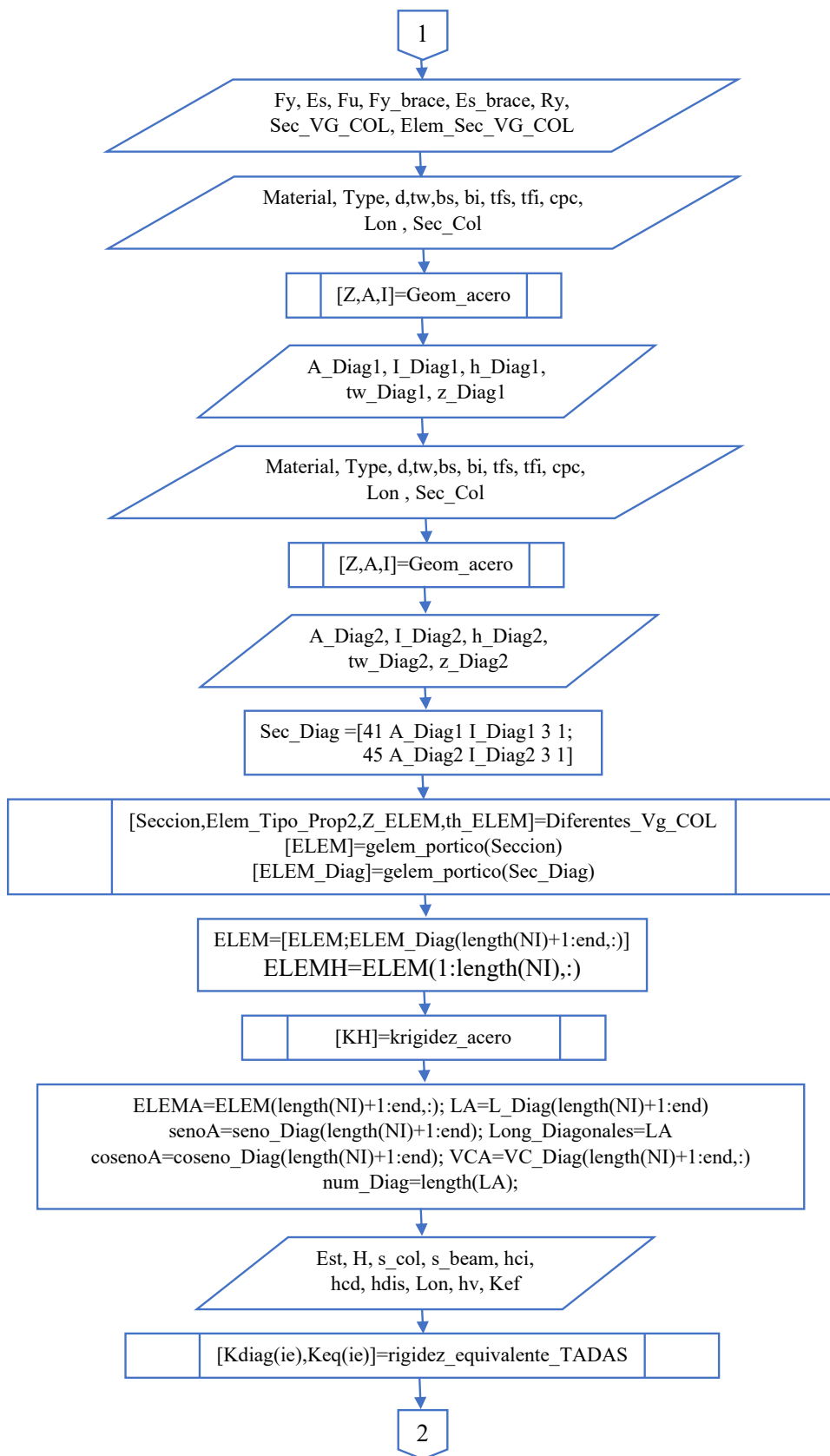
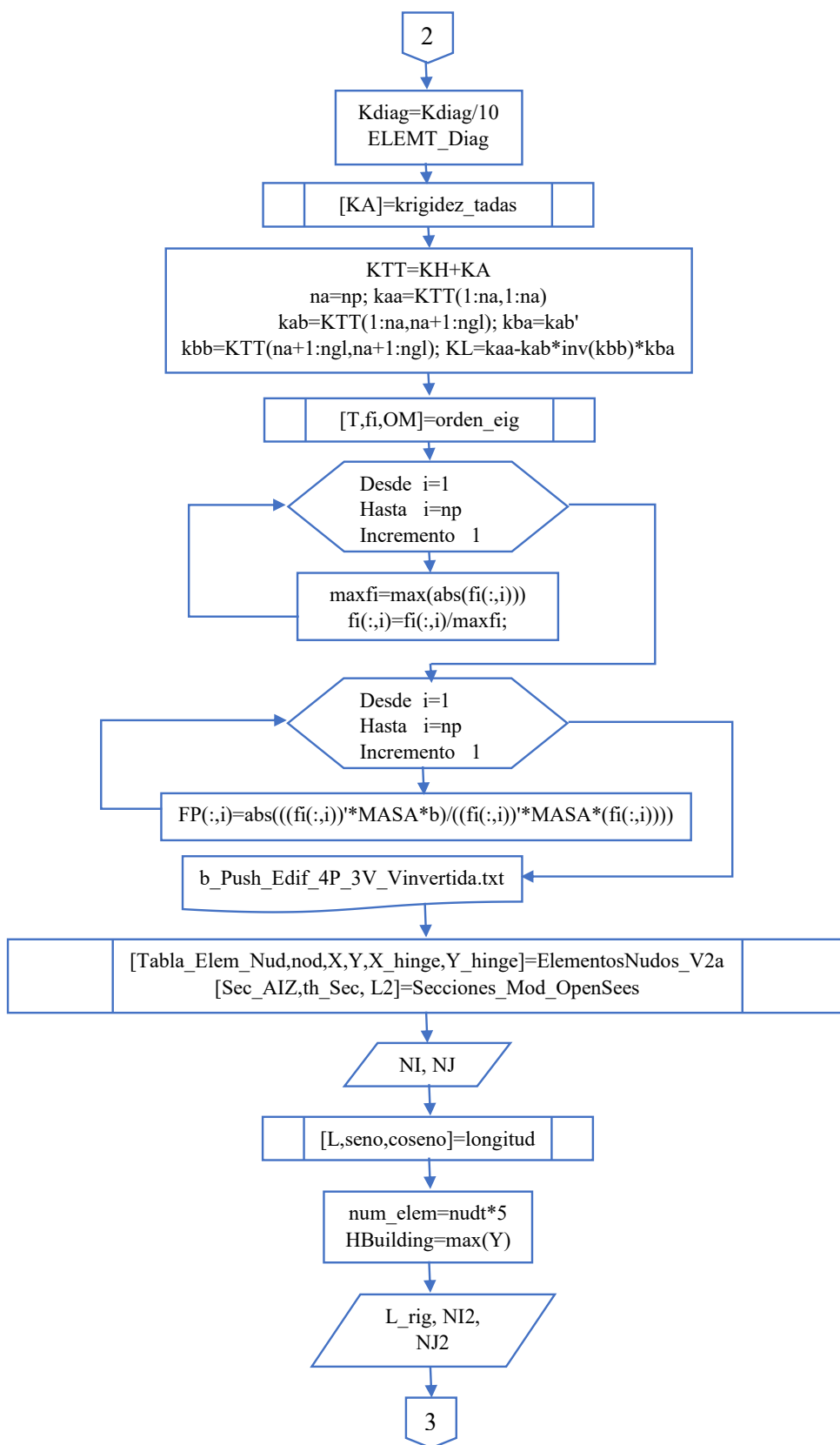


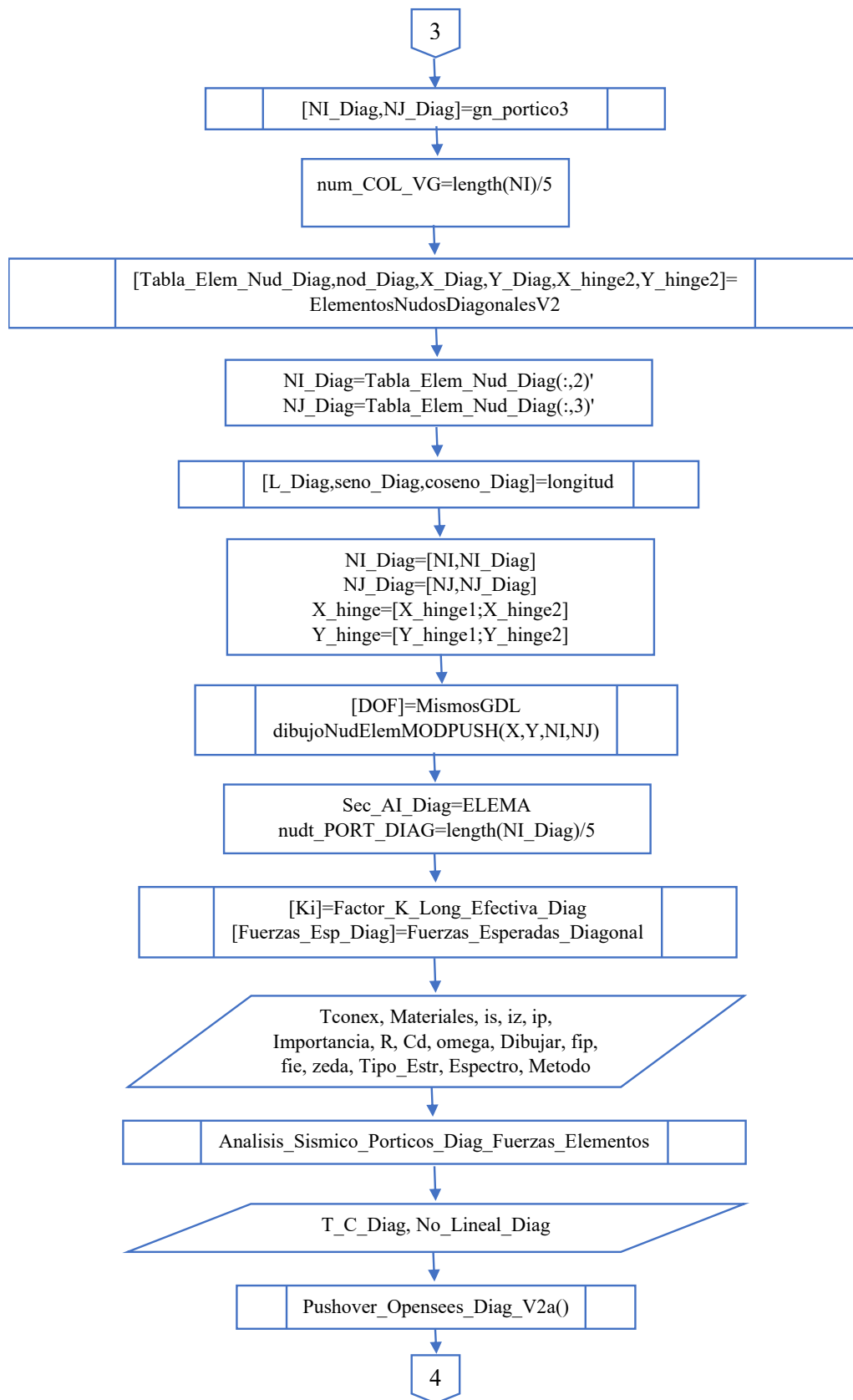
Figura 18

Diagrama de flujo para análisis estático no lineal de estructuras con arriostramientos concéntricos en V invertida y en X en múltiples pisos.









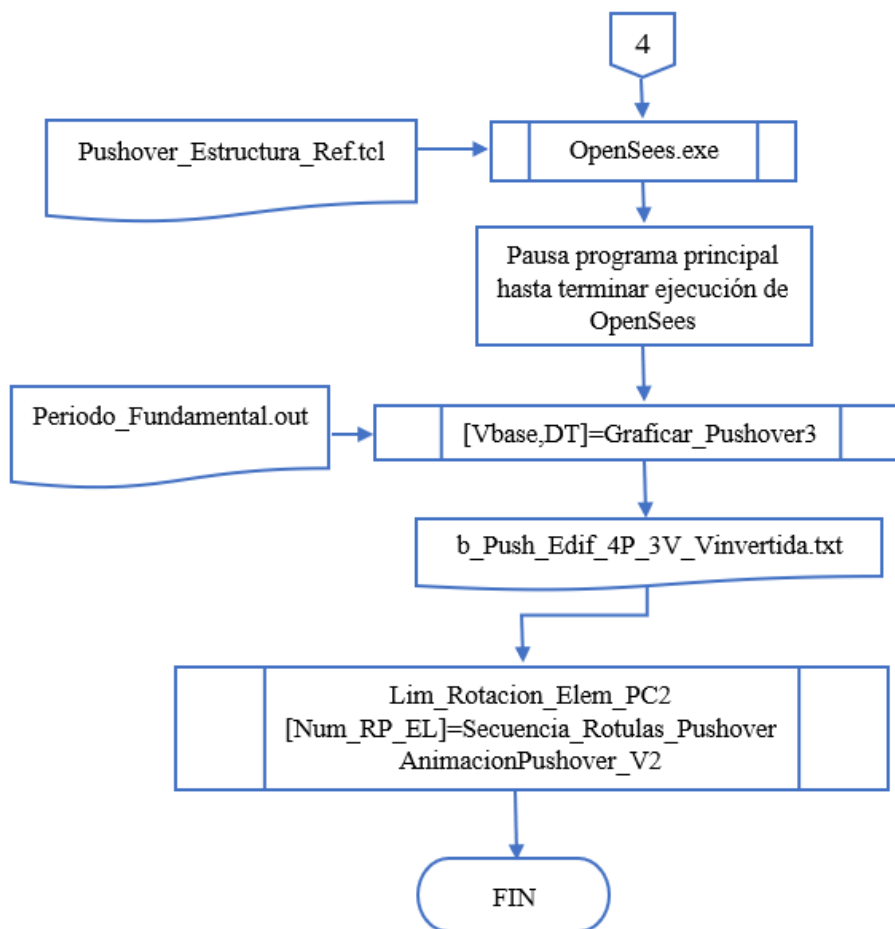
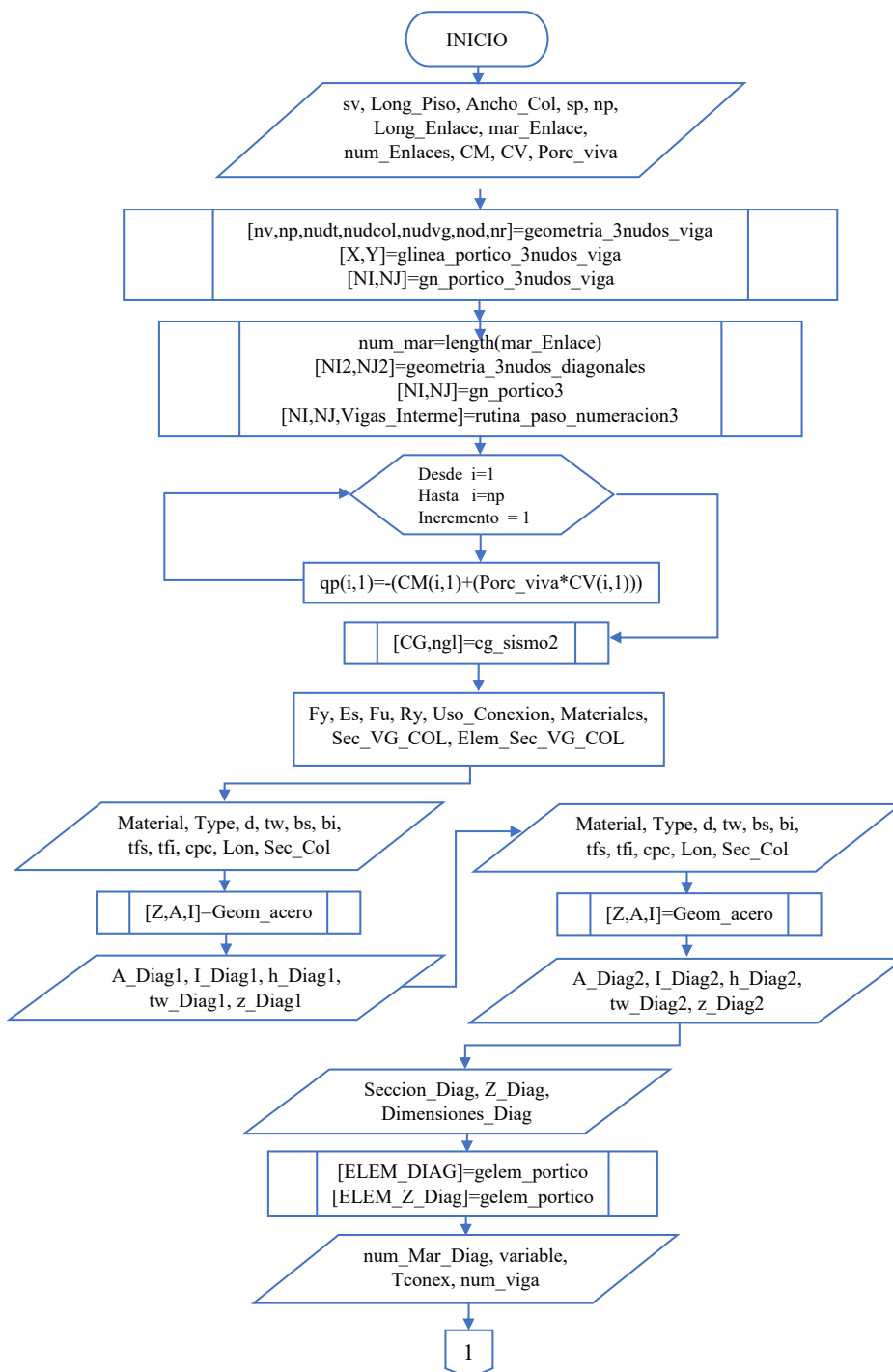
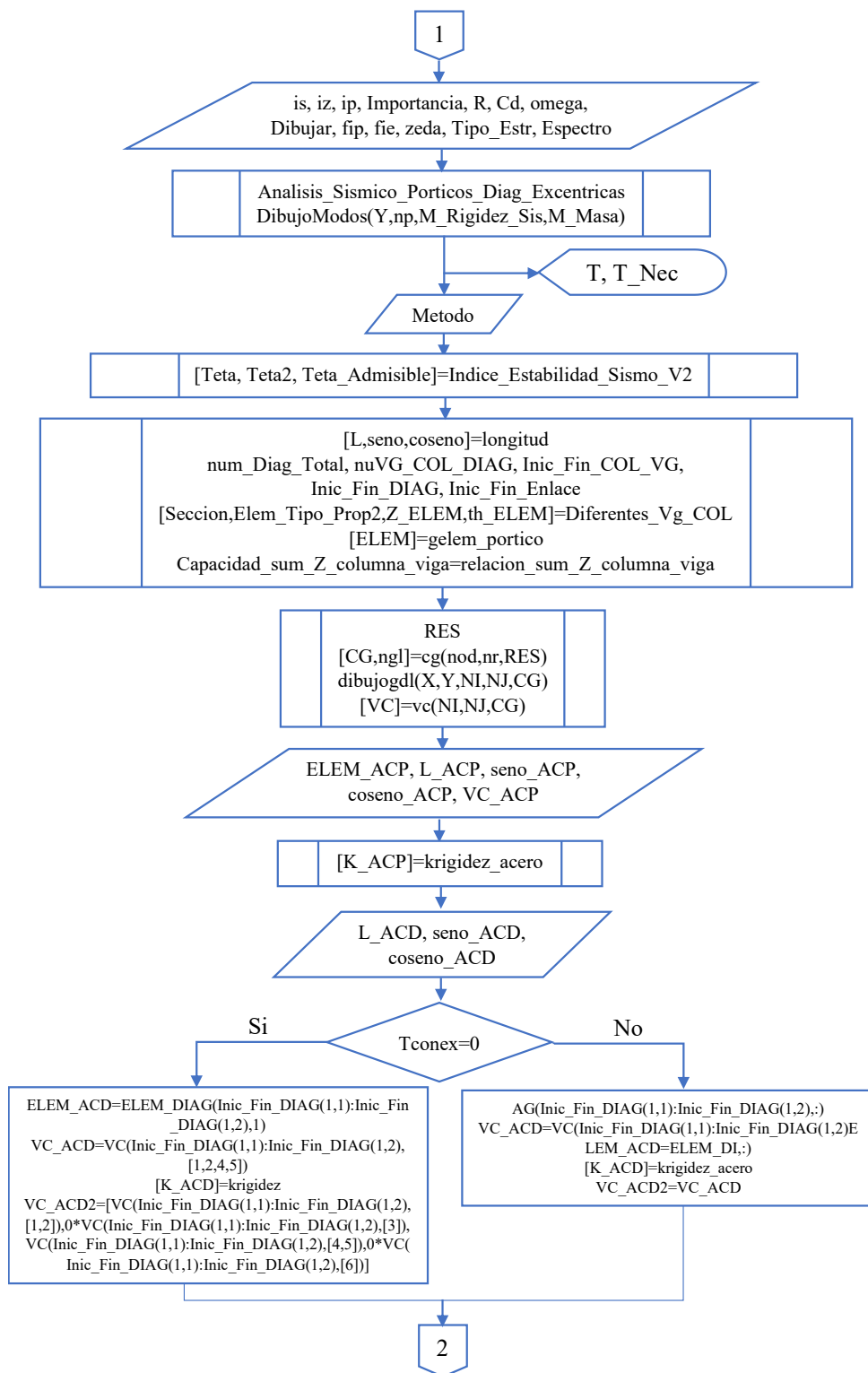
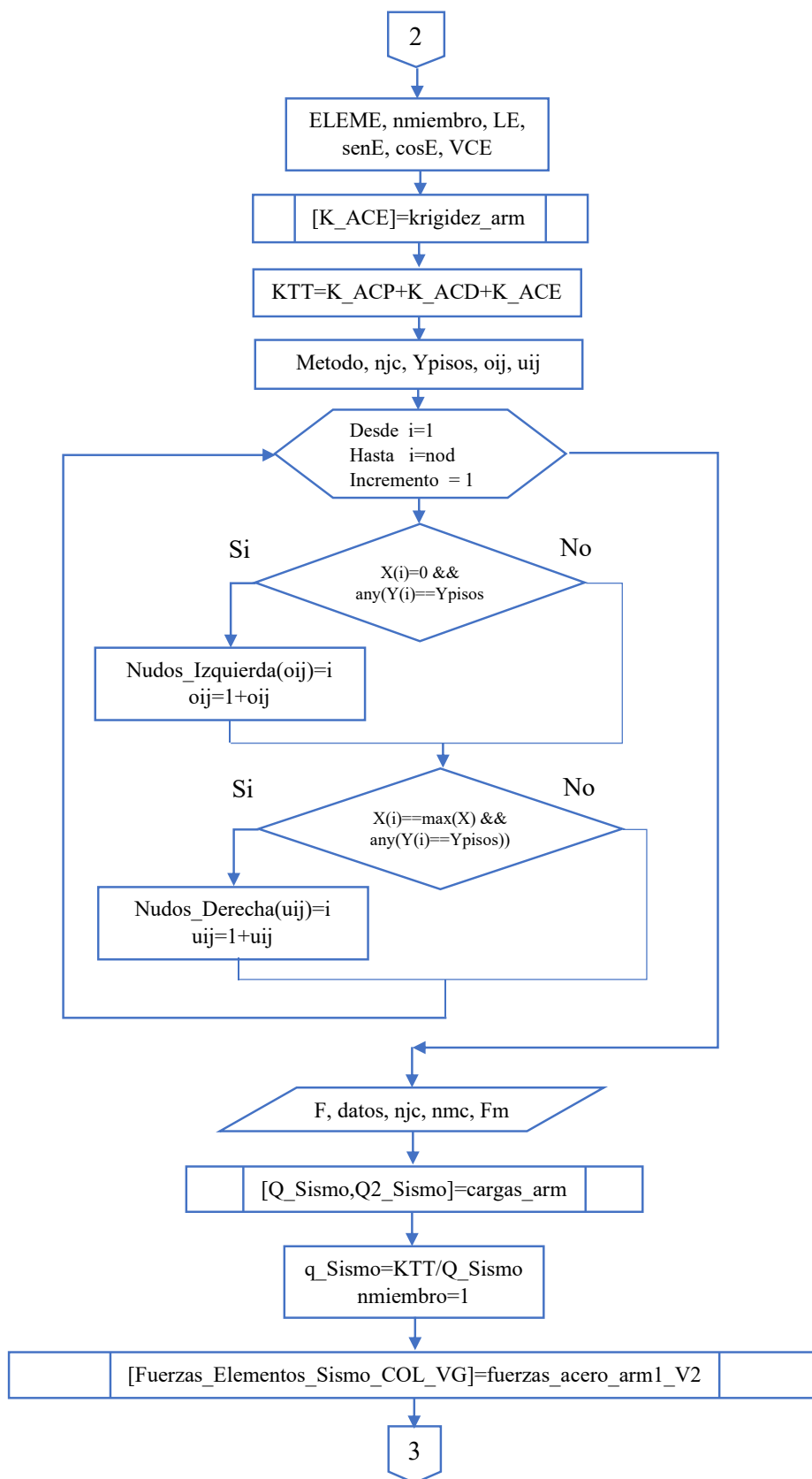


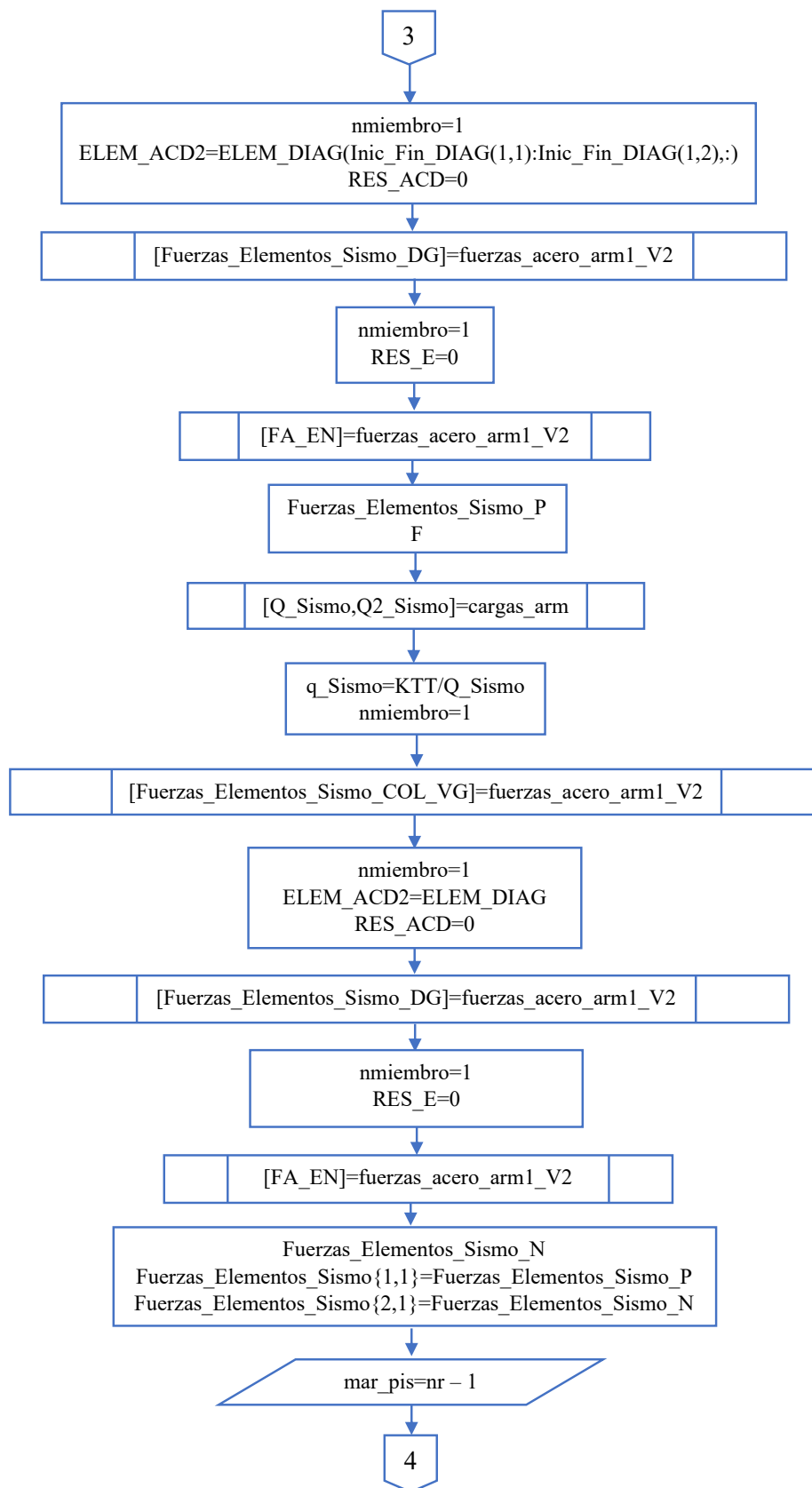
Figura 19

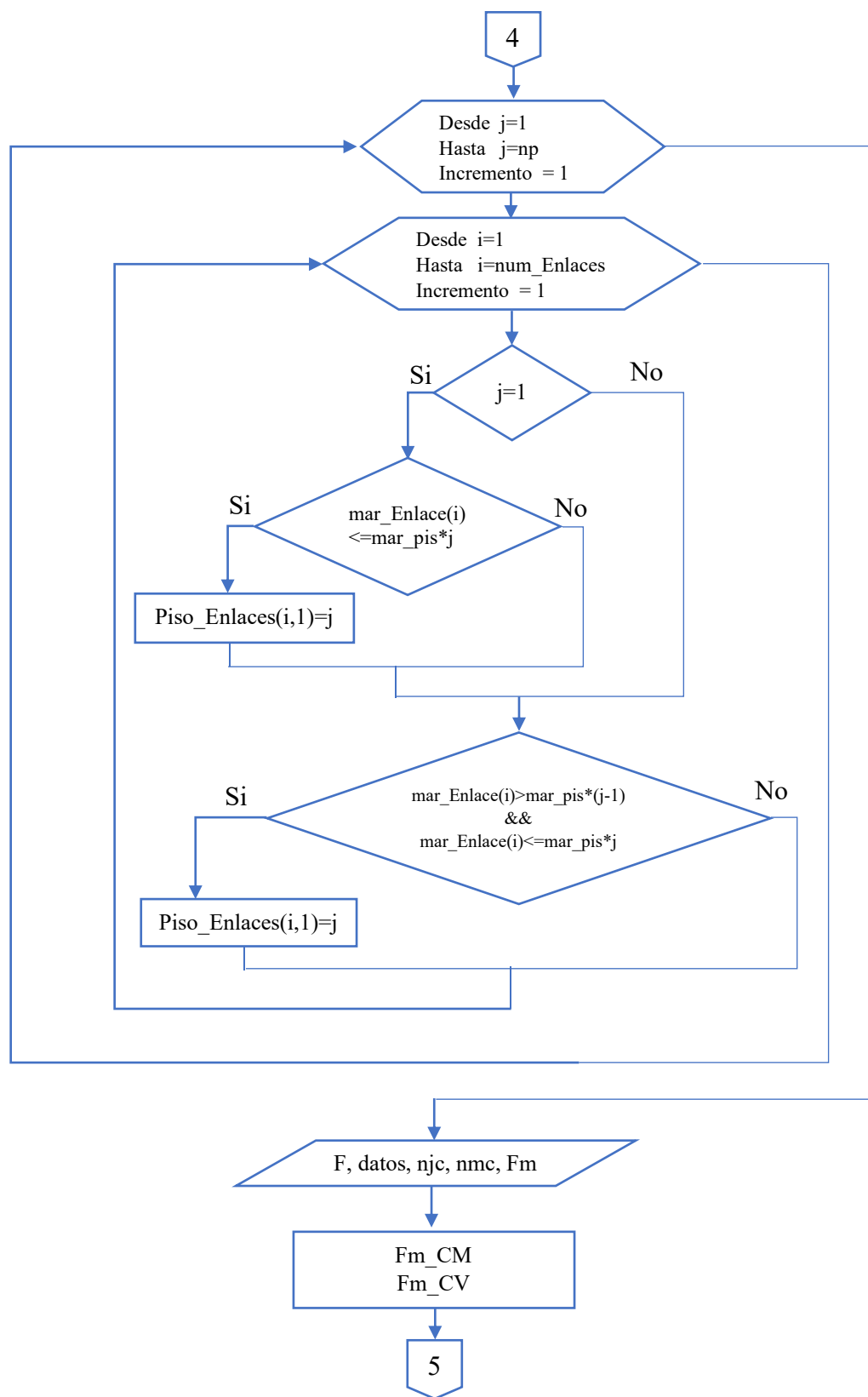
Diagrama de flujo para diseño de sistemas con arriostramientos excéntricos y elementos de enlace con conexiones articuladas y empotradas.

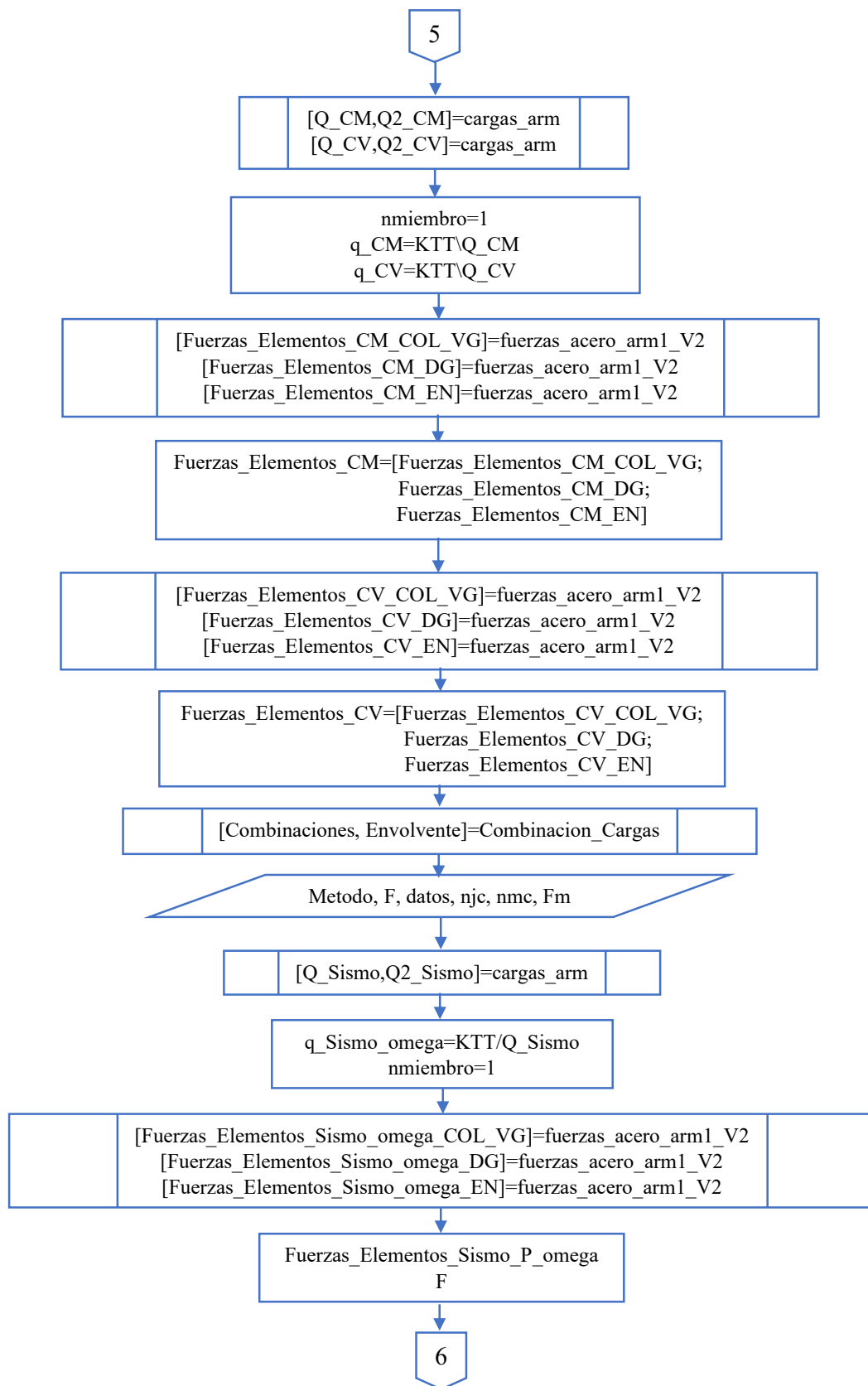


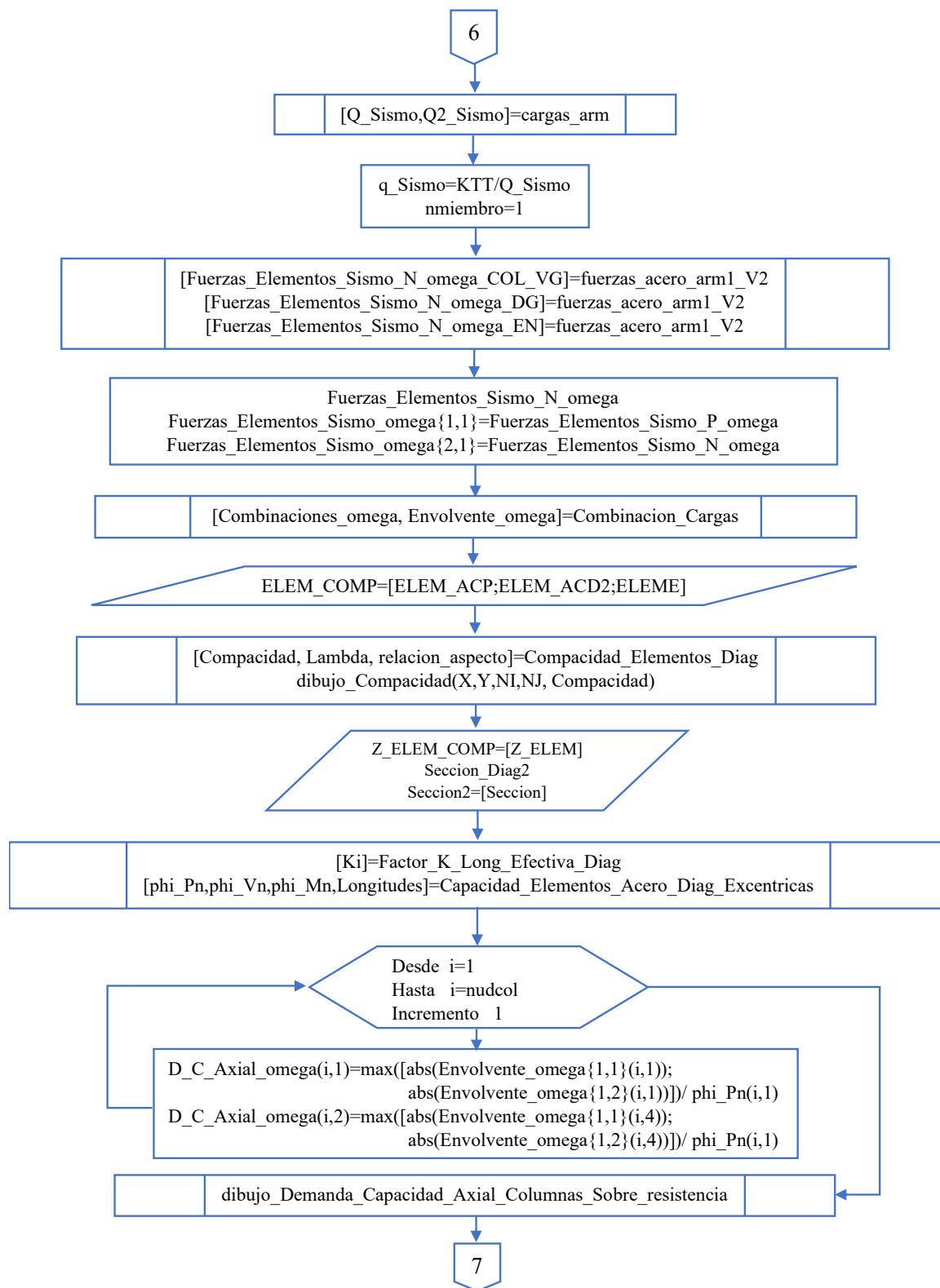


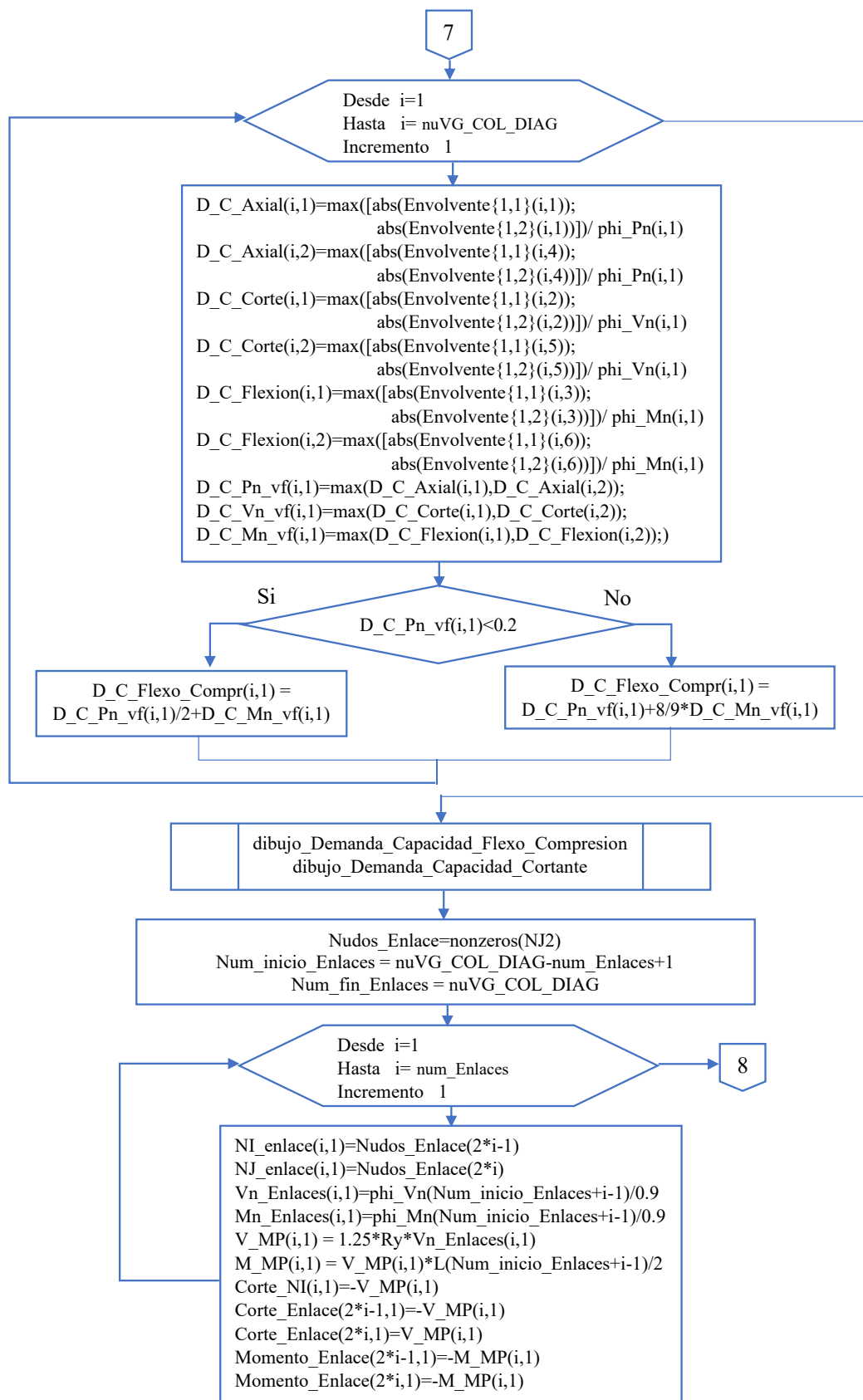


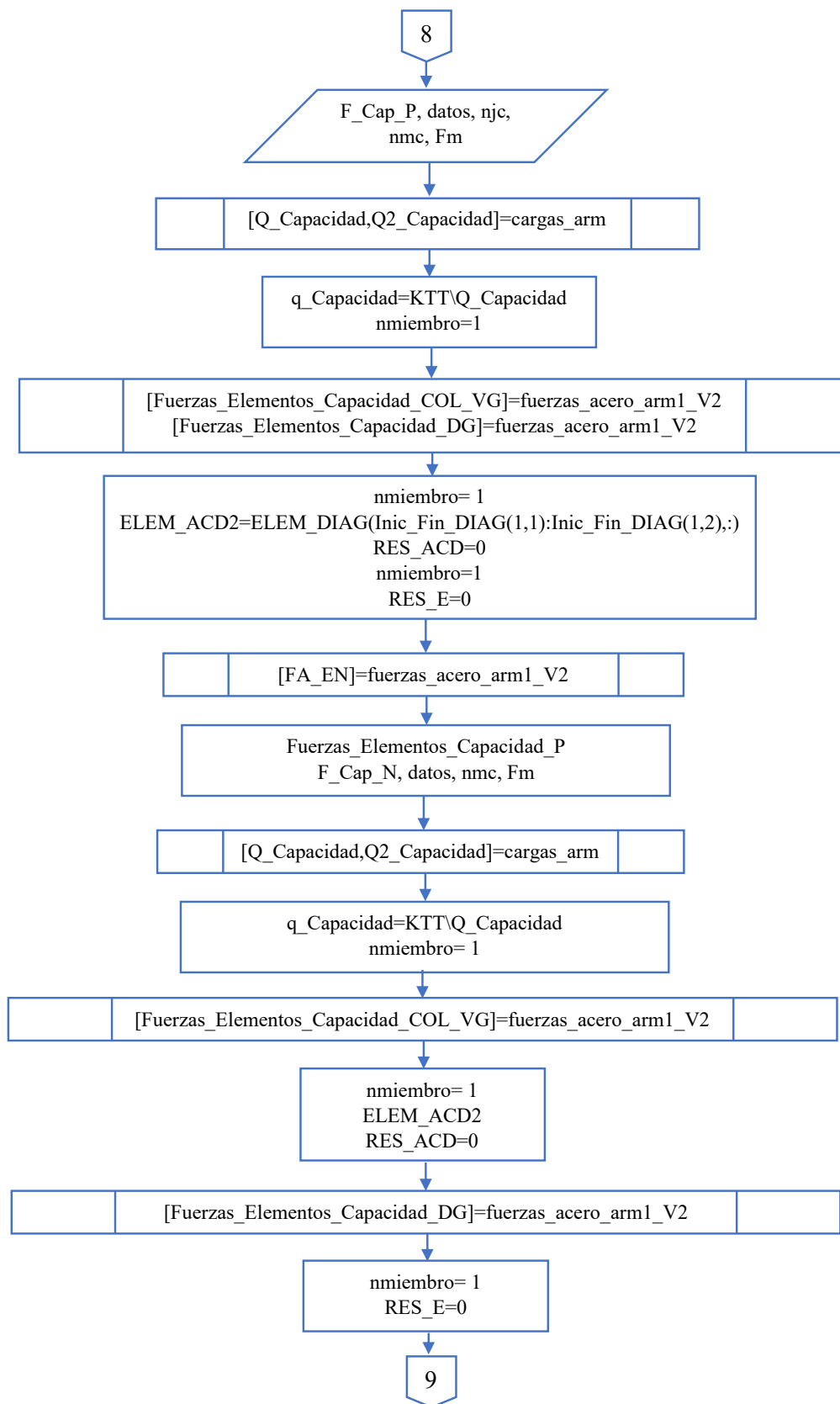


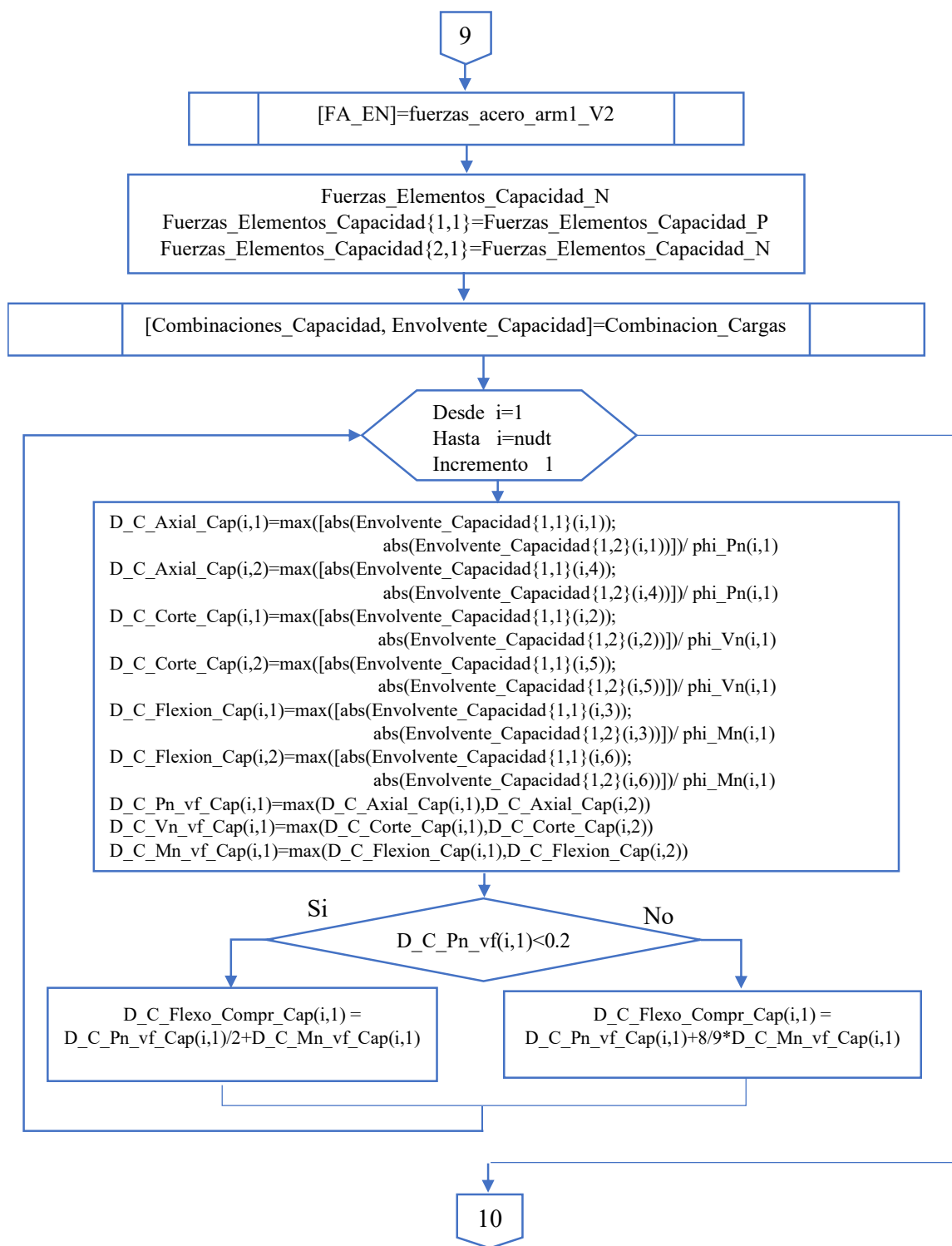












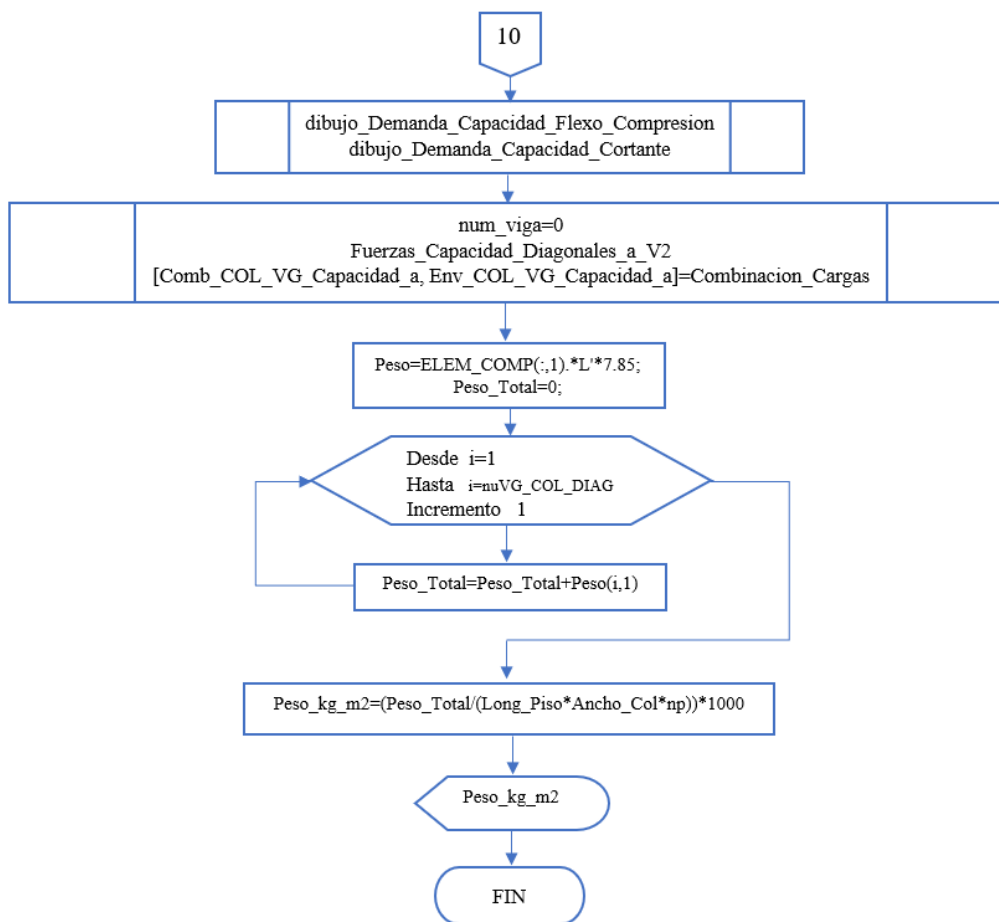
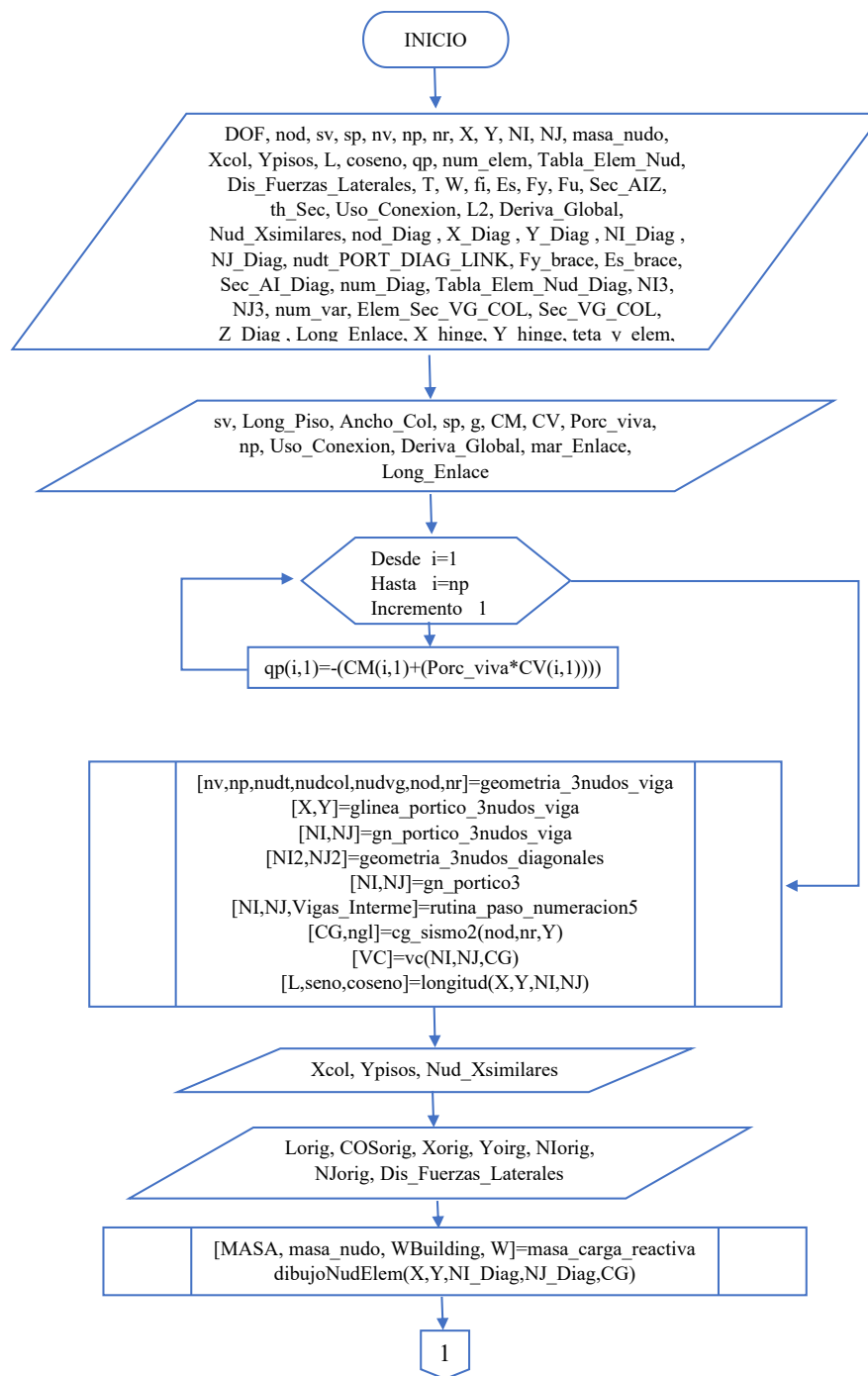
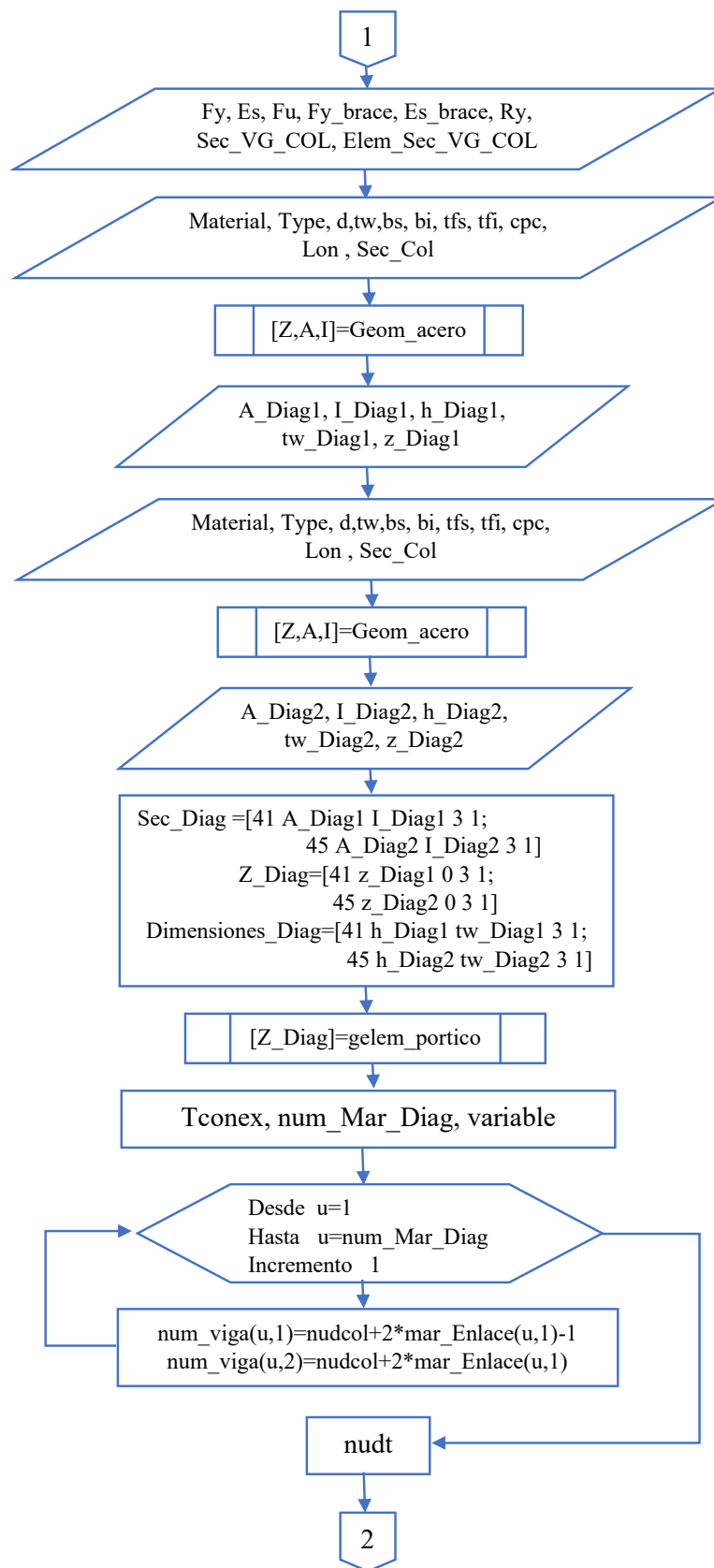
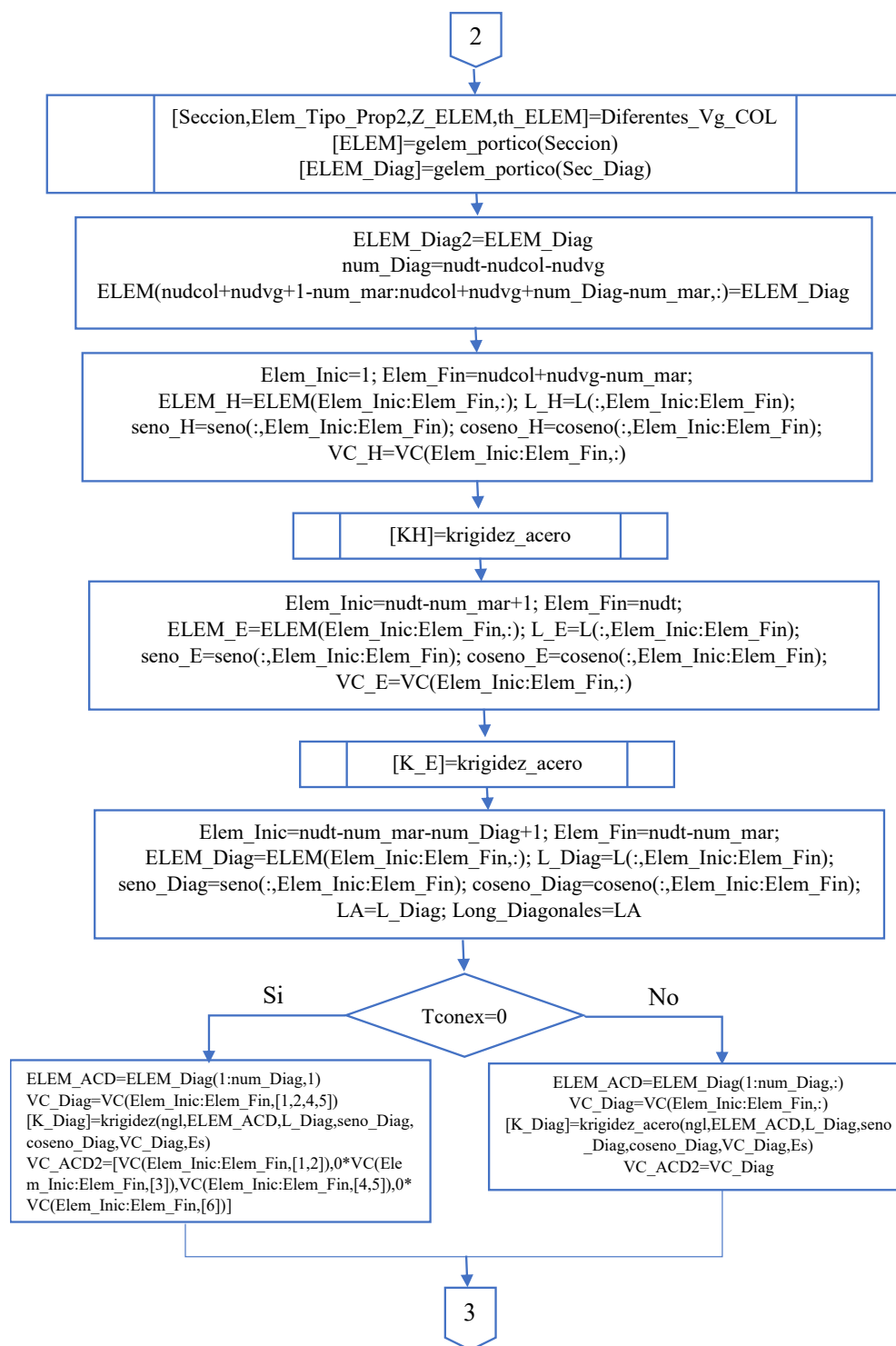


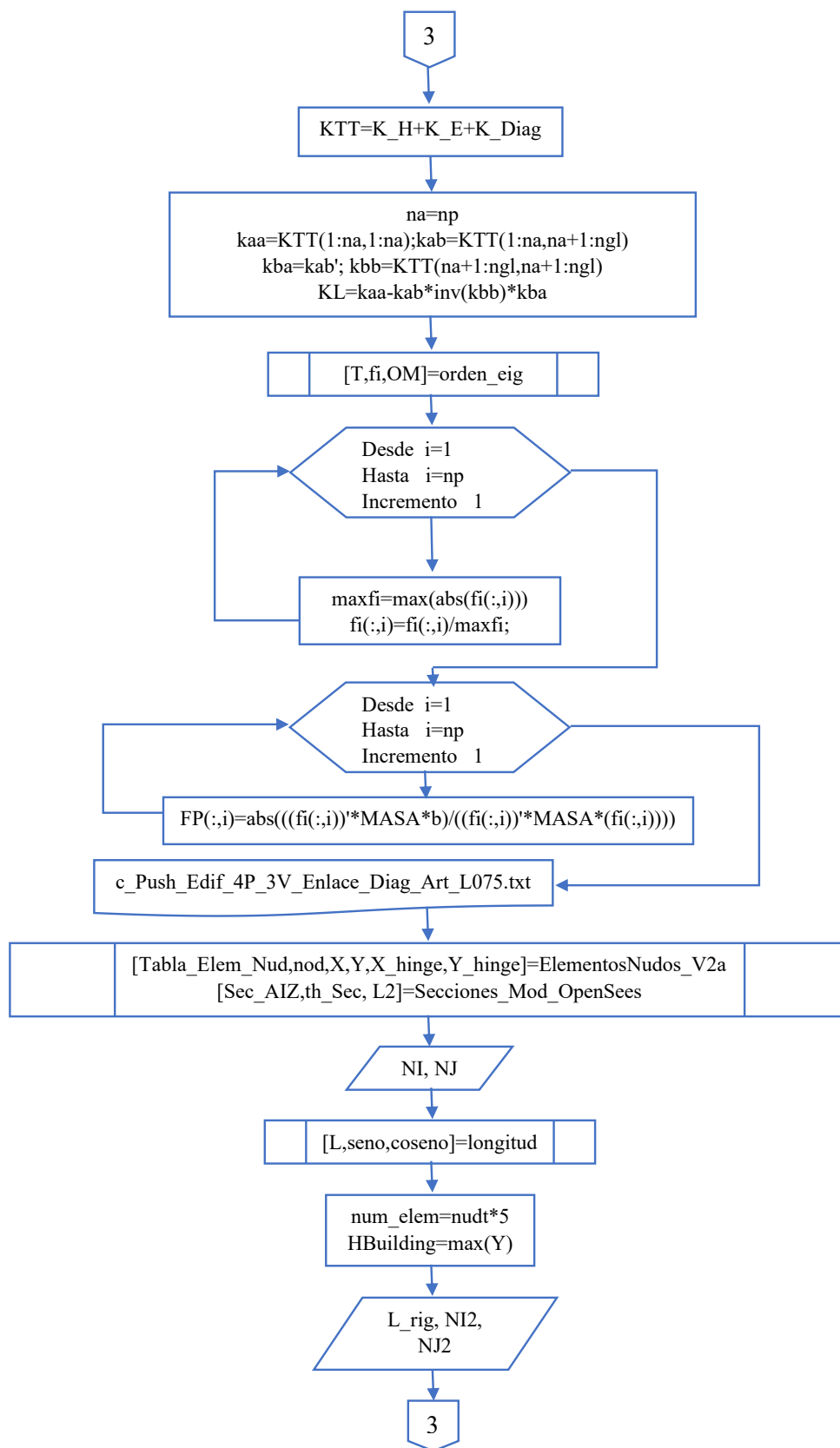
Figura 20

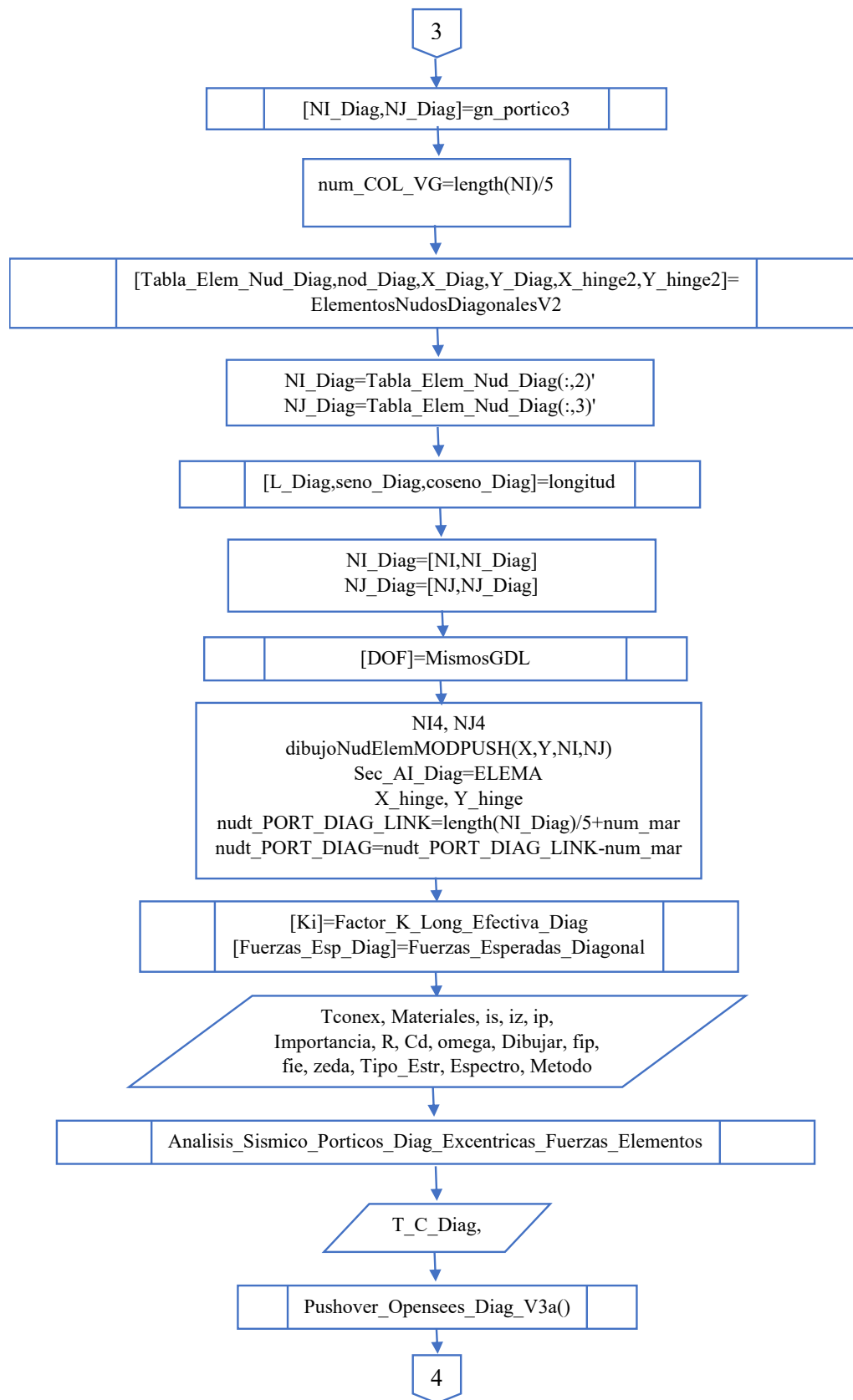
Diagrama de flujo para análisis estático no lineal de estructuras con arriostramientos excéntricos y elementos de enlace con conexiones articuladas y empotradas.

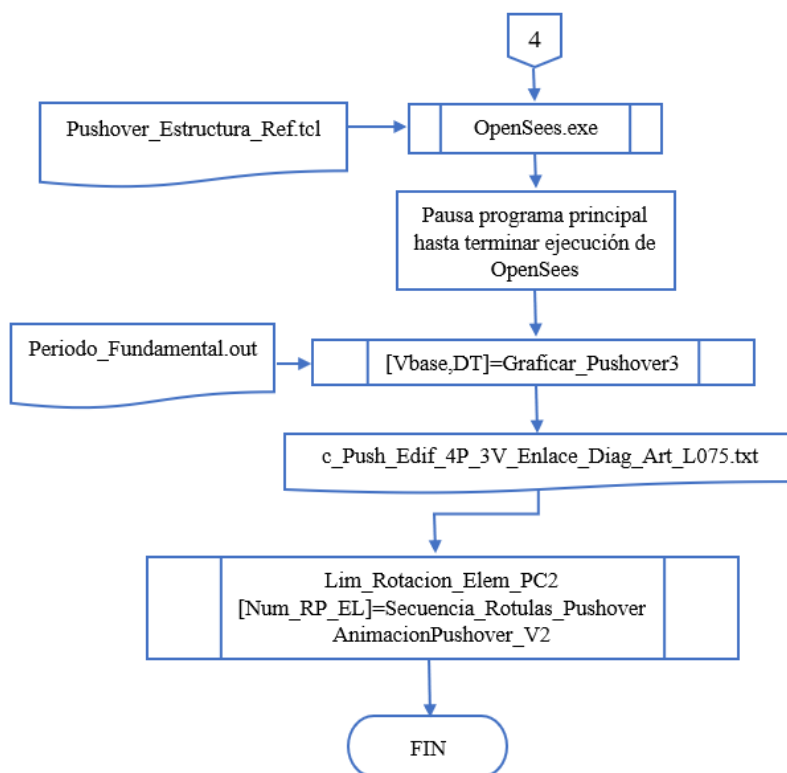












A continuación, se presentan las secciones utilizadas en el diseño de las 27 tipologías de estudio. En la Tabla 9 se tiene las secciones empleadas en los pórticos de 4, 8 y 12 pisos sin la inclusión de diagonales.

Tabla 9

Secciones de pórticos de acero sin diagonales.

Modelo	N° Piso	Tipo de sección (mm)		
		Vigas	Columnas	
			Centrales	Externas
4 pisos	1	IPE 450	HBE 400	HBE 360
	2	IPE 450	HBE 400	HBE 360
	3	IPE 450	HBE 400	HBE 360
	4	IPE 400	HBE 400	HBE 360
8 Pisos	1	IPE 500	HBE 550	HBE 450
	2	IPE 500	HBE 550	HBE 450
	3	IPE 500	HBE 500	HBE 450
	4	IPE 500	HBE 500	HBE 450
	5	IPE 450	HBE 400	HBE 360
	6	IPE 450	HBE 400	HBE 360
	7	IPE 450	HBE 400	HBE 360
	8	IPE 400	HBE 400	HBE 360
12 Piso	1	IPE 500	HBE 650	HBE 450
	2	IPE 500	HBE 650	HBE 450
	3	IPE 500	HBE 650	HBE 450
	4	IPE 500	HBE 650	HBE 450
	5	IPE 450	HBE 500	HBE 400
	6	IPE 450	HBE 500	HBE 400
	7	IPE 450	HBE 500	HBE 400
	8	IPE 450	HBE 500	HBE 400
	9	IPE 450	HBE 500	HBE 400
	10	IPE 450	HBE 500	HBE 400
	11	IPE 450	HBE 400	HBE 360
	12	IPE 400	HBE 400	HBE 360

En la Tabla 10 se presentan las secciones de los elementos para las estructuras de 4, 8 y 12 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de V invertida y X en múltiples pisos.

Tabla 10

Secciones de pórticos de acero con arriostramientos concéntricos en V invertida y en X en múltiples pisos.

Modelo	N° Piso	Tipo de sección (mm)				
		Vigas		Columnas		Diagonales
		Central	Externas	Centrales	Externas	
4 pisos	1	IPE 600	IPE 450	HBE 400	HBE 360	TC 100x100x10
	2	IPE 600	IPE 450	HBE 400	HBE 360	TC 100x100x10
	3	IPE 600	IPE 450	HBE 400	HBE 360	TC 100x100x6
	4	IPE 600	IPE 400	HBE 400	HBE 360	TC 100x100x6
8 Pisos	1	IPE 650	IPE 500	HEM 650	HBE 500	TC 100x100x10
	2	IPE 650	IPE 500	HEM 650	HBE 500	TC 100x100x10
	3	IPE 650	IPE 500	HEM 650	HBE 500	TC 100x100x10
	4	IPE 650	IPE 500	HEM 650	HBE 500	TC 100x100x10
	5	IPE 600	IPE 500	HBE 550	HBE 450	TC 100x100x6
	6	IPE 600	IPE 500	HBE 550	HBE 450	TC 100x100x6
	7	IPE 600	IPE 500	HBE 400	HBE 360	TC 100x100x6
	8	IPE 450	IPE 400	HBE 400	HBE 360	TC 100x100x6
12 Pisos	1	IPE 650	IPE 500	HEM 650	HBE 500	TC 100x100x15
	2	IPE 650	IPE 500	HEM 650	HBE 500	TC 100x100x15
	3	IPE 650	IPE 500	HEM 650	HBE 450	TC 100x100x15
	4	IPE 650	IPE 500	HEM 650	HBE 450	TC 100x100x15
	5	IPE 650	IPE 500	HEM 650	HBE 400	TC 100x100x10
	6	IPE 650	IPE 500	HEM 650	HBE 400	TC 100x100x10
	7	IPE 600	IPE 500	HEM 650	HBE 400	TC 100x100x10
	8	IPE 600	IPE 500	HEM 650	HBE 400	TC 100x100x10
	9	IPE 600	IPE 500	HBE 550	HBE 400	TC 100x100x6
	10	IPE 600	IPE 500	HBE 550	HBE 400	TC 100x100x6
	11	IPE 600	IPE 450	HBE 550	HBE 360	TC 100x100x6
	12	IPE 500	IPE 400	HBE 550	HBE 360	TC 100x100x6

En la Tabla 11 se presenta las secciones de los elementos en las estructuras con arriostramientos excéntricos, con elementos de enlace articulado y empotrado de 3 longitudes diferentes.

Tabla 11

Secciones de pórticos de acero con diagonales excéntricas y elemento de enlace articulado y empotrado de 0.75 m, 1.25 m y 1.75 m de longitud.

Modelo	N° Piso	Tipo de sección (mm)					
		Vigas		Columnas		Diagonales	Enlaces
		Central	Externas	Centrales	Externas		
4 pisos	1	IPE 500	IPE 450	HBE 400	HBE 360	TC 100x100x10	IPE 300
	2	IPE 500	IPE 450	HBE 400	HBE 360	TC 100x100x10	IPE 300
	3	IPE 500	IPE 450	HBE 400	HBE 360	TC 100x100x10	IPE 300
	4	IPE 400	IPE 400	HBE 400	HBE 360	TC 100x100x10	IPE 300
8 Pisos	1	IPE 650	IPE 500	HEM 650	HBE 500	TC 100x100x10	IPE 400
	2	IPE 650	IPE 500	HEM 650	HBE 500	TC 100x100x10	IPE 400
	3	IPE 650	IPE 500	HEM 650	HBE 500	TC 100x100x10	IPE 400
	4	IPE 650	IPE 500	HEM 650	HBE 500	TC 100x100x10	IPE 400
	5	IPE 600	IPE 500	HBE 550	HBE 450	TC 100x100x10	IPE 300
	6	IPE 600	IPE 500	HBE 550	HBE 450	TC 100x100x10	IPE 300
	7	IPE 600	IPE 500	HBE 400	HBE 360	TC 100x100x10	IPE 300
	8	IPE 450	IPE 400	HBE 400	HBE 360	TC 100x100x10	IPE 300
12 Pisos	1	IPE 650	IPE 500	HEM 650	HBE 500	TC 100x100x10	IPE 400
	2	IPE 650	IPE 500	HEM 650	HBE 500	TC 100x100x10	IPE 400
	3	IPE 650	IPE 500	HEM 650	HBE 450	TC 100x100x10	IPE 400
	4	IPE 650	IPE 500	HEM 650	HBE 450	TC 100x100x10	IPE 400
	5	IPE 650	IPE 500	HEM 650	HBE 400	TC 100x100x10	IPE 400
	6	IPE 650	IPE 500	HEM 650	HBE 400	TC 100x100x10	IPE 400
	7	IPE 600	IPE 500	HEM 650	HBE 400	TC 100x100x10	IPE 300
	8	IPE 600	IPE 500	HEM 650	HBE 400	TC 100x100x10	IPE 300
	9	IPE 600	IPE 500	HBE 550	HBE 400	TC 100x100x10	IPE 300
	10	IPE 600	IPE 500	HBE 550	HBE 400	TC 100x100x10	IPE 300
	11	IPE 600	IPE 450	HBE 550	HBE 360	TC 100x100x10	IPE 300
	12	IPE 500	IPE 400	HBE 550	HBE 360	TC 100x100x10	IPE 300

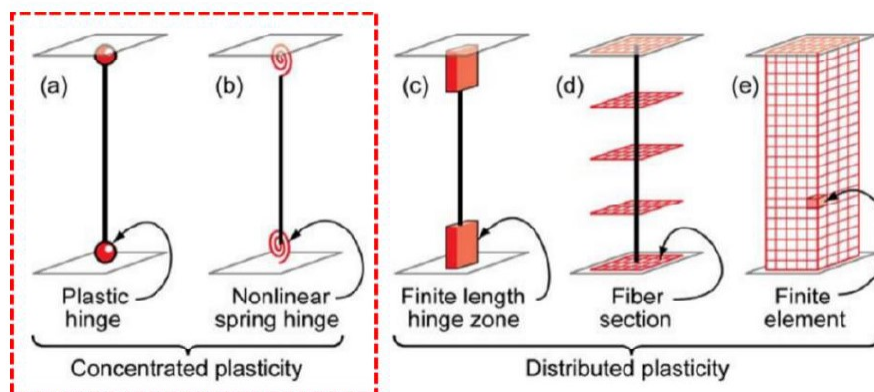
Análisis Estático No Lineal (Pushover)

El análisis Pushover considera las características no lineales de los materiales de la estructura y la lleva al colapso mediante la aplicación de cargas laterales incrementales para obtener la curva de capacidad que caracteriza a la estructura. Para el presente trabajo se utilizó las rutinas del Sistema Computacional CEINCI-LAB en conjunto con el programa OpenSees para la obtención de curvas de capacidad y la secuencia de formación de rótulas plásticas.

Dentro de las opciones para modelar la no linealidad del material de los elementos en OpenSees, existen los modelos de plasticidad concentrada y los modelos de plasticidad distribuida, como se muestra en la Figura 21. Siendo los modelos de plasticidad concentrada menos complejos y computacionalmente menos costosos, se toman como referente para el desarrollo de este análisis. El modelo consiste en dividir cada miembro estructural y asignar zonas de plasticidad, donde se concentre el daño y una vez alcanzada su capacidad, aparezcan rótulas plásticas. Estas rótulas o articulaciones plásticas se pueden representar en curvaturas, rotaciones o desplazamientos de acuerdo con el tipo de sollicitaciones al que han sido sometidas (Aguar et al., 2020).

Figura 21

Modelos de No Linealidad del material.

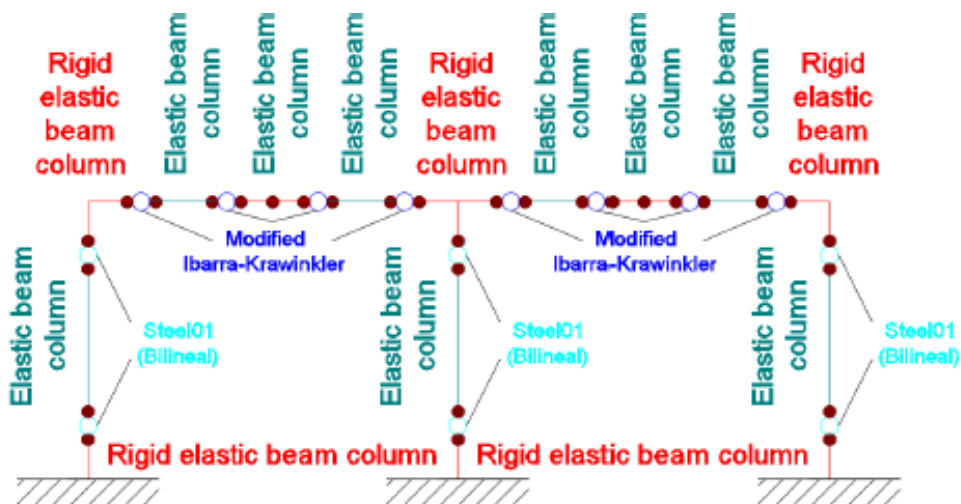


Tomado de *Pushover con Acoplamiento de CEINCI-LAB y OpenSees* (pág 7). por Aguiar et al., 2020, A.H. Barbat.

Para el desarrollo de los análisis Pushover se consideró el uso de un patrón de cargas laterales con la forma del primer modo de vibración y para representar la no linealidad de los materiales, un modelo de plasticidad concentrada; para esto, cada elemento se ha dividido en 5 partes, 2 de ellas con una longitud de aproximadamente 0 las mismas que representan a las rótulas plásticas o zonas de plasticidad concentrada como se muestra en la Figura 22. En el caso de columnas se ha utilizado el modelo bilineal Steel01 para las rótulas plásticas, un modelo elástico para la zona central de la columna y un modelo rígido para las zonas de conexión. En el caso de vigas se ha utilizado el modelo Modificado Ibarra-Medina -Krawinkler para las zonas plásticas, el modelo elástico para la zona intermedia de las vigas y un modelo rígido para la zona de conexiones, tal como se muestra en la Figura 22.

Figura 22

Modelo de análisis no lineal (Pushover) en OpenSees.

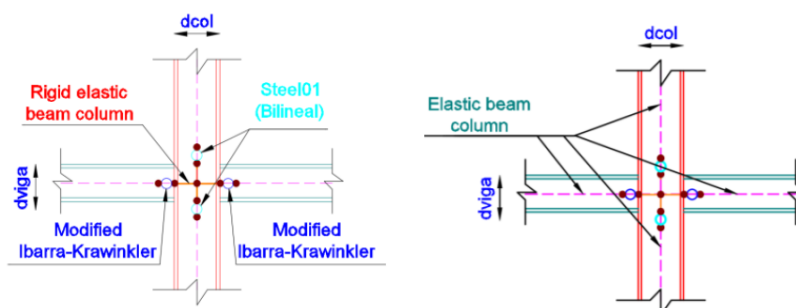


Tomado de *Pushover con Acoplamiento de CEINCI-LAB y OpenSees* (pág 99). por Aguiar et al., 2020, A.H. Barbat.

En la Figura 23 se presenta las zonas de plasticidad concentrada para vigas y columnas, en el caso de vigas, las zonas de plasticidad se consideran en las caras de las columnas, a una distancia de la mitad del ancho de la columna, desde su línea central; en el caso de columnas, se considera una distancia de la mitad del ancho de la viga, desde su línea central (Aguiar et al., 2020).

Figura 23

Zonas de plasticidad concentrada y zonas rígidas en vigas y columnas.

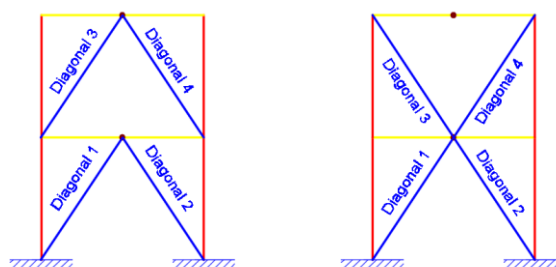


Tomado de *Pushover con Acoplamiento de CEINCI-LAB y OpenSees* (pág 100). por Aguiar et al., 2020, A.H. Barbat.

Para el caso de estructuras con diagonales concéntricas, resulta útil el generar un nudo en el vano central de la viga tal como se muestra en la, para el modelamiento de las diagonales se considera un modelo de plasticidad concentrada, por tanto, el elemento se divide en 5 partes: elementos rígidos en los extremos, seguidos de una rótula de longitud nula y en el centro un elemento con propiedades inelásticas de tipo armadura (Aguiar et al., 2020).

Figura 24

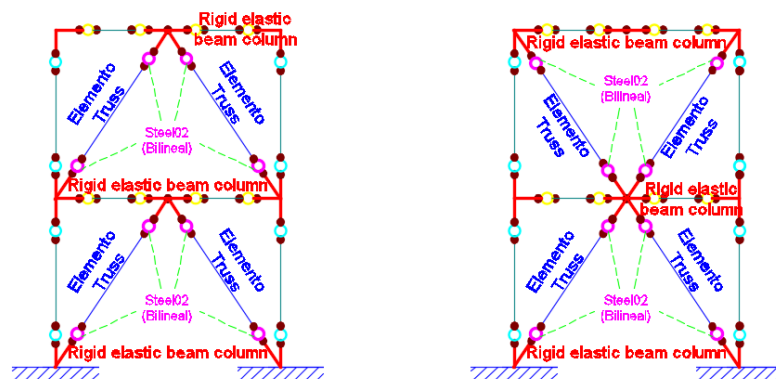
Pórticos con diagonales concéntricas.



Tomado de *Pushover con Acoplamiento de CEINCI-LAB y OpenSees* (pág 99). por Aguiar et al., 2020, A.H. Barbat.

Figura 25

Modelo de plasticidad concentrada para el análisis estático no lineal (Pushover) en OpenSees.

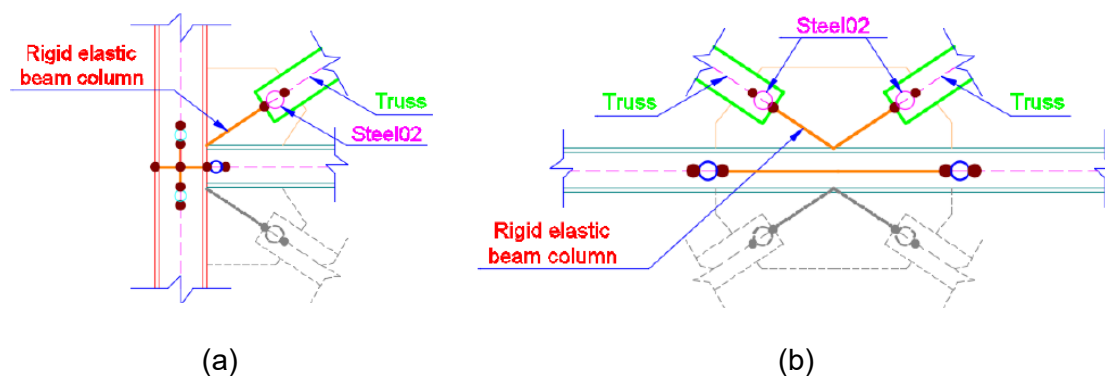


Tomado de *Pushover con Acoplamiento de CEINCI-LAB y OpenSees* (pág 100). por Aguiar et al., 2020, A.H. Barbat.

En la Figura 26 se presenta las zonas de plasticidad concentrada en el elemento diagonal donde se identifican 3 tipos de materiales, Steel02, Truss y Rigid elastic beam-column. Estas zonas se forman a una distancia L_{rig} y son las mismas para una conexión de la diagonal con viga-columna y para la conexión de la diagonal a un punto medio de la viga (Aguiar et al., 2020).

Figura 26

Zonas de plasticidad concentrada para diagonales, a) conexión viga-columna, b) conexión en nudo medio de la viga.

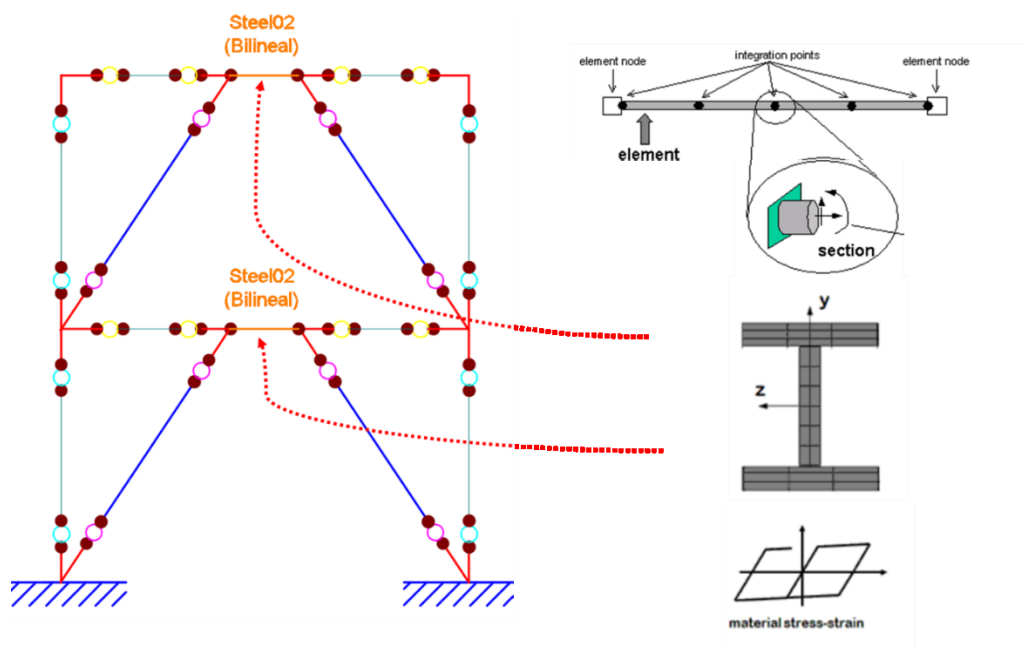


Tomado de *Pushover con Acoplamiento de CEINCI-LAB y OpenSees* (pág 100). por Aguiar et al., 2020, A.H. Barbat.

Para el caso de estructuras con arriostramientos excéntricos y elementos de enlace, se utilizan el mismo modelo de plasticidad concentrada que para estructuras con arriostramientos concéntricos, es decir cada elemento se divide en 5 partes y se define un modelo de plasticidad concentrada. En cuanto al elemento de enlace, se hace una discretización y se lo divide en secciones, donde a cada sección se la subdivide en fibras y a cada fibra se le asigna una propiedad no lineal en base al modelo Steel 02, tal como se muestra en la Figura 27 (Aguiar et al., 2020).

Figura 27

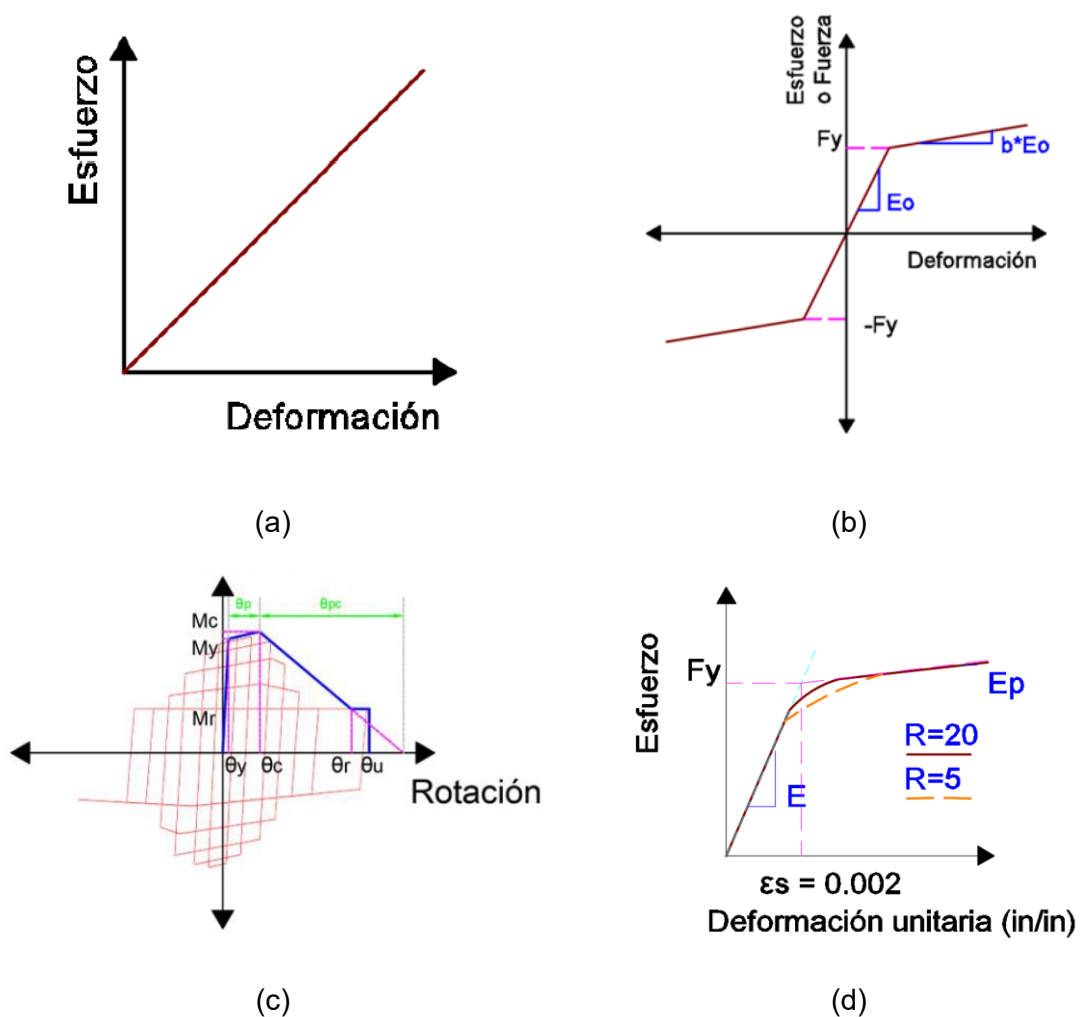
Modelo de plasticidad concentrada para estructuras con arriostramientos excéntricos y elementos de enlace.



En la Figura 28 se presenta los modelos característico del comportamiento no lineal de los materiales considerados en el análisis estático no lineal con OpenSees.

Figura 28

Propiedades de los material considerados para el modelo de OpenSees; a) Material para elementos con comportamiento elástico; b) Constitutiva para zonas de daño en columnas; c) Constitutiva para zonas de daño en vigas; d) Material para zonas de daño en diagonales de acero.



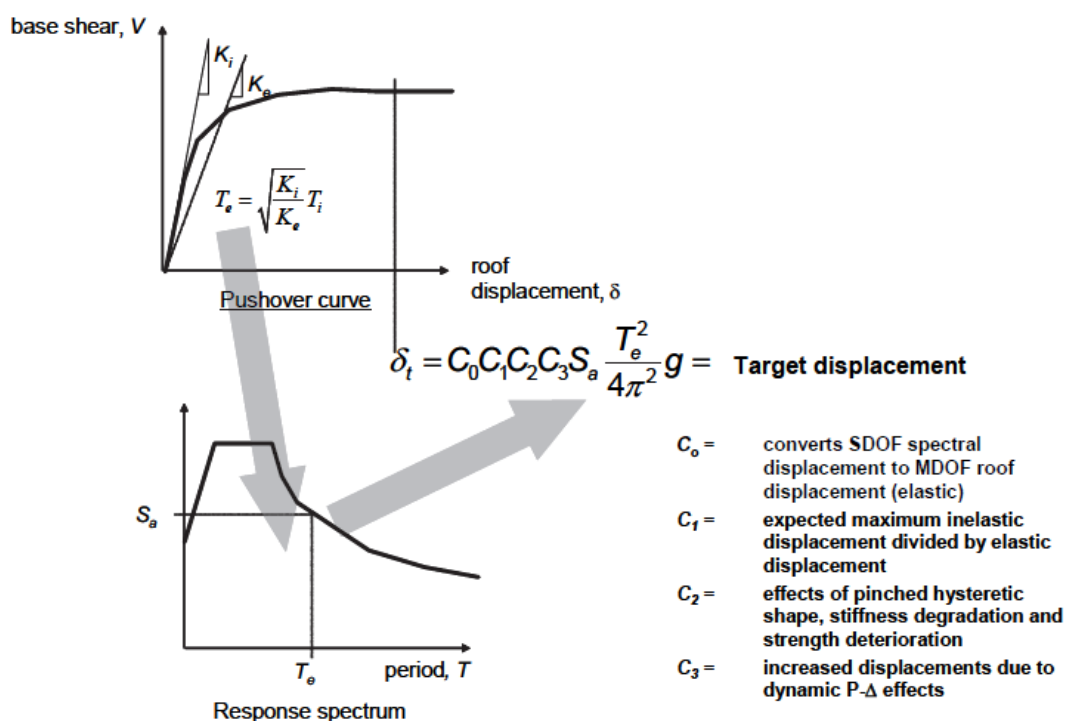
Tomado de *Pushover con Acoplamiento de CEINCI-LAB y OpenSees* (pág 101). por Aguiar et al., 2020, A.H. Barbat.

Determinación del punto de desempeño sísmico de los pórticos en base a la metodología del ASCE/SEI 41-17

El ASCE/SEI 41-17 utiliza el método de los coeficientes para modificar la respuesta lineal elástica de un sistema equivalente de un grado de libertad por medio de una serie de coeficientes y estimar el desplazamiento global máximo o también conocido como desplazamiento objetivo.

Figura 29

Esquema del proceso para estimar el desplazamiento objetivo mediante el método de los coeficientes.



En la Figura 29 se presenta un resumen de la metodología utilizada para determinar el punto de desempeño de los pórticos evaluados. Todo parte de las curvas de capacidad obtenidas del análisis Pushover con las que se obtiene una curva idealizada de Fuerza – Desplazamiento de la cual se obtiene la rigidez lateral efectiva

de la estructura, mediante la ecuación (24) se procede al cálculo del período fundamental efectivo:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (24)$$

Donde:

T_e : Período fundamental efectivo de un sistema de un grado de libertad equivalente.

T_i : Período fundamental elástico de la estructura en la dirección de estudio.

K_i : Rigidez lateral elástica de la estructura en la dirección de estudio.

K_e : Rigidez lateral efectiva de la estructura en la dirección de estudio.

Al graficar el período fundamental (T_e) en el espectro de respuesta sísmica se puede obtener la aceleración máxima de respuesta (S_a) correspondiente al oscilador equivalente. Mediante la ecuación (25) se puede obtener el desplazamiento objetivo δ_t con el cual a su vez se puede ubicar el punto de desempeño de la estructura de estudio en su respectiva curva de capacidad.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (25)$$

Donde:

δ_t : Desplazamiento objetivo.

C_0 : Coeficiente que convierte el desplazamiento espectral de un sistema de un grado de libertad a desplazamiento elástico en el tope de un sistema de múltiples grados de libertad.

C_1 : Coeficiente que relaciona el desplazamiento inelástico máximo esperado y el desplazamiento elástico.

C_2 : Coeficiente que representa el efecto de la forma de histéresis picada, la degradación de rigidez cíclica, y el deterioro de la resistencia en el desplazamiento máximo.

S_a : Aceleración espectral de respuesta correspondiente al período fundamental efectivo.

T_e : Período fundamental efectivo de la estructura.

g : Aceleración de la gravedad.

Capítulo 4

Resultados y Discusión

Resultados del análisis estático lineal

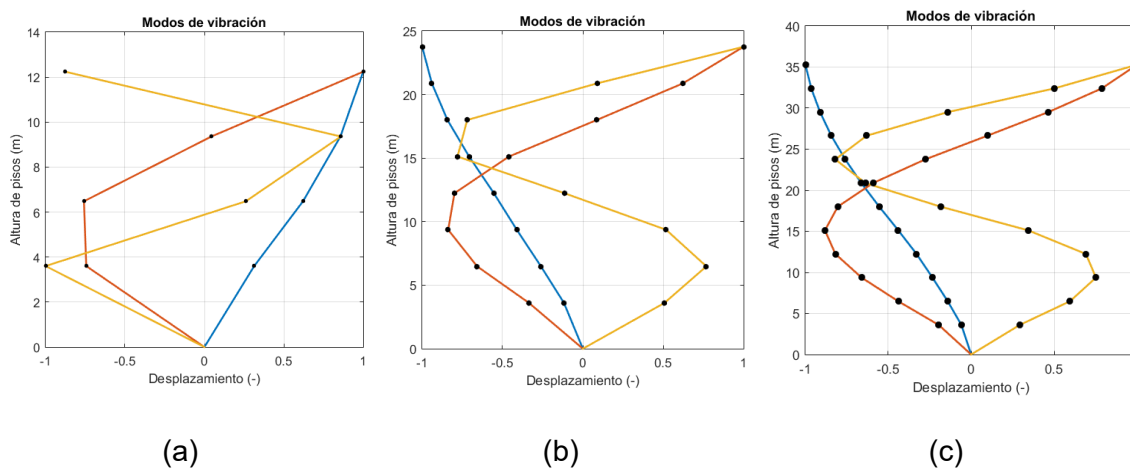
Se presentan los resultados más relevantes del análisis lineal de las 27 tipologías de estudio.

Propiedades dinámicas de los pórticos

En la Figura 30 a la Figura 38 se presentan los tres primeros modos de vibrar de las 27 tipologías de estudio. Cada gráfica contiene 3 líneas y se evidencia que la tendencia del primer modo de vibrar (línea azul) es creciente de acuerdo con la altura de la estructura y no corta el eje central del plano, la tendencia del segundo modo de vibrar (línea naranja) tiene una variación que hace un corte a la línea del eje central del plano y la tendencia del tercer modo de vibrar (línea amarilla) tiene una variación de tal manera que, hace dos cortes en la línea del eje central del plano. Se observa también, que las tendencias de estas gráficas son similares para todas las estructuras de análisis, independiente de su configuración estructural.

Figura 30

Modos de vibrar de la estructura de acero sin diagonales a) Estructura de 4 pisos, b) Estructura de 8 pisos, c) Estructura de 12 pisos.

**Figura 31**

Modos de vibrar de la estructura de acero con diagonales concéntricas en forma de V invertida a) Estructura de 4 pisos, b) Estructura de 8 pisos, c) Estructura de 12 pisos.

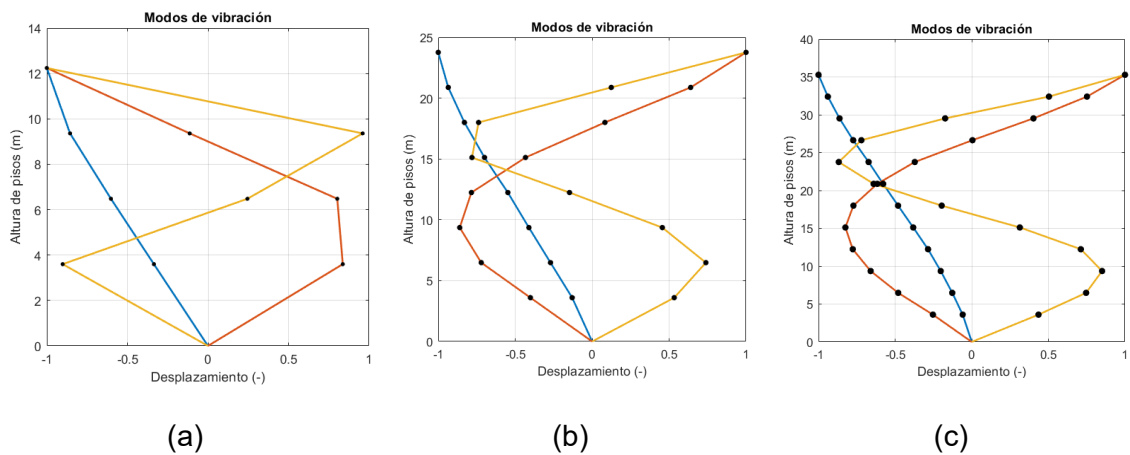
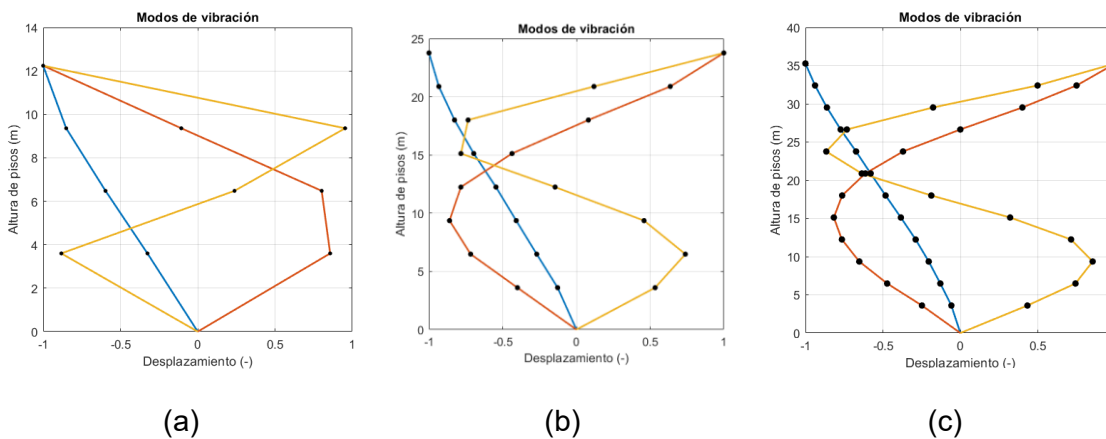


Figura 32

Modos de vibrar de la estructura de acero con diagonales concéntricas en forma de X en varios pisos a) Estructura de 4 pisos, b) Estructura de 8 pisos, c) Estructura de 12 pisos.

**Figura 33**

Modos de vibrar de la estructura de acero con diagonales excéntricas con elemento de enlace de 0.75 m, articulado a) Estructura de 4 pisos, b) Estructura de 8 pisos, c) Estructura de 12 pisos.

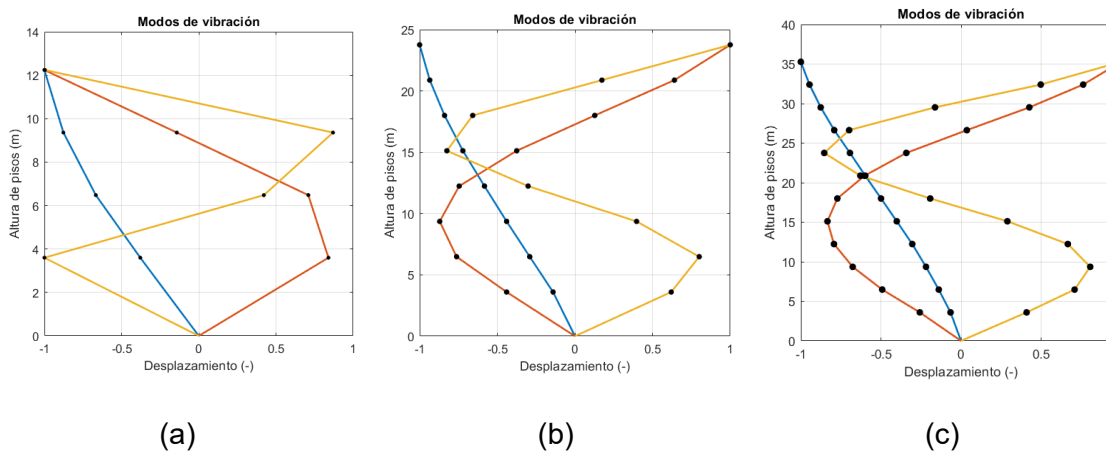
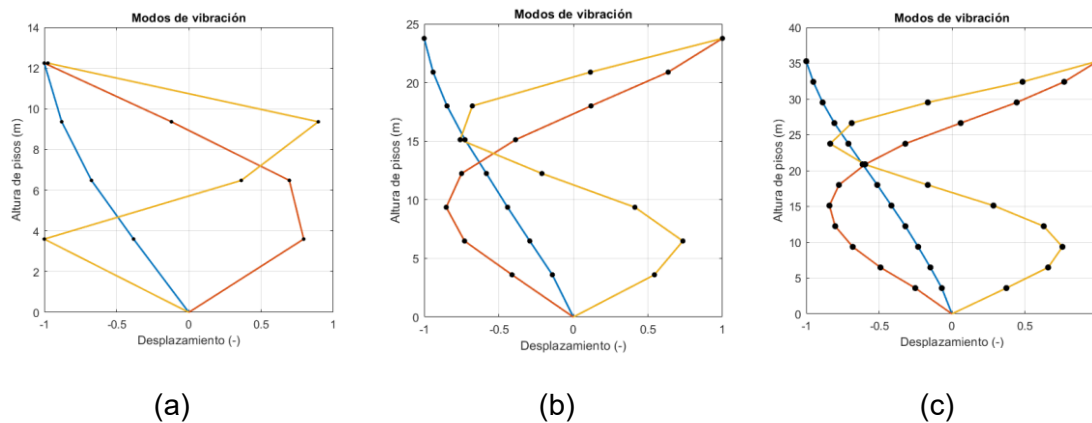


Figura 34

Modos de vibrar de la estructura de acero con diagonales excéntricas con elemento de enlace de 1.25 m, articulado a) Estructura de 4 pisos, b) Estructura de 8 pisos, c) Estructura de 12 pisos.

**Figura 35**

Modos de vibrar de la estructura de acero con diagonales excéntricas con elemento de enlace de 1.75 m, articulado a) Estructura de 4 pisos, b) Estructura de 8 pisos, c) Estructura de 12 pisos.

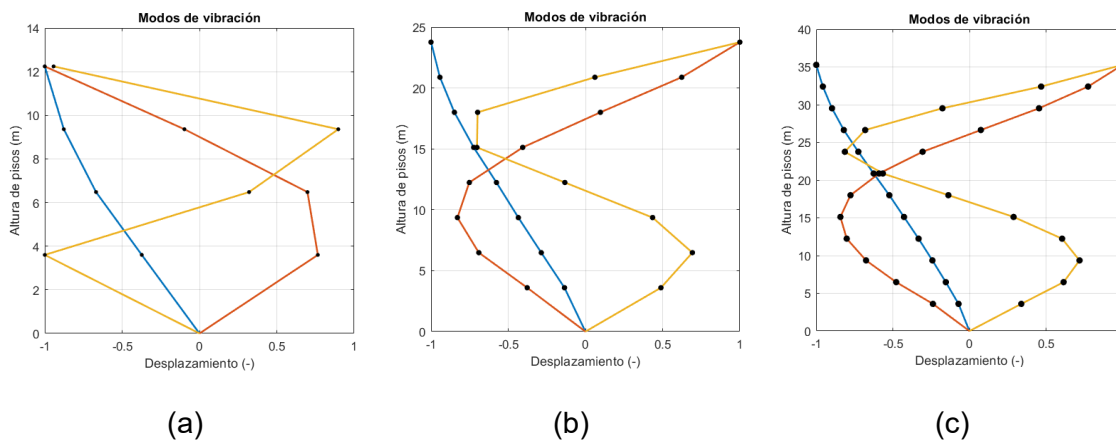
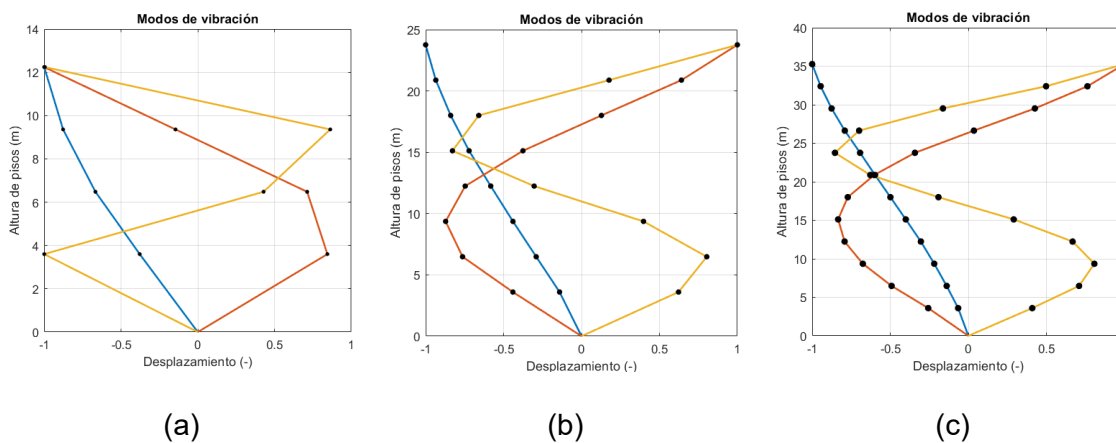


Figura 36

Modos de vibrar de la estructura de acero con diagonales excéntricas con elemento de enlace de 0.75 m, empotrado a) Estructura de 4 pisos, b) Estructura de 8 pisos, c) Estructura de 12 pisos.

**Figura 37**

Modos de vibrar de la estructura de acero con diagonales excéntricas con elemento de enlace de 1.25 m, empotrado a) Estructura de 4 pisos, b) Estructura de 8 pisos, c) Estructura de 12 pisos.

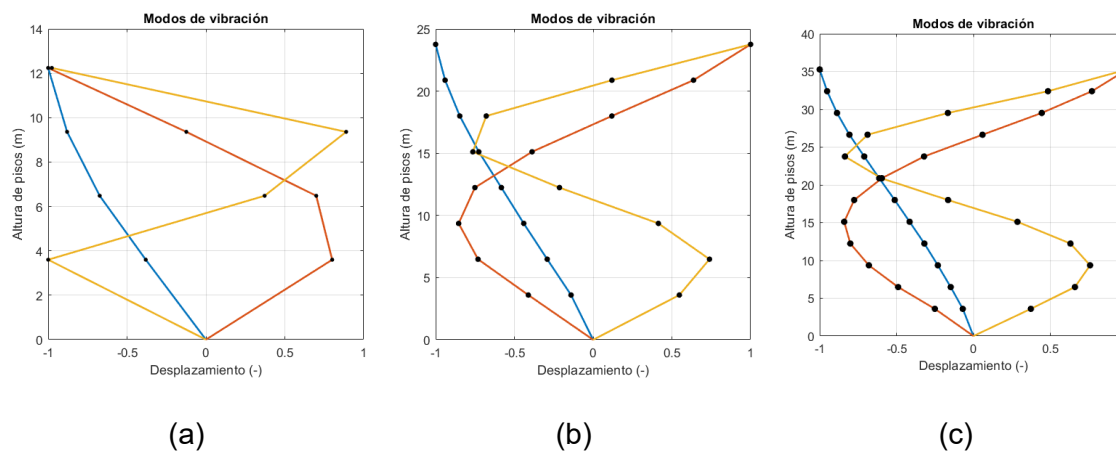
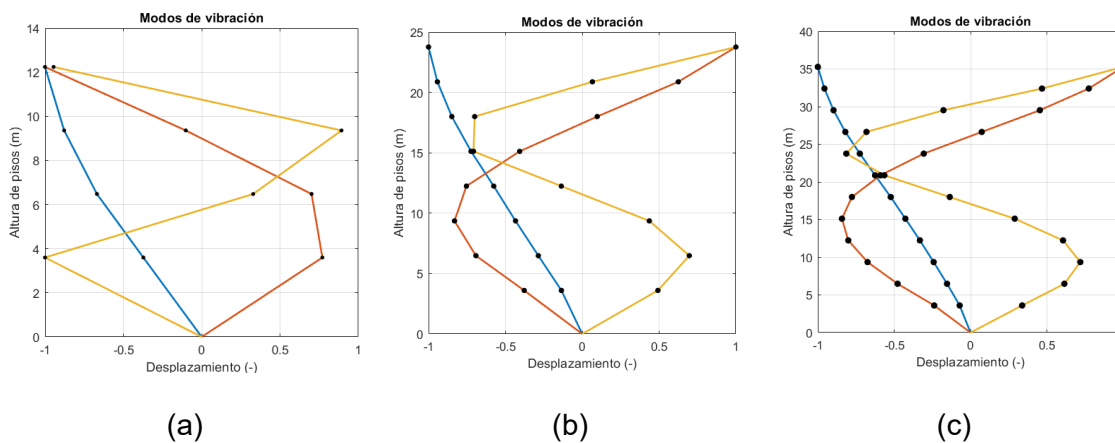


Figura 38

Modos de vibrar de la estructura de acero con diagonales excéntricas con elemento de enlace de 1.75 m, empotrado a) Estructura de 4 pisos, b) Estructura de 8 pisos, c) Estructura de 12 pisos.



Respuestas del análisis estático lineal para la aplicación de cargas laterales

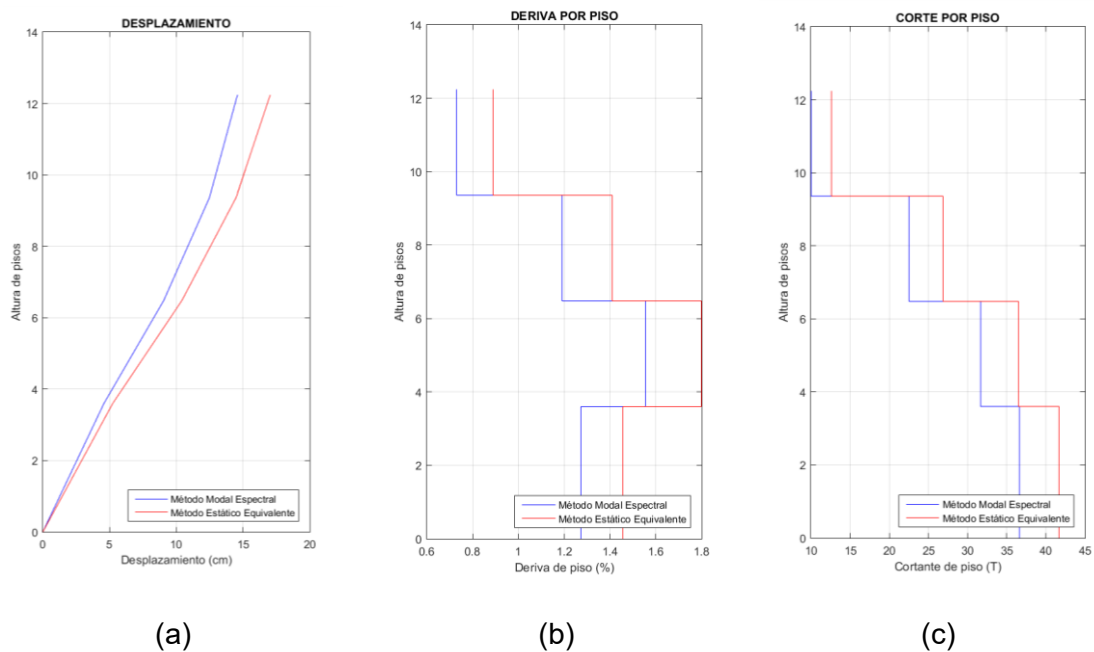
Se presenta la respuesta de las estructuras a la aplicación de cargas laterales mediante gráficas que representan desplazamientos, derivas y cortante en cada piso. Estos resultados se han determinado mediante el Método Modal Espectral (línea azul) y el Método Estático Equivalente (línea roja). Es importante destacar que los resultados obtenidos por el Método Modal Espectral son menores a los obtenidos por el Método Estático Equivalente y uno de los controles a realizar, es verificar que la respuesta del Método Modal Espectral no sea menor al 80% del Método Estático Equivalente. Para efectos de análisis y comparación, se evalúan los resultados del Método Modal Espectral.

Pórticos Especiales a Momento

En la Figura 39a se evidencia que el desplazamiento de la estructura es creciente de acuerdo con su altura, es decir, el desplazamiento máximo se da en el piso 4, no obstante, en la Figura 39b se observa que la deriva inelástica máxima es de 1.55% y se concentra en el segundo piso. Se comprueba que la deriva máxima es menor límite de deriva descrito en los lineamientos de la NEC-15, que es del 2%, con un cortante de piso de 36.62 Tn.

Figura 39

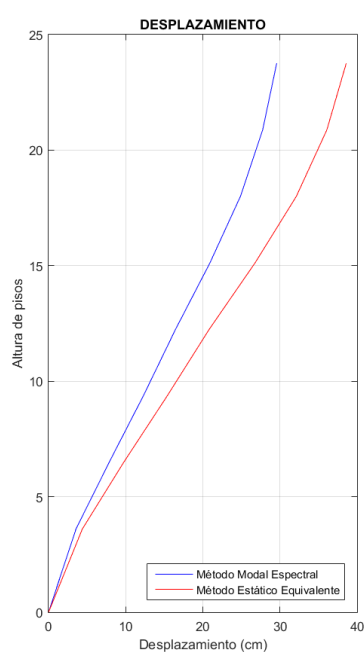
Respuesta del análisis lineal de estructura de 4 pisos a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso.



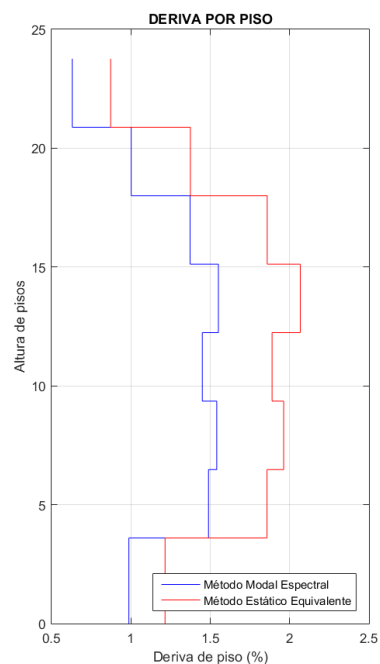
En la Figura 40a se evidencia que el desplazamiento de la estructura es creciente de acuerdo con su altura, es decir, el desplazamiento máximo se da en el piso 8, no obstante, en la Figura 40b se observa que la deriva inelástica máxima es de 1.50% y se concentra en el tercer y quinto piso. Se comprueba que la deriva máxima es menor límite de deriva descrito en los lineamientos de la NEC-15, que es del 2%, con un cortante de piso de 47.28 Tn.

Figura 40

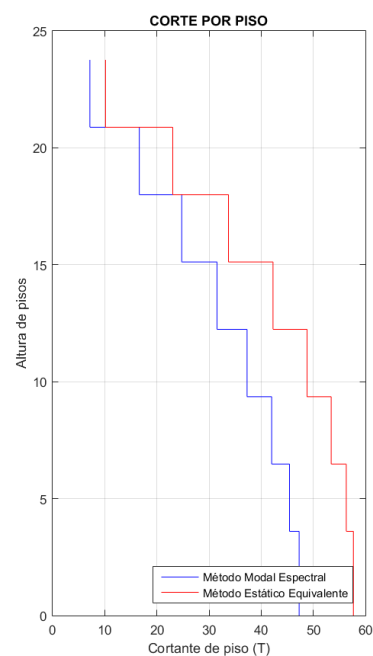
Respuesta del análisis lineal de estructura de 8 pisos a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso.



(a)



(b)

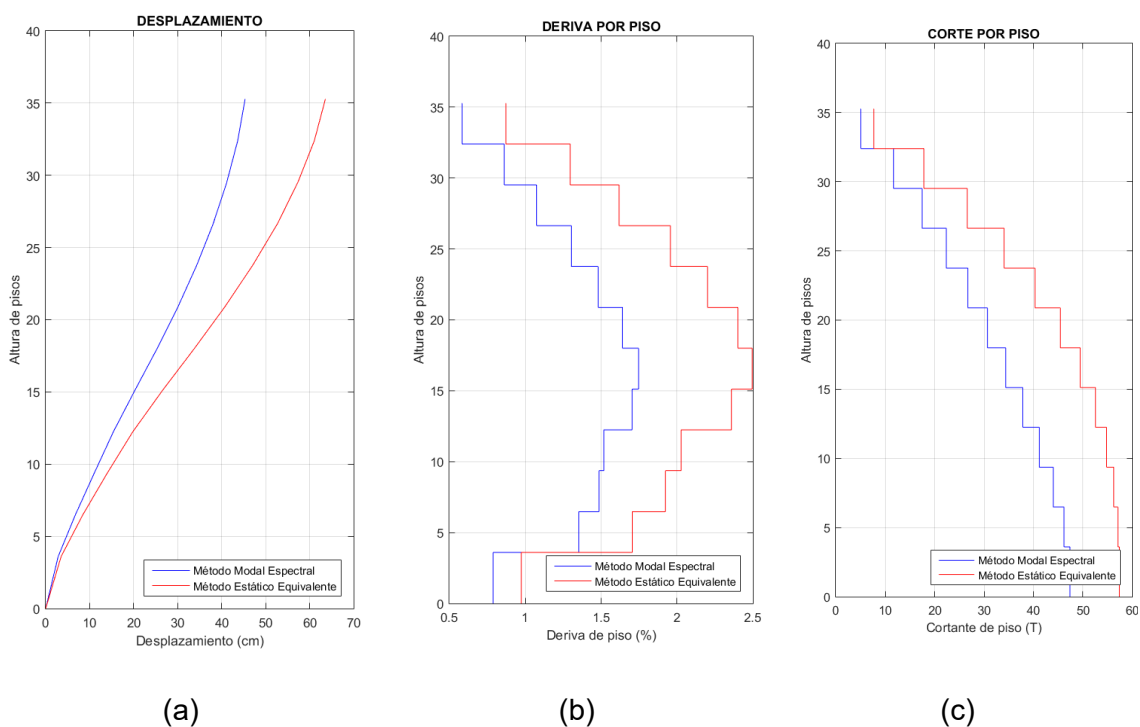


(c)

En la Figura 41a se evidencia que el desplazamiento de la estructura es creciente de acuerdo con su altura, es decir, el desplazamiento máximo se da en el piso 12, no obstante, en la Figura 41b se observa que la deriva inelástica máxima es de 1.75% y se concentra en el sexto piso. Se comprueba que la deriva máxima es menor límite de deriva descrito en los lineamientos de la NEC-15, que es del 2%, con un cortante de piso de 47.40 Tn.

Figura 41

Respuesta del análisis lineal de estructura de 12 pisos a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso.

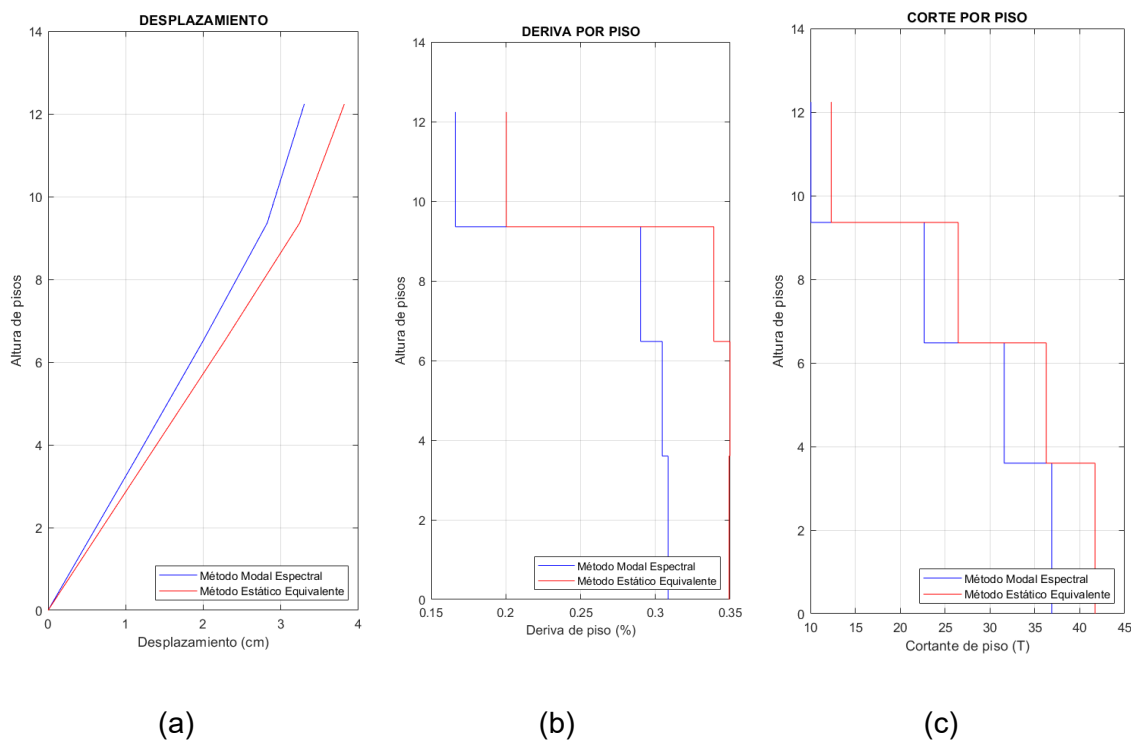


Pórticos con arriostramientos concéntricos

En la Figura 42a se evidencia que el desplazamiento de la estructura es creciente de acuerdo con su altura, es decir, el desplazamiento máximo se da en el piso 4, no obstante, en la Figura 42b se observa que la deriva inelástica máxima es de 0.31% y se concentra en el primer piso. Se comprueba que la deriva máxima es menor límite de deriva descrito en los lineamientos de la NEC-15, que es del 2%, con un cortante de piso de 36.87 Tn.

Figura 42

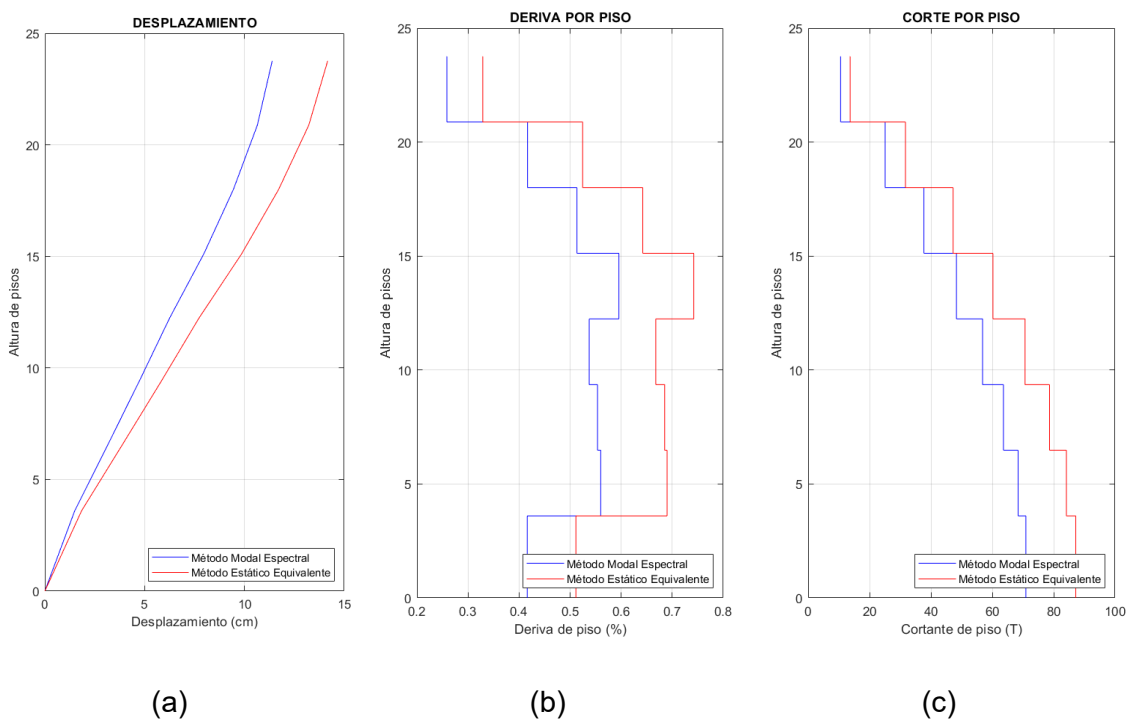
Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 4 pisos con diagonales concéntricas en forma de V invertida a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso.



En la Figura 43a se evidencia que el desplazamiento de la estructura es creciente de acuerdo con su altura, es decir, el desplazamiento máximo se da en el piso 8, no obstante, en la Figura 43b se observa que la deriva inelástica máxima es de 0.6% y se concentra en el cuarto piso. Se comprueba que la deriva máxima es menor límite de deriva descrito en los lineamientos de la NEC-15, que es del 2%, con un cortante de piso de 70.96 Tn.

Figura 43

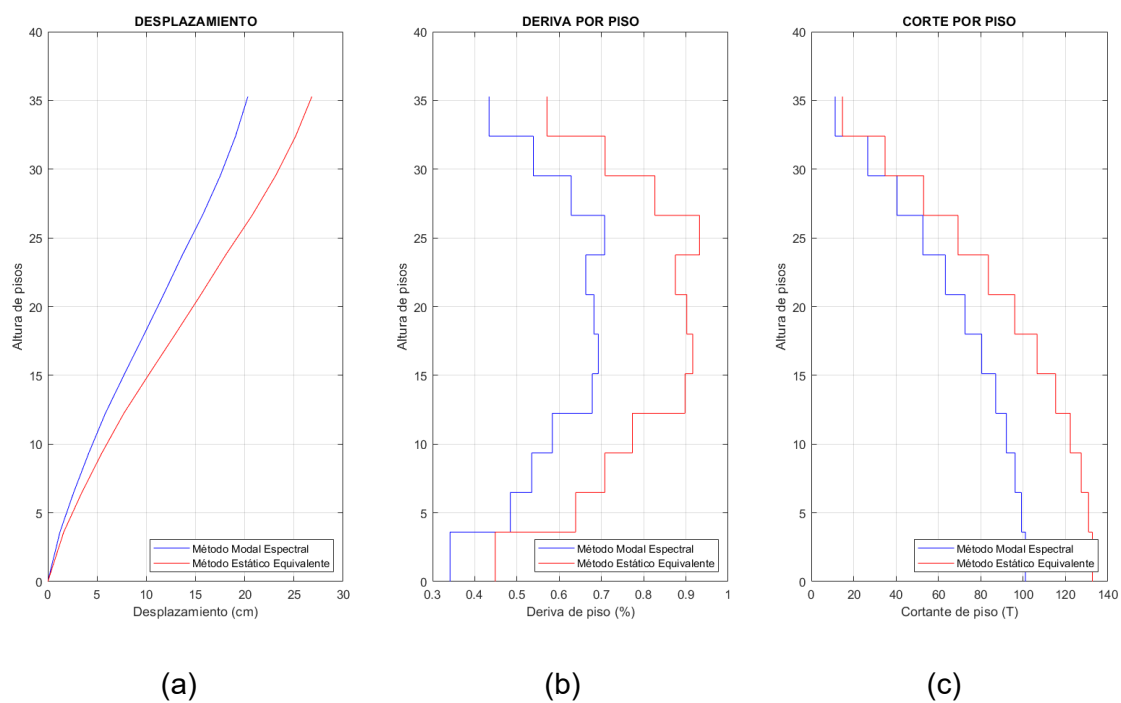
Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 8 pisos con diagonales concéntricas en forma de V invertida a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso.



En la Figura 44a se evidencia que el desplazamiento de la estructura es creciente de acuerdo con su altura, es decir, el desplazamiento máximo se da en el piso 12, no obstante, en la Figura 44b se observa que la deriva inelástica máxima es de 0.7% y se concentra en el noveno piso. Se comprueba que la deriva máxima es menor límite de deriva descrito en los lineamientos de la NEC-15, que es del 2%, con un cortante de piso de 101.09 Tn.

Figura 44

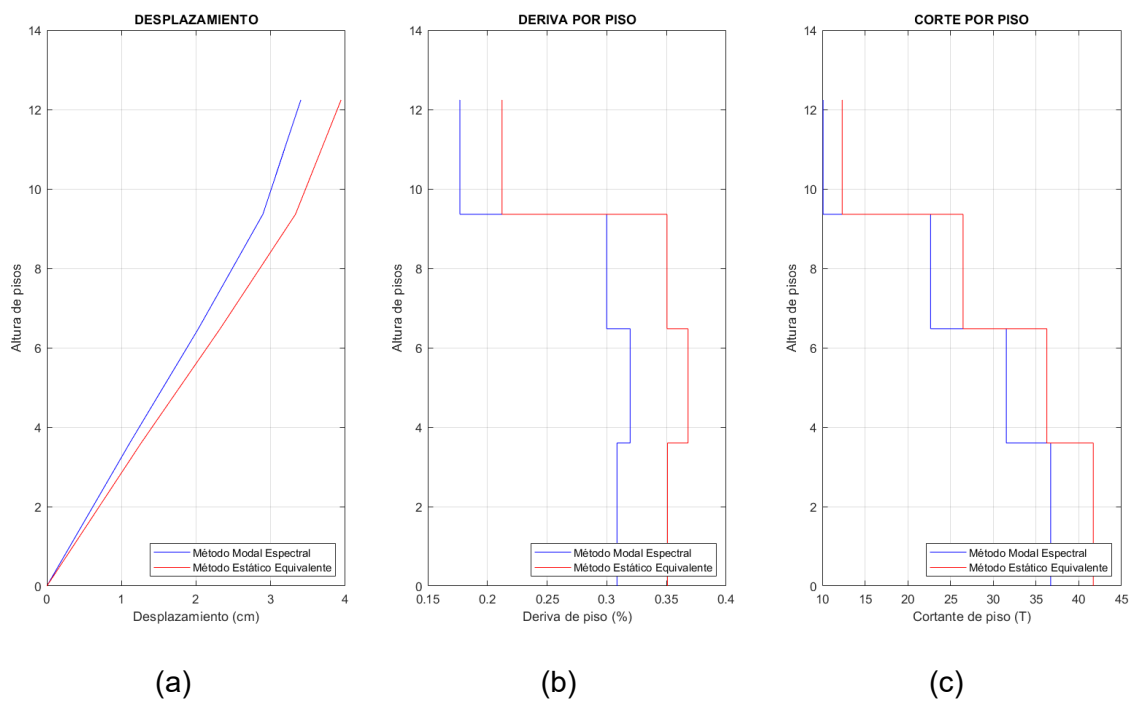
Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 12 pisos con diagonales concéntricas en forma de V invertida a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso.



En la Figura 45a se evidencia que el desplazamiento de la estructura es creciente de acuerdo con su altura, es decir, el desplazamiento máximo se da en el piso 4, no obstante, en la Figura 45b se observa que la deriva inelástica máxima es de 0.32% y se concentra en el segundo piso. Se comprueba que la deriva máxima es menor límite de deriva descrito en los lineamientos de la NEC-15, que es del 2%, con un cortante de piso de 36.71Tn.

Figura 45

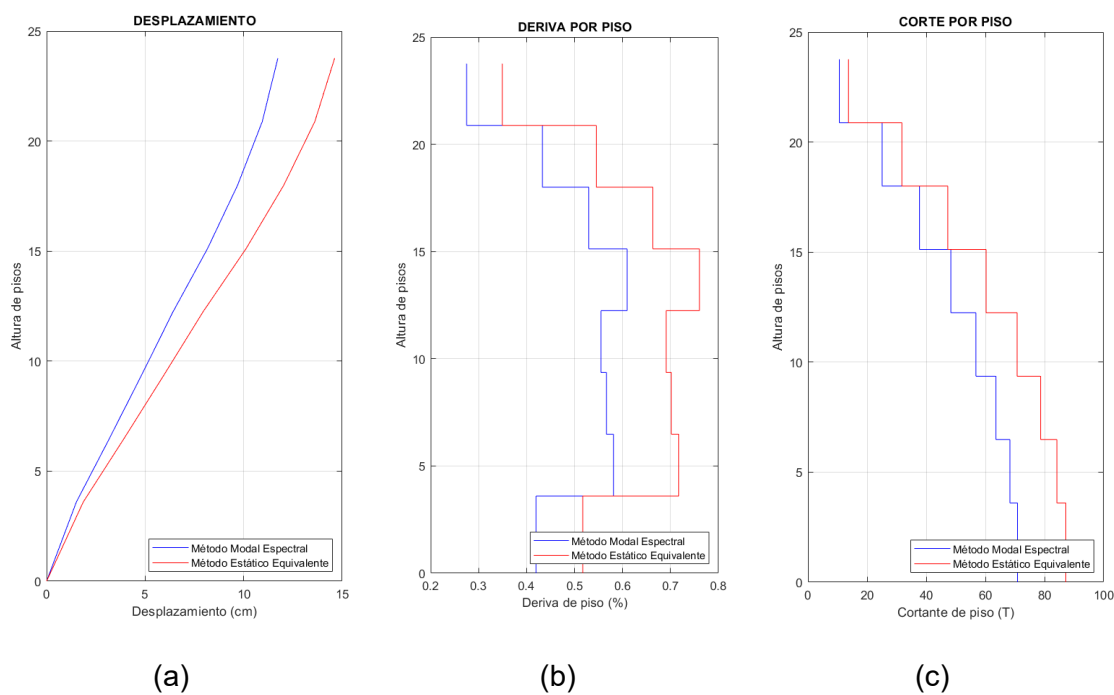
Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 4 pisos con diagonales concéntricas en forma de X en varios pisos a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante de piso.



En la Figura 46a se evidencia que el desplazamiento de la estructura es creciente de acuerdo con su altura, es decir, el desplazamiento máximo se da en el piso 8, no obstante, en la Figura 46b se observa que la deriva inelástica máxima es de 0.6% y se concentra en el quinto piso. Se comprueba que la deriva máxima es menor límite de deriva descrito en los lineamientos de la NEC-15, que es del 2%, con un cortante de piso de 70.84Tn.

Figura 46

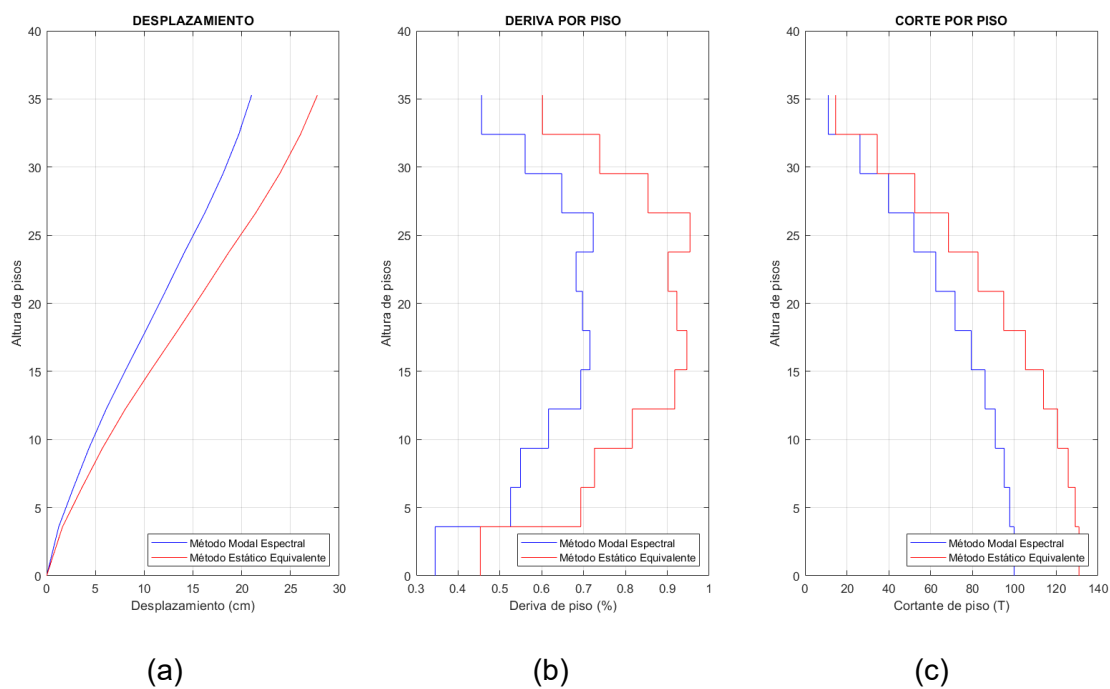
Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 8 pisos con diagonales concéntricas en forma de X en varios pisos a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso



En la Figura 47a se evidencia que el desplazamiento de la estructura es creciente de acuerdo con su altura, es decir, el desplazamiento máximo se da en el piso 12, no obstante, en la Figura 47b se observa que la deriva inelástica máxima es de 0.72% y se concentra en el sexto y noveno piso. Se comprueba que la deriva máxima es menor límite de deriva descrito en los lineamientos de la NEC-15, que es del 2%, con un cortante de piso de 99.88 Tn.

Figura 47

Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 12 pisos con diagonales concéntricas en forma de X en varios pisos a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso.

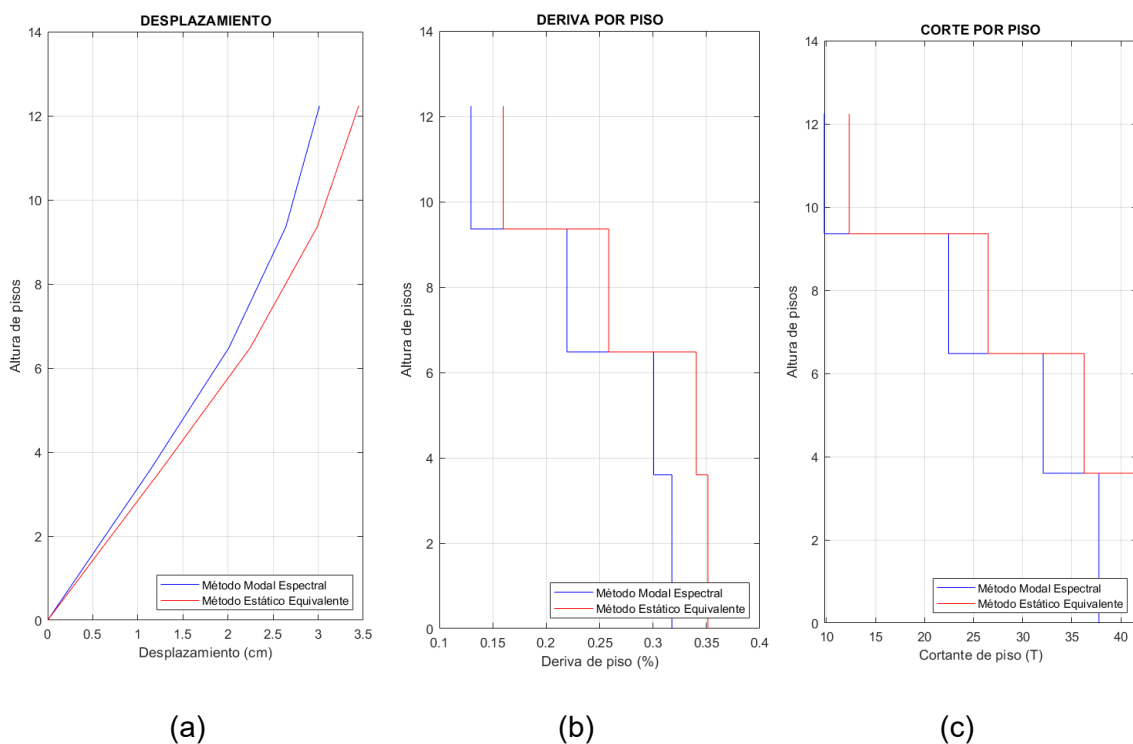


Pórticos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace

En la Figura 48a se evidencia que el desplazamiento de la estructura es creciente de acuerdo con su altura, es decir, el desplazamiento máximo se da en el piso 4, no obstante, en la Figura 48b se observa que la deriva inelástica máxima es de 0.32% y se concentra en el primer piso. Se comprueba que la deriva máxima es menor límite de deriva descrito en los lineamientos de la NEC-15, que es del 2%, con un cortante de piso de 37.76Tn.

Figura 48

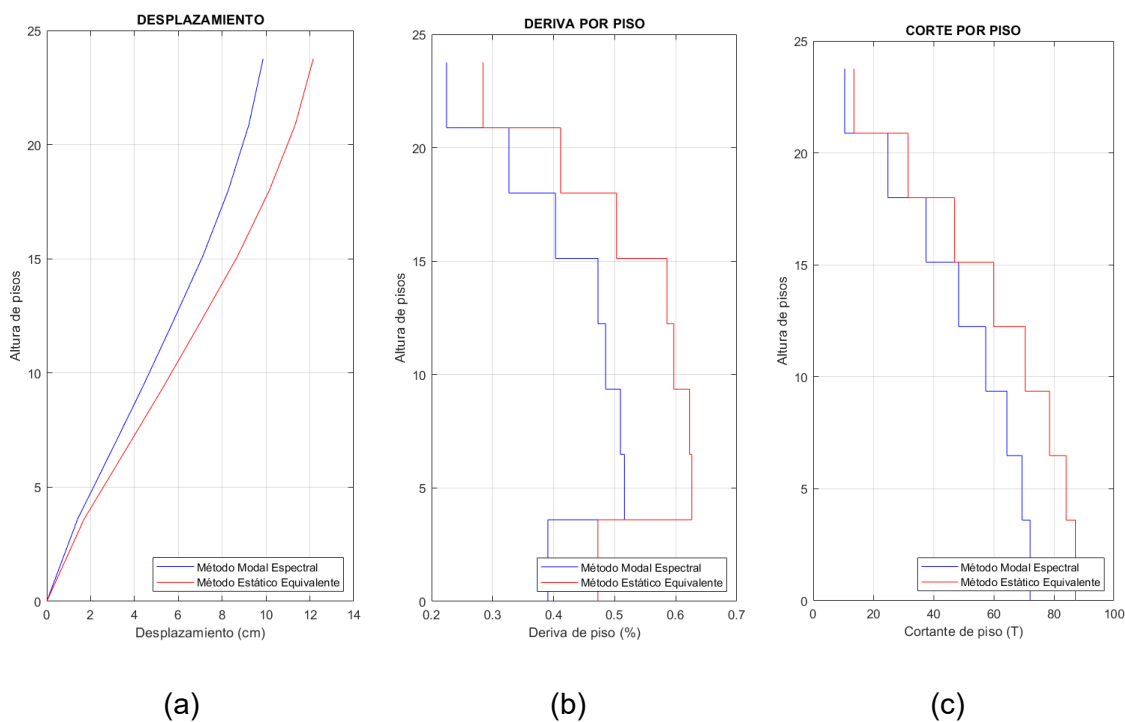
Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 4 pisos con diagonales excéntricas y enlace articulado de 0.75 m a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso



En la Figura 49a se evidencia que el desplazamiento de la estructura es creciente de acuerdo con su altura, es decir, el desplazamiento máximo se da en el piso 8, no obstante, en la Figura 49b se observa que la deriva inelástica máxima es de 0.5% y se concentra en el segundo piso. Se comprueba que la deriva máxima es menor límite de deriva descrito en los lineamientos de la NEC-15, que es del 2%, con un cortante de piso de 72.12 Tn.

Figura 49

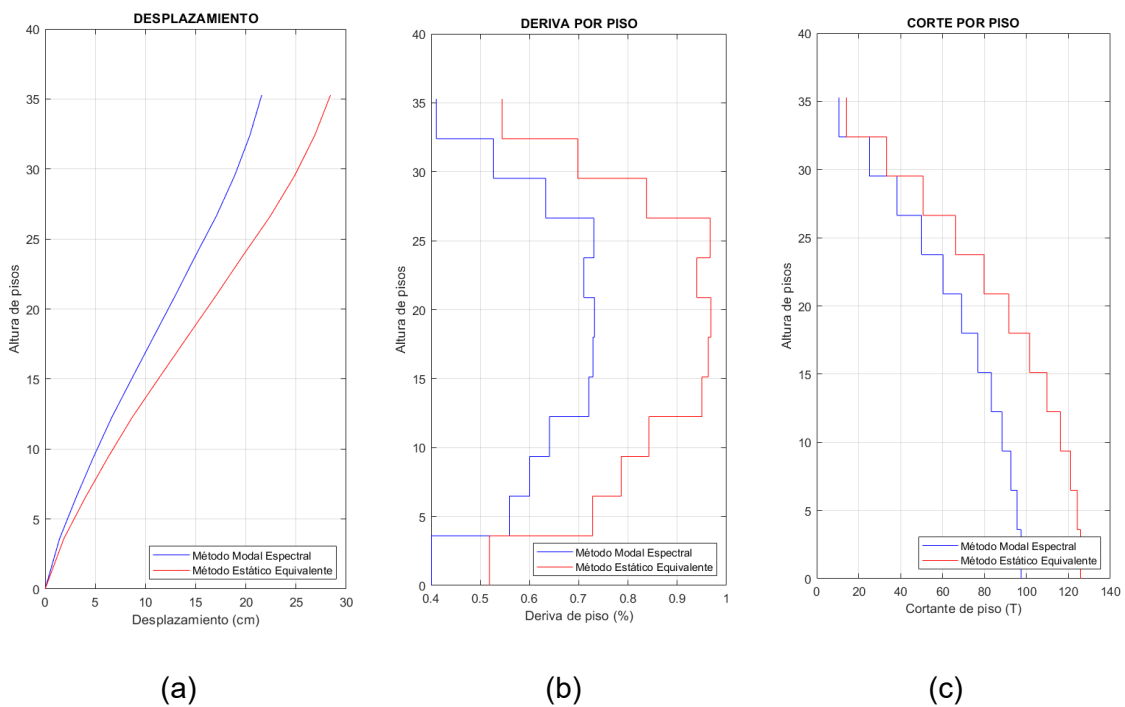
Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 8 pisos con diagonales excéntricas y enlace articulado de 0.75 m a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso.



En la Figura 50a se evidencia que el desplazamiento de la estructura es creciente de acuerdo con su altura, es decir, el desplazamiento máximo se da en el piso 12, no obstante, en la Figura 50b se observa que la deriva inelástica máxima es de 0.71% y se concentra en el séptimo y noveno piso. Se comprueba que la deriva máxima es menor límite de deriva descrito en los lineamientos de la NEC-15, que es del 2%, con un cortante de piso de 97.39 Tn.

Figura 50

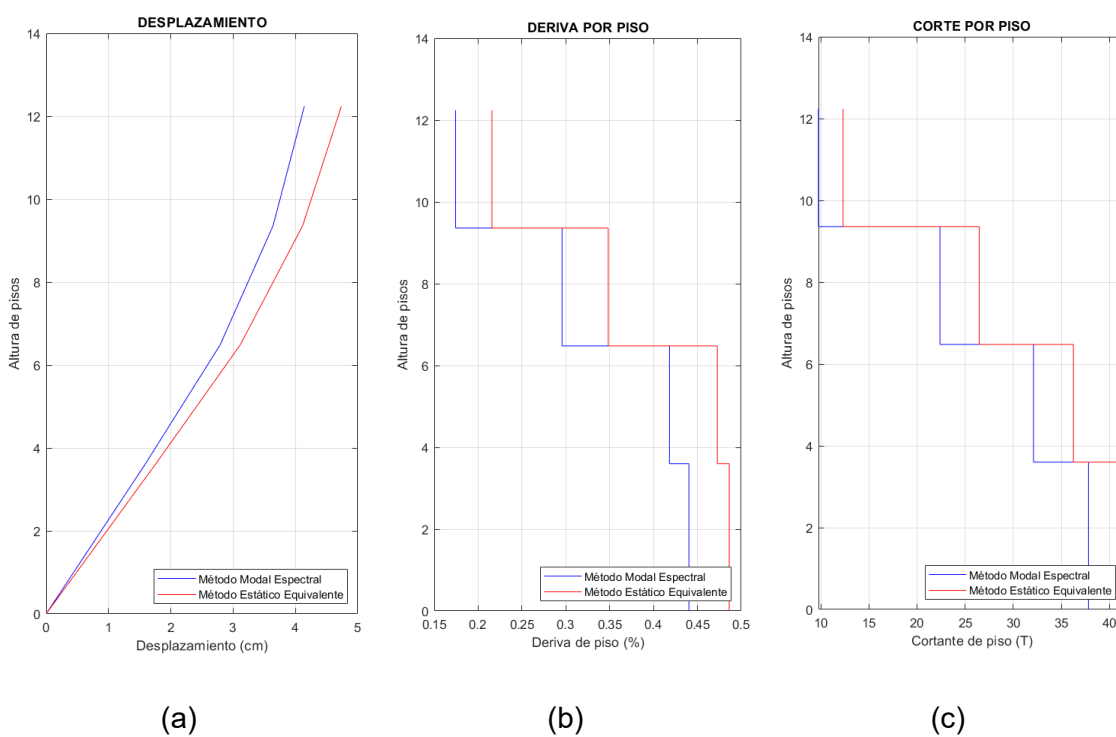
Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 12 pisos con diagonales excéntricas y enlace articulado de 0.75 m a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso.



En la Figura 51a se evidencia que el desplazamiento de la estructura es creciente de acuerdo con su altura, es decir, el desplazamiento máximo se da en el piso 4, no obstante, en la Figura 51b se observa que la deriva inelástica máxima es de 0.44% y se concentra en el primer piso. Se comprueba que la deriva máxima es menor límite de deriva descrito en los lineamientos de la NEC-15, que es del 2%, con un cortante de piso de 37.83 Tn.

Figura 51

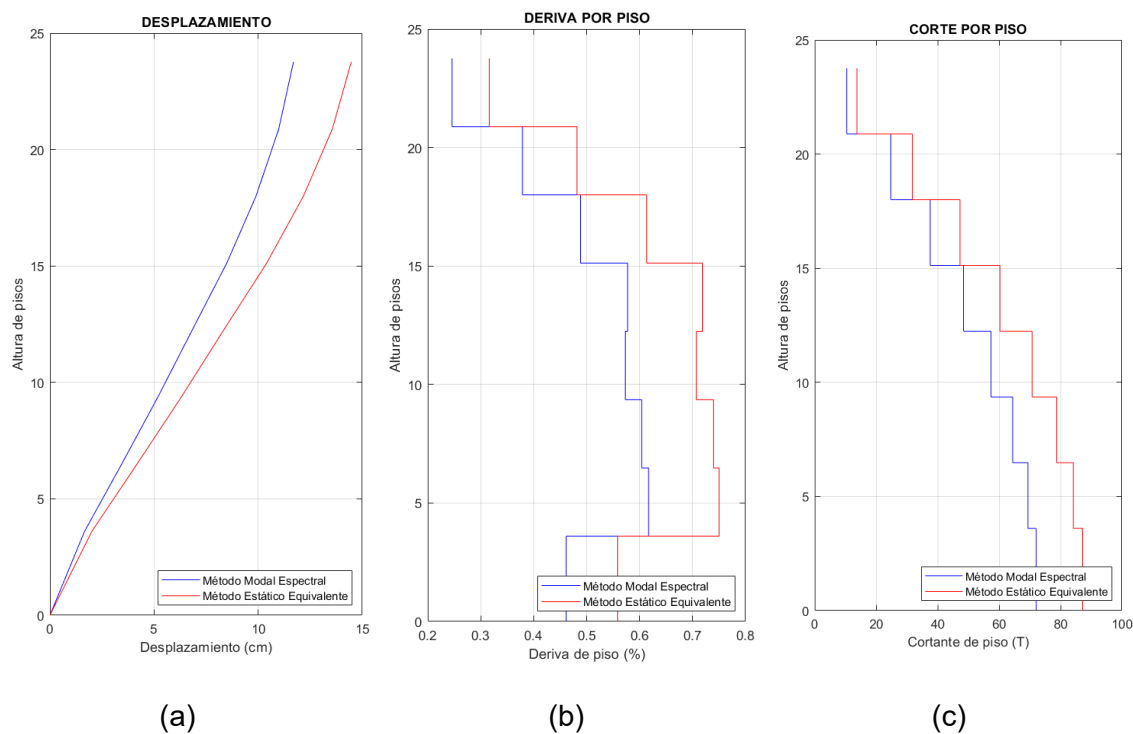
Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 4 pisos con diagonales excéntricas y enlace articulado de 1.25 m a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso.



En la Figura 52a se evidencia que el desplazamiento de la estructura es creciente de acuerdo con su altura, es decir, el desplazamiento máximo se da en el piso 8, no obstante, en la Figura 52b se observa que la deriva inelástica máxima es de 0.6% y se concentra en el segundo piso. Se comprueba que la deriva máxima es menor límite de deriva descrito en los lineamientos de la NEC-15, que es del 2%, con un cortante de piso de 72.03 Tn.

Figura 52

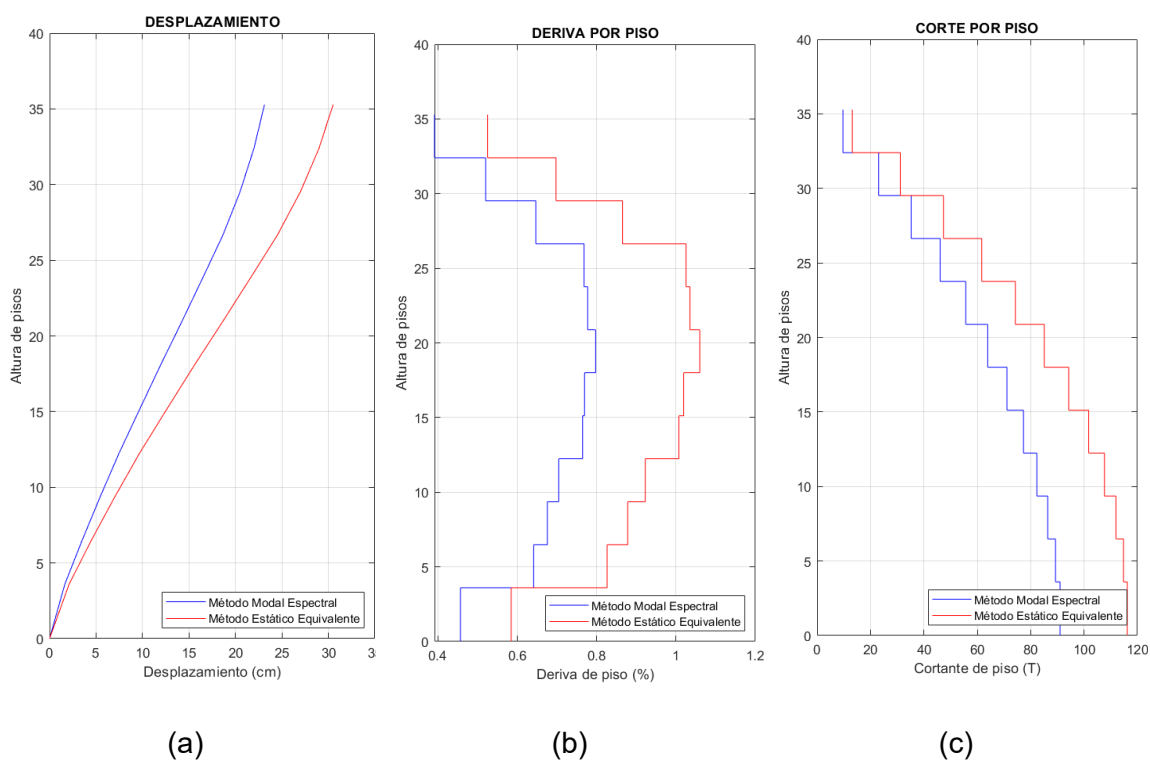
Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 8 pisos con diagonales excéntricas y enlace articulado de 1.25 m a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso



En la Figura 53a se evidencia que el desplazamiento de la estructura es creciente de acuerdo con su altura, es decir, el desplazamiento máximo se da en el piso 12, no obstante, en la Figura 53b se observa que la deriva inelástica máxima es de 0.8% y se concentra en el séptimo piso. Se comprueba que la deriva máxima es menor límite de deriva descrito en los lineamientos de la NEC-15, que es del 2%, con un cortante de piso de 91.02 Tn.

Figura 53

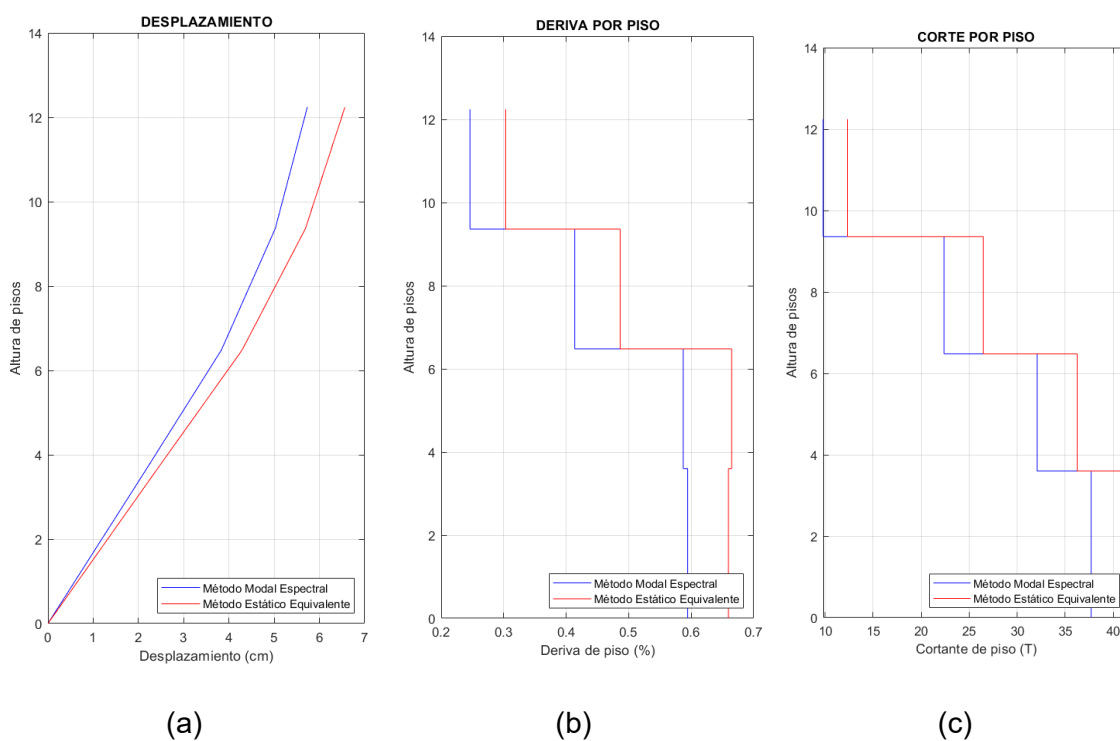
Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 12 pisos con diagonales excéntricas y enlace articulado de 1.25 m a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante de piso



En la Figura 54a se evidencia que el desplazamiento de la estructura es creciente de acuerdo con su altura, es decir, el desplazamiento máximo se da en el piso 4, no obstante, en la Figura 54b se observa que la deriva inelástica máxima es de 0.6% y se concentra en el primer piso. Se comprueba que la deriva máxima es menor límite de deriva descrito en los lineamientos de la NEC-15, que es del 2%, con un cortante de piso de 37.70 Tn.

Figura 54

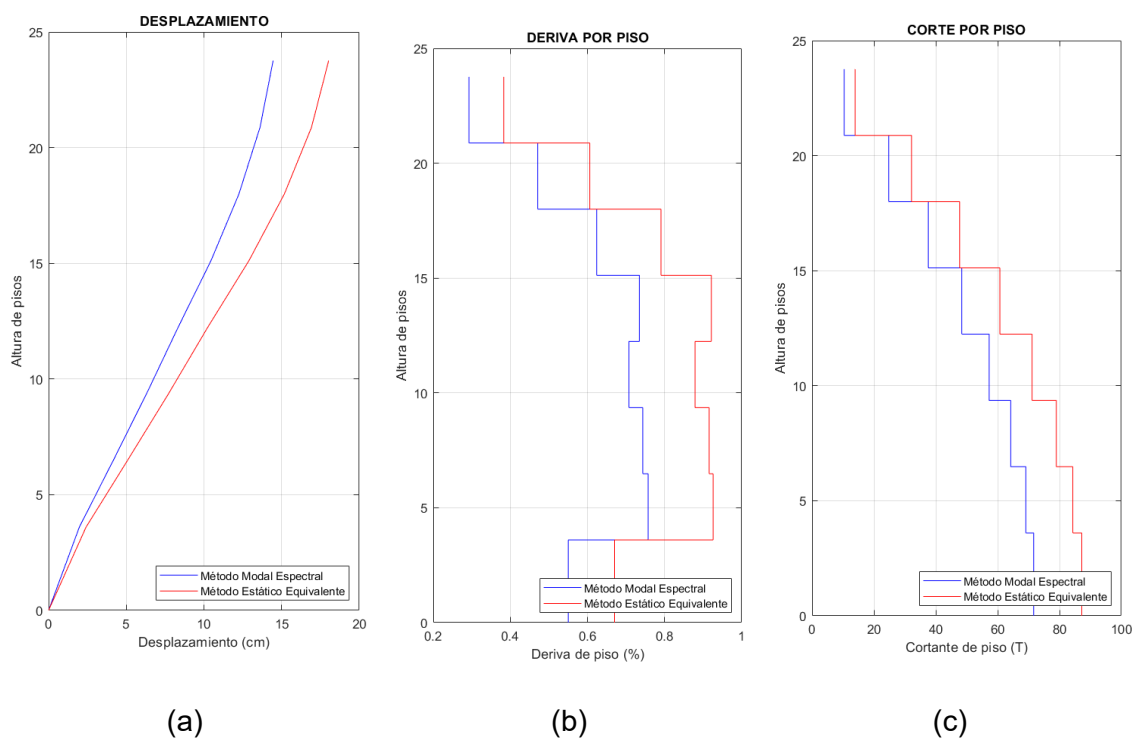
Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 4 pisos con diagonales excéntricas y enlace articulado de 1.75 m a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante de piso.



En la Figura 55a se evidencia que el desplazamiento de la estructura es creciente de acuerdo con su altura, es decir, el desplazamiento máximo se da en el piso 8, no obstante, en la Figura 55b se observa que la deriva inelástica máxima es de 0.75% y se concentra en el segundo piso. Se comprueba que la deriva máxima es menor límite de deriva descrito en los lineamientos de la NEC-15, que es del 2%, con un cortante de piso de 71.64Tn.

Figura 55

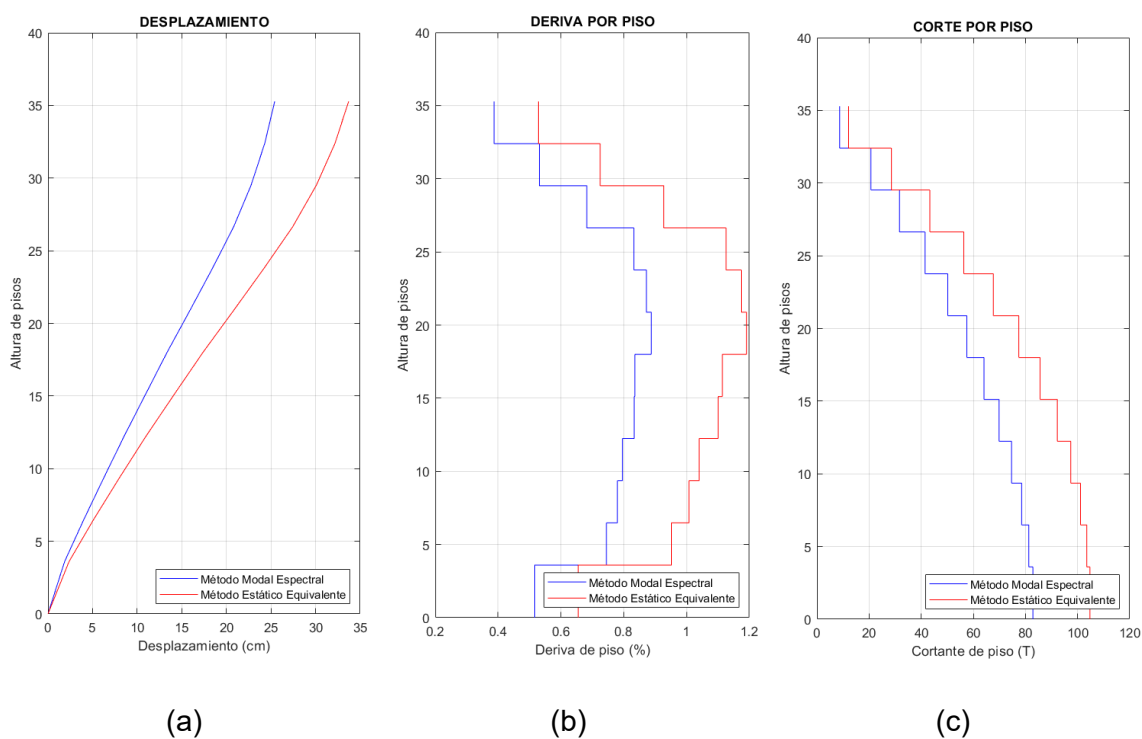
Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 8 pisos con diagonales excéntricas y enlace articulado de 1.75 m a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante de piso



En la Figura 56a se evidencia que el desplazamiento de la estructura es creciente de acuerdo con su altura, es decir, el desplazamiento máximo se da en el piso 12, no obstante, en la Figura 56b se observa que la deriva inelástica máxima es de 0.83% y se concentra en el séptimo piso. Se comprueba que la deriva máxima es menor límite de deriva descrito en los lineamientos de la NEC-15, que es del 2%, con un cortante de piso de 82.86 Tn.

Figura 56

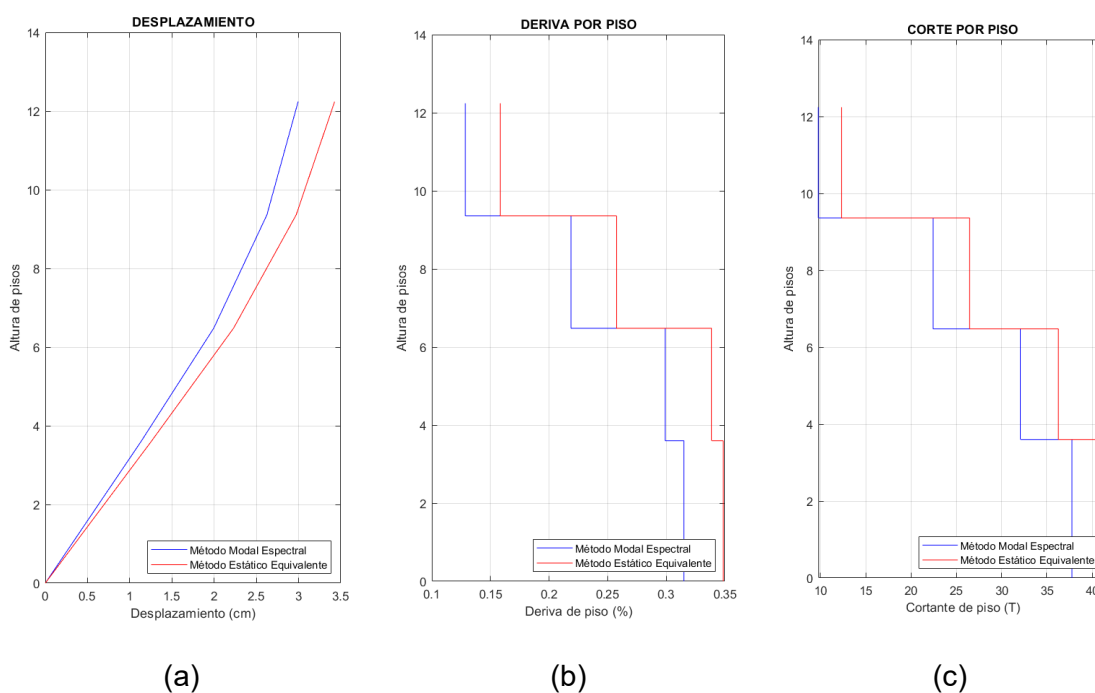
Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 12 pisos con diagonales excéntricas y enlace articulado de 1.75 m a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso



En la Figura 57a se evidencia que el desplazamiento de la estructura es creciente de acuerdo con su altura, es decir, el desplazamiento máximo se da en el piso 4, no obstante, en la Figura 57b se observa que la deriva inelástica máxima es de 0.32% y se concentra en el primer piso. Se comprueba que la deriva máxima es menor límite de deriva descrito en los lineamientos de la NEC-15, que es del 2%, con un cortante de piso de 37.74 Tn.

Figura 57

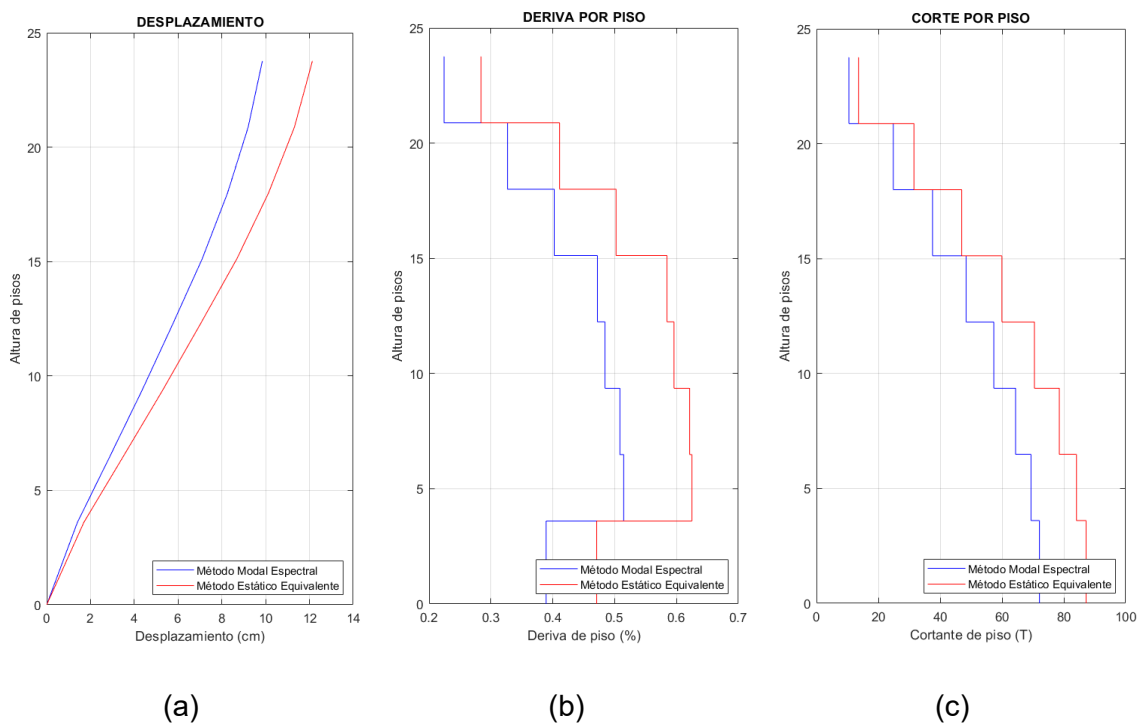
Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 4 pisos con diagonales excéntricas y enlace empotrado de 0.75 m a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso



En la Figura 58a se evidencia que el desplazamiento de la estructura es creciente de acuerdo con su altura, es decir, el desplazamiento máximo se da en el piso 8, no obstante, en la Figura 58b se observa que la deriva inelástica máxima es de 0.51% y se concentra en el segundo piso. Se comprueba que la deriva máxima es menor límite de deriva descrito en los lineamientos de la NEC-15, que es del 2%, con un cortante de piso de 72.10 Tn.

Figura 58

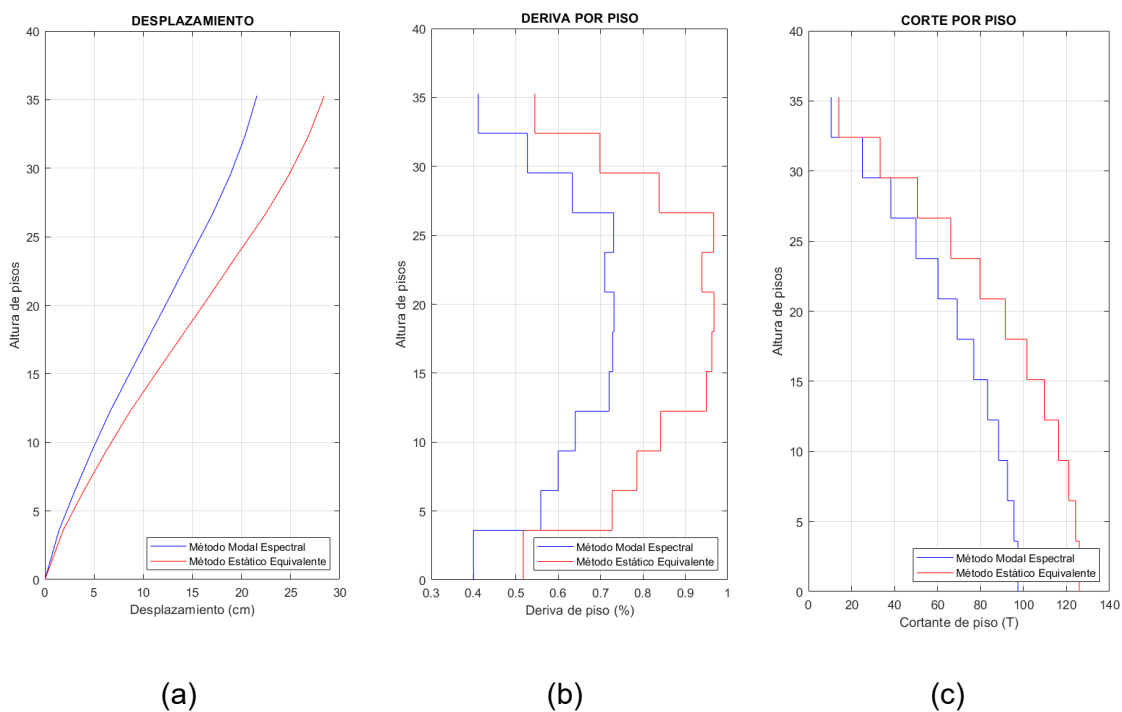
Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 8 pisos con diagonales excéntricas y enlace empotrado de 0.75 m a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso.



En la Figura 59a se evidencia que el desplazamiento de la estructura es creciente de acuerdo con su altura, es decir, el desplazamiento máximo se da en el piso 12, no obstante, en la Figura 59b se observa que la deriva inelástica máxima es de 0.73% y se concentra en el séptimo y noveno piso. Se comprueba que la deriva máxima es menor límite de deriva descrito en los lineamientos de la NEC-15, que es del 2%, con un cortante de piso de 97.42 Tn.

Figura 59

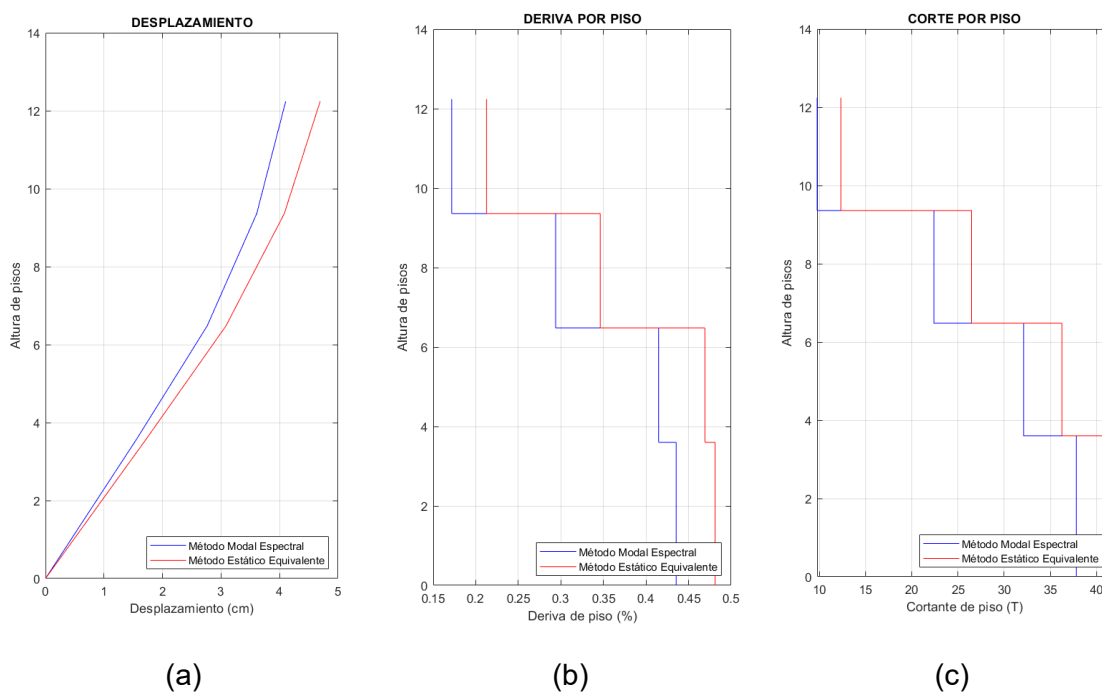
Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 12 pisos con diagonales excéntricas y enlace empotrado de 0.75 m a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso.



En la Figura 60a se evidencia que el desplazamiento de la estructura es creciente de acuerdo con su altura, es decir, el desplazamiento máximo se da en el piso 4, no obstante, en la Figura 60b se observa que la deriva inelástica máxima es de 0.44% y se concentra en el primer piso. Se comprueba que la deriva máxima es menor límite de deriva descrito en los lineamientos de la NEC-15, que es del 2%, con un cortante de piso de 37.82 Tn.

Figura 60

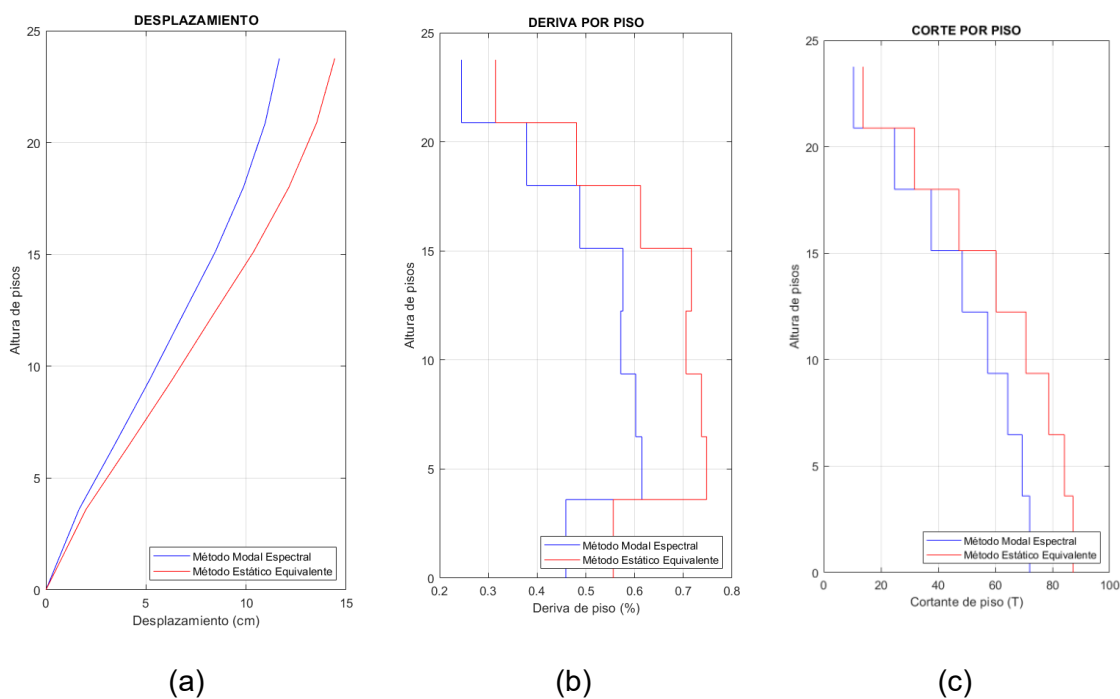
Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 4 pisos con diagonales excéntricas y enlace empotrado de 1.25 m a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso.



En la Figura 61a se evidencia que el desplazamiento de la estructura es creciente de acuerdo con su altura, es decir, el desplazamiento máximo se da en el piso 8, no obstante, en la Figura 61b se observa que la deriva inelástica máxima es de 0.61 % y se concentra en el segundo piso. Se comprueba que la deriva máxima es menor límite de deriva descrito en los lineamientos de la NEC-15, que es del 2%, con un cortante de piso de 72.02 Tn.

Figura 61

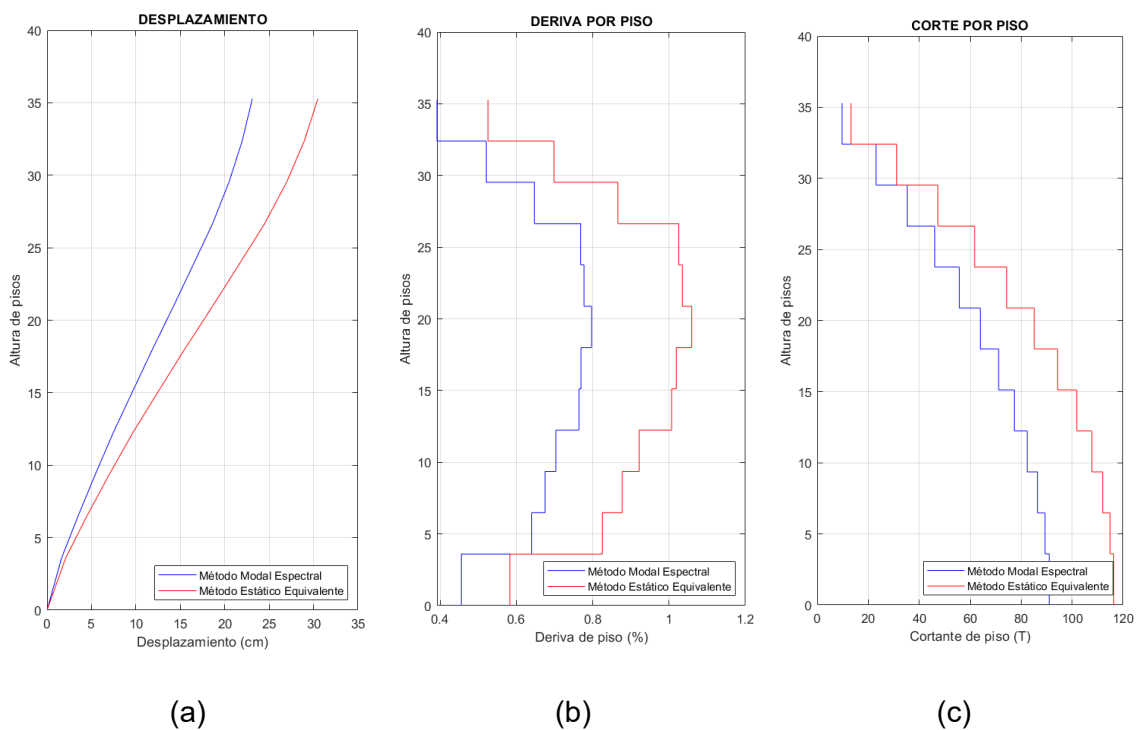
Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 8 pisos con diagonales excéntricas y enlace empotrado de 1.25 m a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso.



En la Figura 62a se evidencia que el desplazamiento de la estructura es creciente de acuerdo con su altura, es decir, el desplazamiento máximo se da en el piso 12, no obstante, en la Figura 62b se observa que la deriva inelástica máxima es de 0.8 % y se concentra en el séptimo piso. Se comprueba que la deriva máxima es menor límite de deriva descrito en los lineamientos de la NEC-15, que es del 2%, con un cortante de piso de 91.07 Tn.

Figura 62

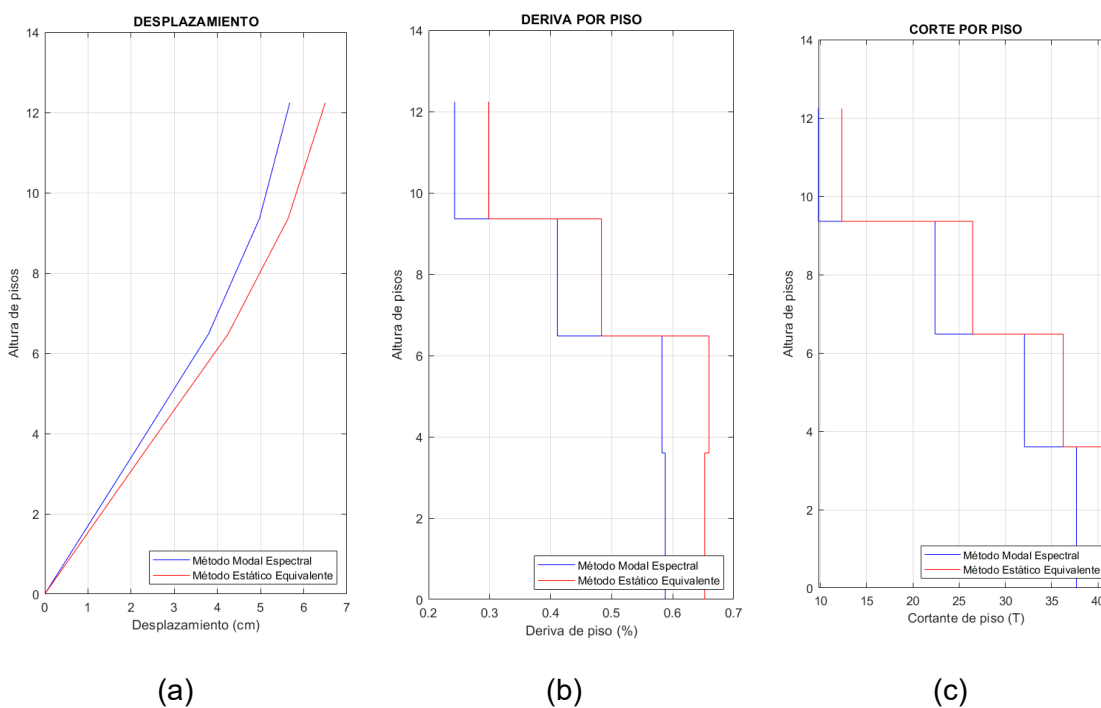
Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 12 pisos con diagonales excéntricas y enlace empotrado de 1.25 m a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso.



En la Figura 63a se evidencia que el desplazamiento de la estructura es creciente de acuerdo con su altura, es decir, el desplazamiento máximo se da en el piso 4, no obstante, en la Figura 63b se observa que la deriva inelástica máxima es de 0.59 % y se concentra en el primer piso. Se comprueba que la deriva máxima es menor límite de deriva descrito en los lineamientos de la NEC-15, que es del 2%, con un cortante de piso de 37.69 Tn.

Figura 63

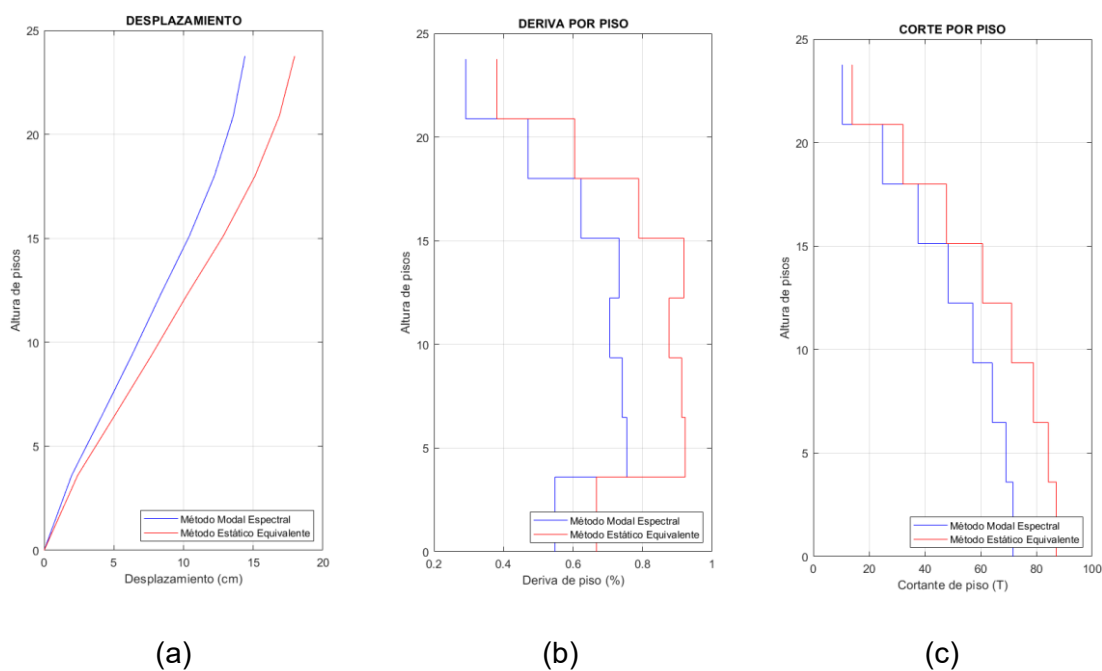
Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 4 pisos con diagonales excéntricas y enlace empotrado de 1.75 m a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso.



En la Figura 64a se evidencia que el desplazamiento de la estructura es creciente de acuerdo con su altura, es decir, el desplazamiento máximo se da en el piso 8, no obstante, en la Figura 64b se observa que la deriva inelástica máxima es de 0.78 % y se concentra en el segundo piso. Se comprueba que la deriva máxima es menor límite de deriva descrito en los lineamientos de la NEC-15, que es del 2%, con un cortante de piso de 71.63 Tn.

Figura 64

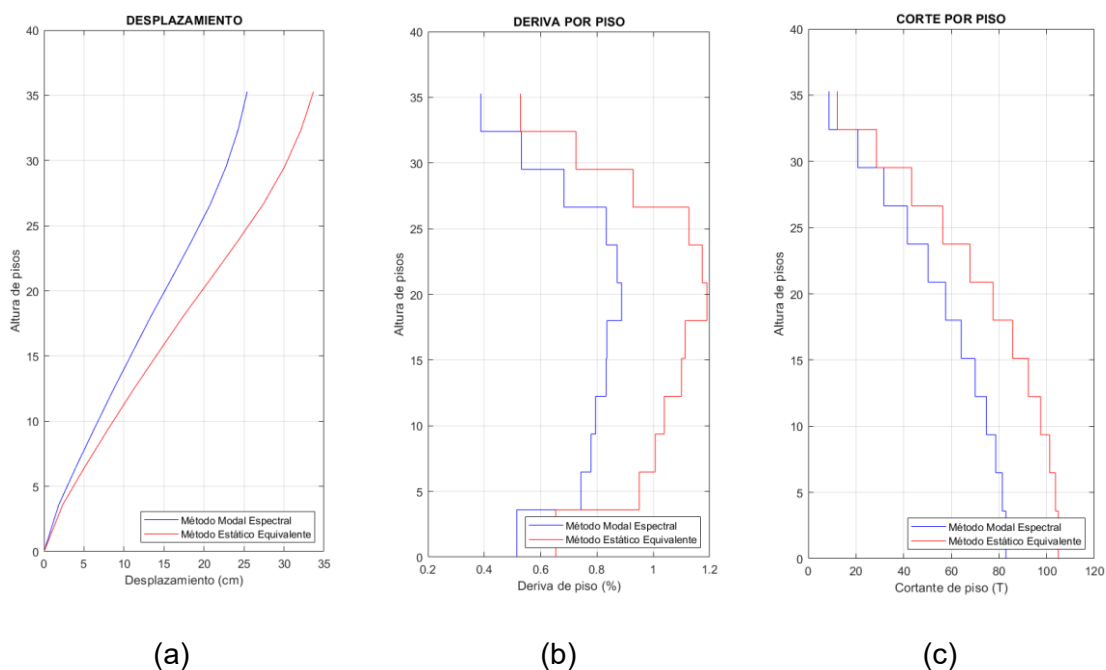
Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 8 pisos con diagonales excéntricas y enlace empotrado de 1.75 m a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso.



En la Figura 65a se evidencia que el desplazamiento de la estructura es creciente de acuerdo con su altura, es decir, el desplazamiento máximo se da en el piso 12, no obstante, en la Figura 65b se observa que la deriva inelástica máxima es de 0.87 % y se concentra en el séptimo piso. Se comprueba que la deriva máxima es menor límite de deriva descrito en los lineamientos de la NEC-15, que es del 2%, con un cortante de piso de 82.92 Tn.

Figura 65

Respuesta del análisis lineal de estructura de acero de 12 pisos con diagonales excéntricas y enlace empotrado de 1.75 m a) Desplazamiento máximo, b) Derivas de piso, c) Cortante por piso.



Parámetros de demanda vs capacidad a flexión y axial con las envolventes de las combinaciones de carga

Pórticos Especiales a Momento

En la Figura 66 y

Figura 67 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 4 pisos sin arriostramientos. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.17 a 0.89 y de D/C a Corte en un rango de 0.1 a 0.39, se evidencia que los valores más altos se concentran en los elementos del vano central de la estructura.

Figura 66

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura SMF de 4 pisos.

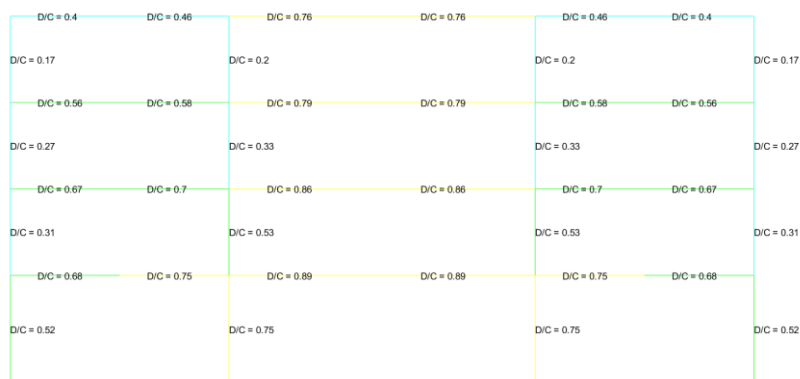
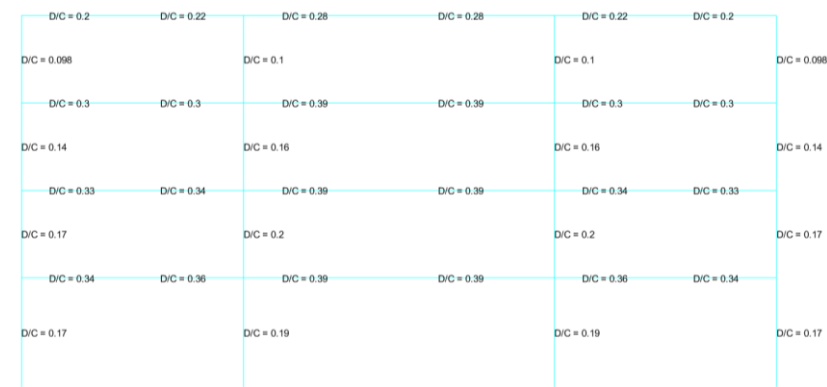


Figura 67

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura SMF de 4 pisos.



En la Figura 68 y Figura 69 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 8 pisos sin arriostramientos. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.17 a 1, y de D/C a Corte en un rango de 0.1 a 0.39, se evidencia que los valores más altos se concentran en los elementos del vano central de la estructura y que las columnas del primer piso del vano central están a su máxima capacidad Flexo-Axial.

Figura 68

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura SMF de 8 pisos.

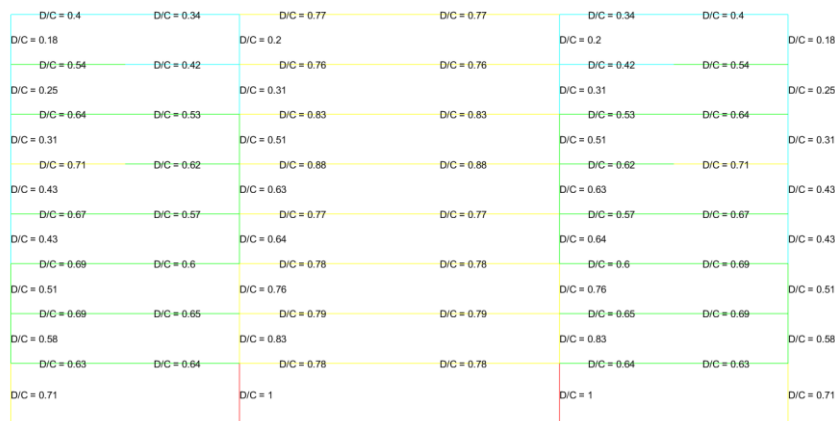
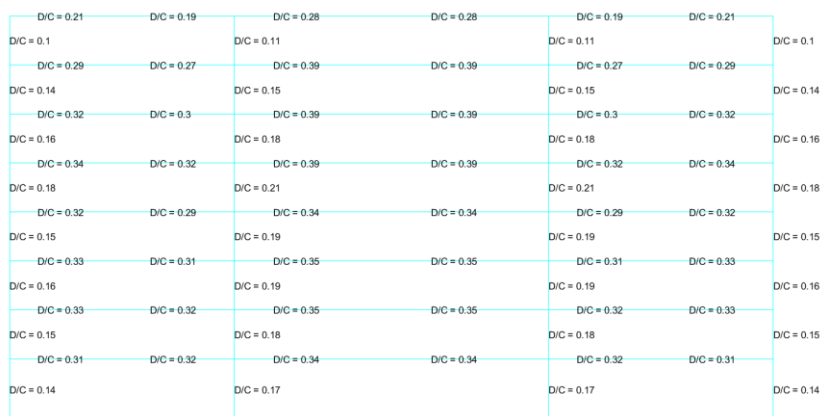


Figura 69

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura SMF de 8 pisos.



En la Figura 70 y Figura 71 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 12 pisos sin arriostramientos. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.16 a 0.1, y de D/C a Corte en un rango de 0.1 a 0.41, se evidencia que los valores más altos se concentran en los elementos del vano central de la estructura y las columnas de los 6 pisos inferiores han alcanzado o están cerca de su capacidad máxima a Flexo-Axial.

Figura 70

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura SMF de 12 pisos.

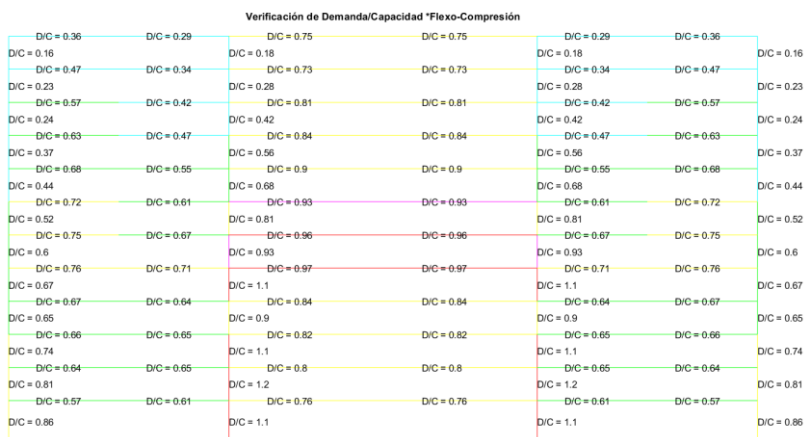


Figura 71

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura SMF de 12 pisos.

D/C = 0.21	D/C = 0.19	D/C = 0.28	D/C = 0.28	D/C = 0.19	D/C = 0.21	
D/C = 0.099		D/C = 0.1		D/C = 0.1		D/C = 0.099
D/C = 0.3	D/C = 0.26	D/C = 0.39	D/C = 0.39	D/C = 0.26	D/C = 0.3	
D/C = 0.12		D/C = 0.12		D/C = 0.12		D/C = 0.12
D/C = 0.31	D/C = 0.27	D/C = 0.39	D/C = 0.39	D/C = 0.27	D/C = 0.31	
D/C = 0.11		D/C = 0.12		D/C = 0.12		D/C = 0.11
D/C = 0.32	D/C = 0.28	D/C = 0.39	D/C = 0.39	D/C = 0.28	D/C = 0.32	
D/C = 0.13		D/C = 0.13		D/C = 0.13		D/C = 0.13
D/C = 0.34	D/C = 0.3	D/C = 0.39	D/C = 0.39	D/C = 0.3	D/C = 0.34	
D/C = 0.14		D/C = 0.13		D/C = 0.13		D/C = 0.14
D/C = 0.35	D/C = 0.32	D/C = 0.4	D/C = 0.4	D/C = 0.32	D/C = 0.35	
D/C = 0.15		D/C = 0.14		D/C = 0.14		D/C = 0.15
D/C = 0.36	D/C = 0.34	D/C = 0.41	D/C = 0.41	D/C = 0.34	D/C = 0.36	
D/C = 0.15		D/C = 0.15		D/C = 0.15		D/C = 0.15
D/C = 0.36	D/C = 0.35	D/C = 0.41	D/C = 0.41	D/C = 0.35	D/C = 0.36	
D/C = 0.16		D/C = 0.16		D/C = 0.16		D/C = 0.16
D/C = 0.33	D/C = 0.32	D/C = 0.36	D/C = 0.36	D/C = 0.32	D/C = 0.33	
D/C = 0.14		D/C = 0.11		D/C = 0.11		D/C = 0.14
D/C = 0.33	D/C = 0.32	D/C = 0.35	D/C = 0.35	D/C = 0.32	D/C = 0.33	
D/C = 0.15		D/C = 0.11		D/C = 0.11		D/C = 0.15
D/C = 0.32	D/C = 0.32	D/C = 0.35	D/C = 0.35	D/C = 0.32	D/C = 0.32	
D/C = 0.15		D/C = 0.11		D/C = 0.11		D/C = 0.15
D/C = 0.3	D/C = 0.31	D/C = 0.34	D/C = 0.34	D/C = 0.31	D/C = 0.3	
D/C = 0.11		D/C = 0.11		D/C = 0.11		D/C = 0.11

Pórticos con Arriostramientos Concéntricos (Caso a)

En la Figura 72 y Figura 73 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 4 pisos con arriostramientos en V invertida. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.036 a 1, y de D/C a Corte en un rango de 0.035 a 0.29, se evidencia que los valores más altos se concentran en los elementos del vano central y que la viga central del tercer piso ha alcanzado su máxima capacidad.

Figura 72

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 4 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de V invertida.

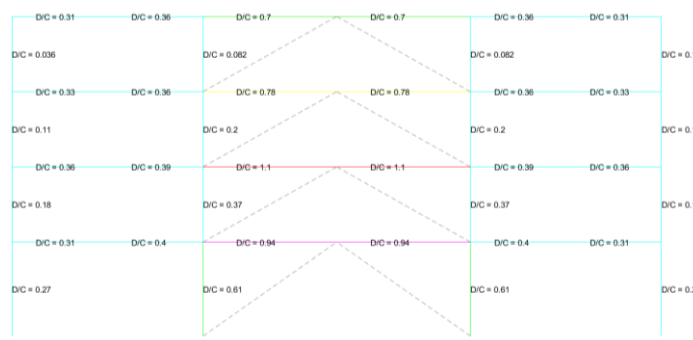
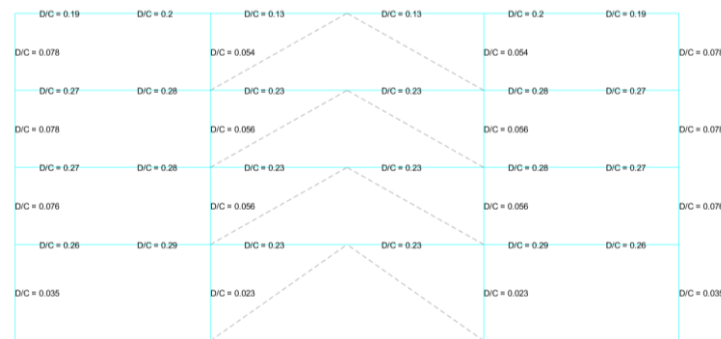


Figura 73

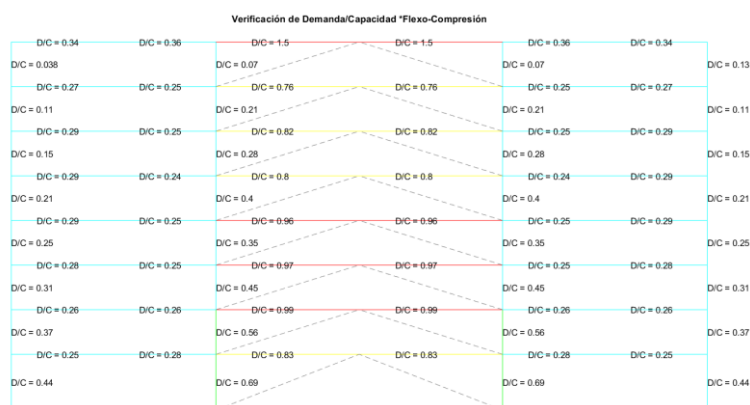
Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 4 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de V invertida.



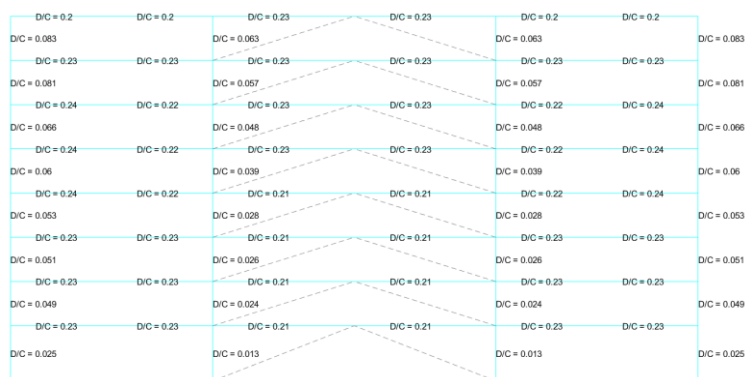
En la Figura 74 y Figura 75 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 8 pisos con arriostramientos en V invertida. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.07 a 1.5, y de D/C a Corte en un rango de 0.013 a 0.23, se evidencia que los valores más altos se concentran en los elementos del vano central de la estructura y la viga del 8vo piso excedido su máxima capacidad.

Figura 74

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 8 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de V invertida.

**Figura 75**

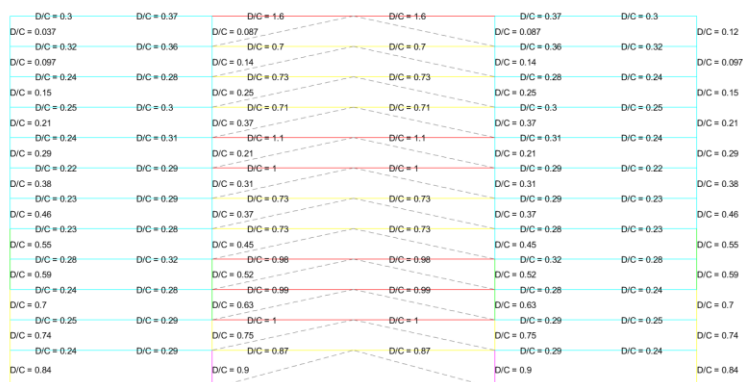
Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 8 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de V invertida.



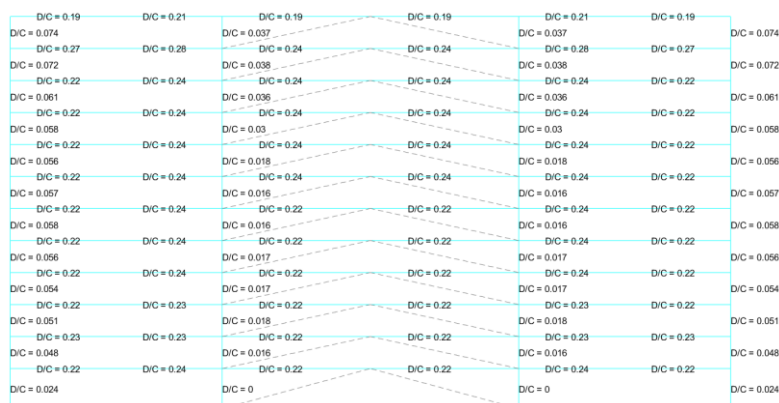
En la Figura 76 y Figura 77 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 12 pisos con arriostramientos en V invertida. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.037 a 1.6, y de D/C a Corte en un rango de 0.024 a 0.24, se evidencia que los valores más altos se concentran en los elementos del vano central de la estructura y algunas vigas del vano central, han alcanzado su máxima capacidad a Flexo-Axial.

Figura 76

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 12 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de V invertida.

**Figura 77**

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 12 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de V invertida.



En la Figura 78 y Figura 79 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 4 pisos con arriostramientos en X en múltiples pisos. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.037 a 0.51, y de D/C a Corte en un rango de 0.023 a 0.29, se evidencia que los valores más altos se concentran en los elementos del vano central y el valor más

alto de capacidad a Flexo-Axial se concentra en las columnas centrales de los 2 pisos inferiores.

Figura 78

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 4 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de X en varios pisos.

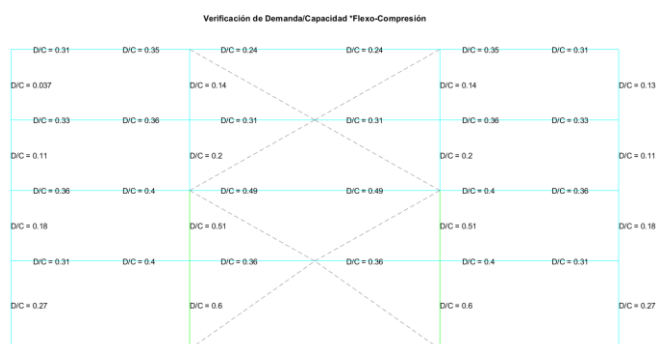
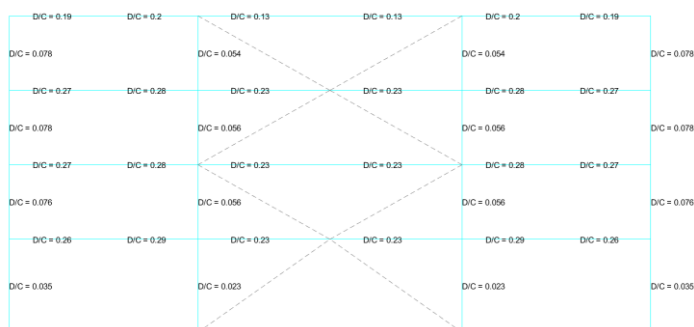


Figura 79

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 4 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de X en varios pisos.



En la Figura 80 y Figura 81 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 8 pisos con arriostramientos en X en múltiples pisos. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.039 a 0.68, y de D/C a Corte en un rango de 0.013 a 0.24, se evidencia que los valores más altos se concentran en los elementos del vano central y el valor más

alto de capacidad a Flexo-Axial se concentra en las columnas centrales de los 2 pisos inferiores y la viga central del último piso.

Figura 80

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 8 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de X en varios pisos.

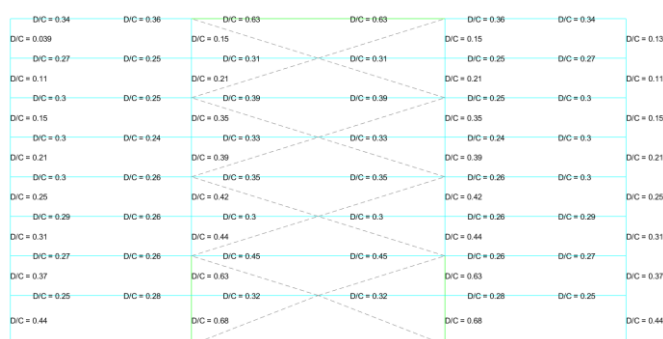
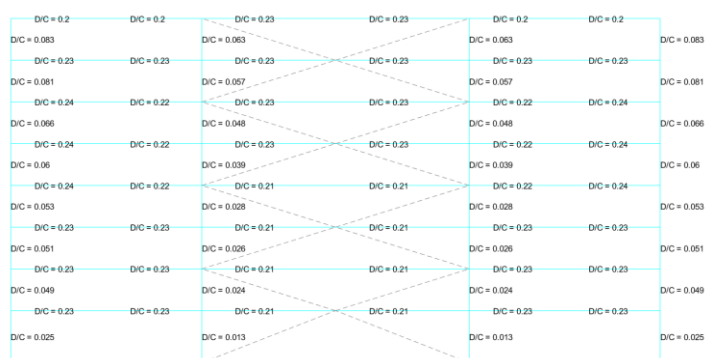


Figura 81

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 8 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de X en varios pisos.



En la Figura 82 y Figura 83 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 12 pisos con arriostramientos en X en múltiples pisos. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.037 a 0.88, y de D/C a Corte en un rango de 0.024 a 0.24, se evidencia que los valores más altos se concentran en los elementos del vano central y el valor más

alto de capacidad a Flexo-Axial se concentra en las columnas de los 2 pisos inferiores y la viga central del último piso.

Figura 82

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 12 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de X en varios pisos.

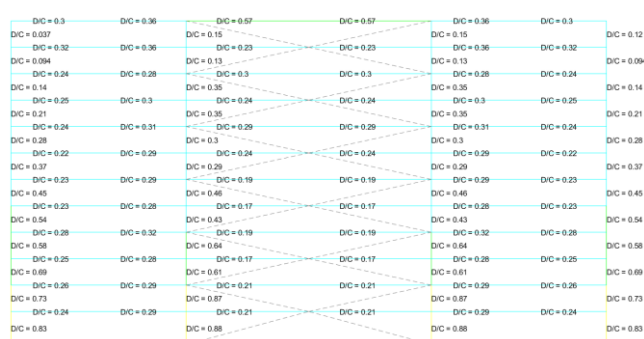
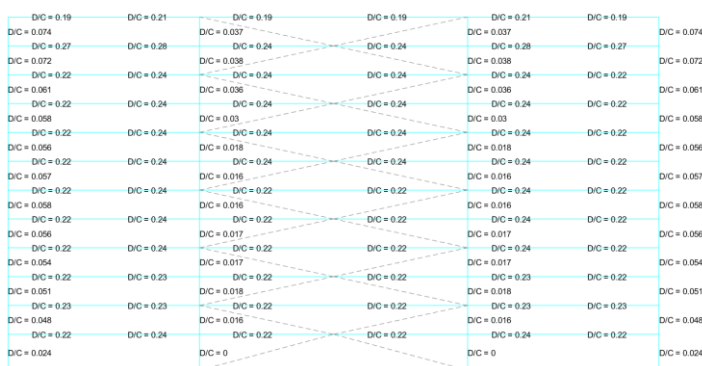


Figura 83

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 12 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de X en varios pisos.



Pórticos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace (diseño por capacidad en función de la sobre resistencia del elemento de enlace)

En la Figura 84 y Figura 85 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace articulado de 0.75 m. Los valores de

D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.048 a 0.28, y de D/C a Corte en un rango de 0.058 a 0.41, se evidencia que los valores más altos se concentran en las vigas de los vanos externos y en los elementos de enlace; y que ningún elemento alcanza la mitad de su máxima capacidad.

Figura 84

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m articulado.

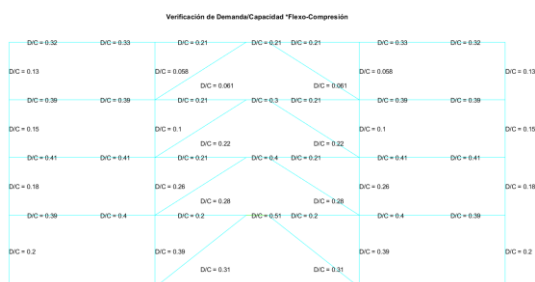
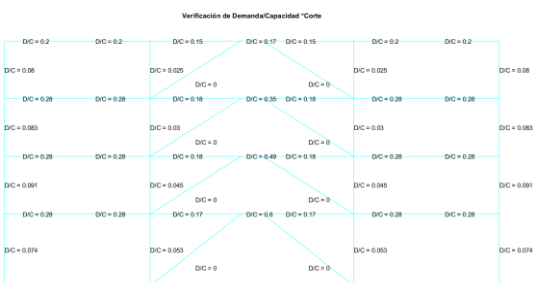


Figura 85

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m articulado.



En la Figura 86 y Figura 87 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace articulado de 0.75 m. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.06 a 0.53, y de D/C a Corte en un rango de 0 a 0.26, se evidencia que los valores más altos se concentran en las vigas de los vanos

externos y en los elementos de enlace; y que los únicos elementos que exceden el 50% de su capacidad son las columnas centrales del primer piso.

Figura 86

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m articulado.

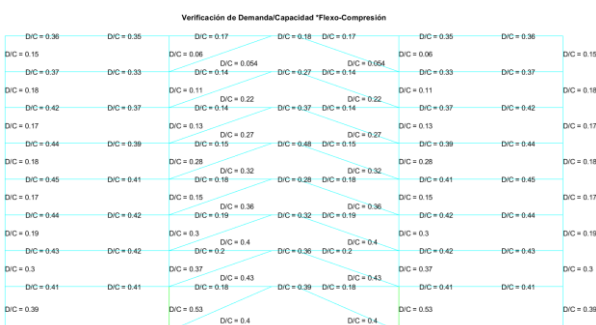
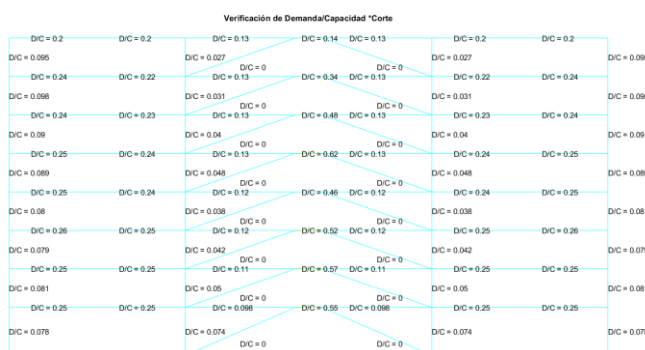


Figura 87

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m articulado.



En la Figura 88 y Figura 89 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace articulado de 0.75 m. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.15 a 0.61, y de D/C a Corte en un rango de 0 a 0.81, se evidencia que los valores más altos se concentran en las vigas de los vanos

externos y en los elementos de enlace; y que los únicos elementos que exceden el 50% de su capacidad son las columnas centrales del primer piso.

Figura 88

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m articulado.

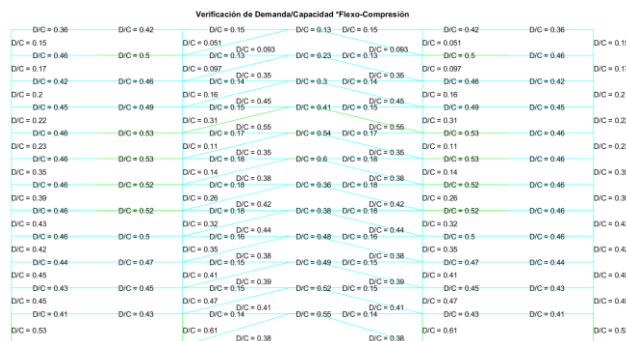
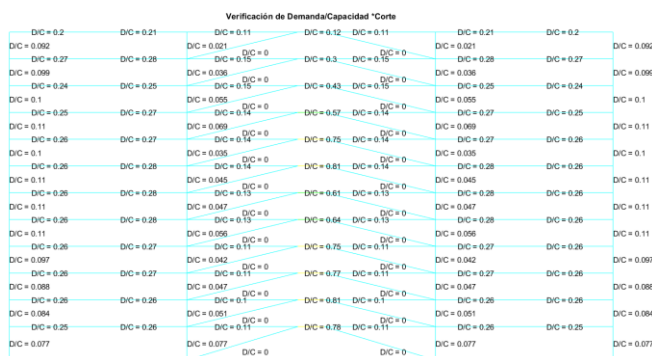


Figura 89

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m articulado.



En la Figura 90 y Figura 91 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace articulado de 1.25 m. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.062 a 0.67, y de D/C a Corte en un rango de 0

a 0.71, se evidencia que los valores más altos se concentran en las vigas de los vanos externos y en los elementos de enlace.

Figura 90

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m articulado.

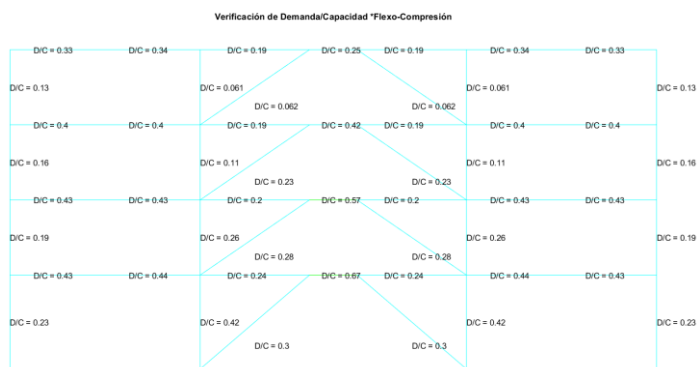
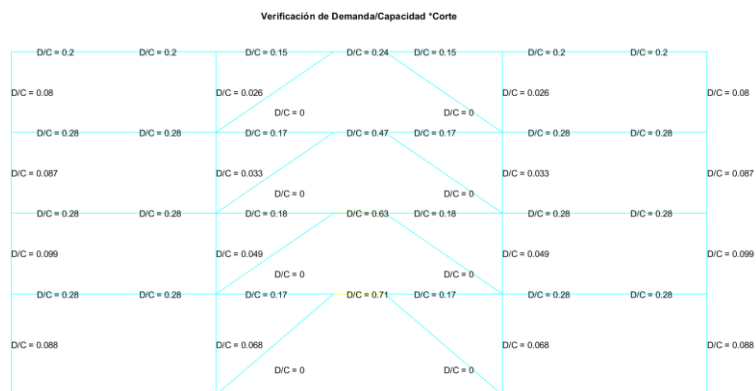


Figura 91

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m articulado.



En la Figura 92 y Figura 93 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace articulado de 1.25 m. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.06 a 0.7, y de D/C a Corte en un rango de 0 a

0.76, se evidencia que los valores más altos se concentran en las vigas de los vanos externos y en los elementos de enlace.

Figura 92

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m articulado.

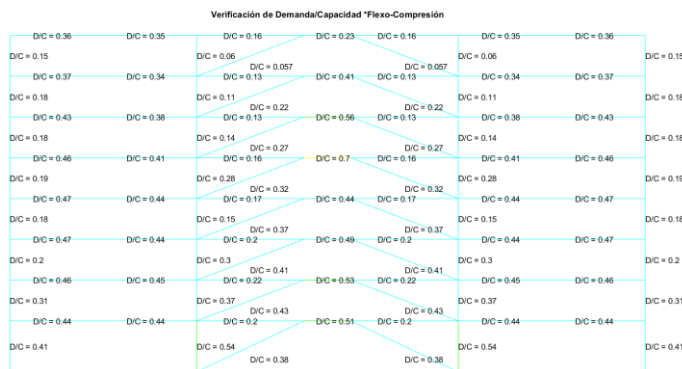
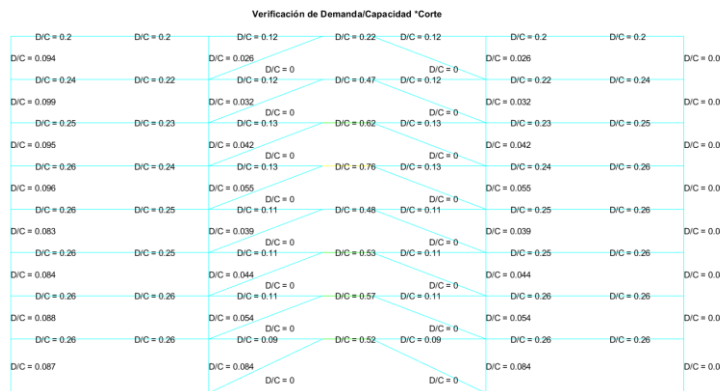


Figura 93

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m articulado.



En la Figura 94 y Figura 95 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace articulado de 1.25 m. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.05 a 0.84, y de D/C a Corte en un rango de 0

a 0.92, se evidencia que los valores más altos se concentran en las vigas de los vanos externos y en los elementos de enlace.

Figura 94

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m articulado.

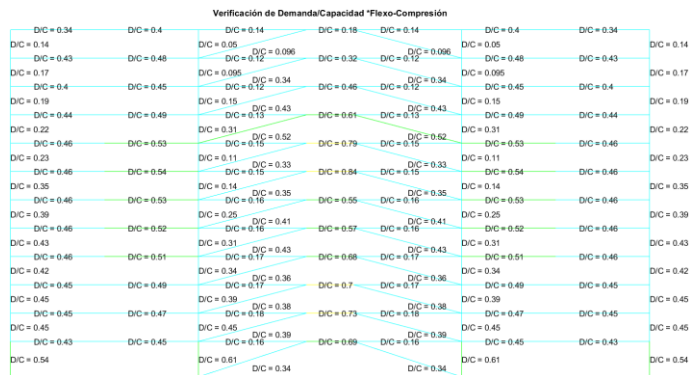
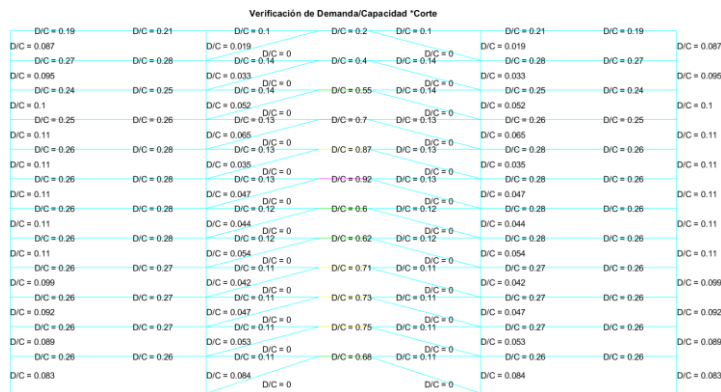


Figura 95

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m articulado.



En la Figura 96 y Figura 97 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace articulado de 1.75 m. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.06 a 0.77, y de D/C a Corte en un rango de 0

a 0.93, se evidencia que los valores más altos se concentran en las vigas de los vanos externos y en los elementos de enlace.

Figura 96

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m articulado.

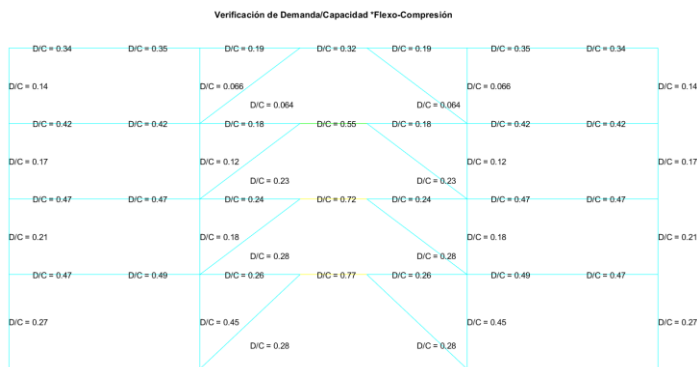
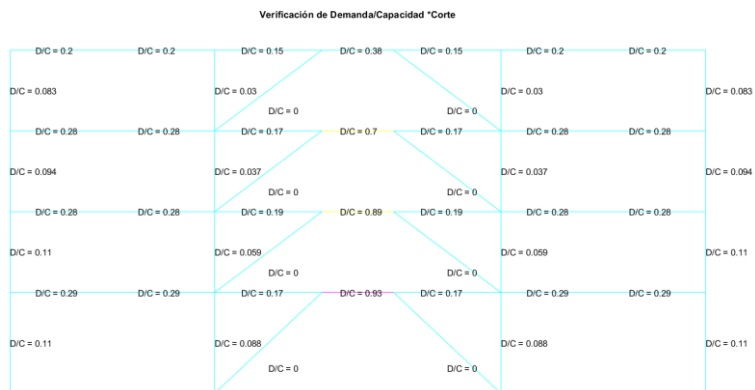


Figura 97

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m articulado.



En la Figura 98 y Figura 99 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace articulado de 1.75 m. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.061 a 0.73, y de D/C a Corte en un rango de 0

a 1, se evidencia que los valores más altos se concentran en las vigas de los vanos externos y en los elementos de enlace.

Figura 98

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m articulado.

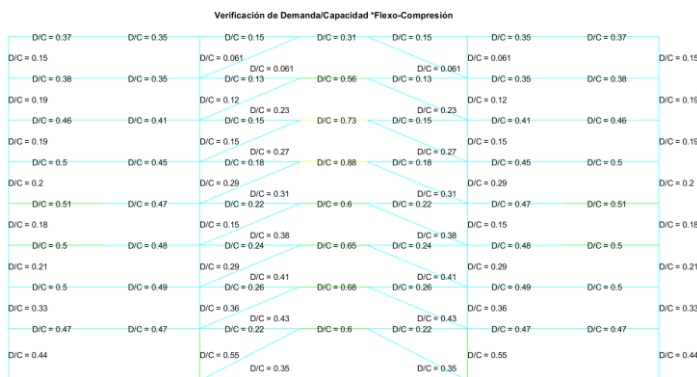
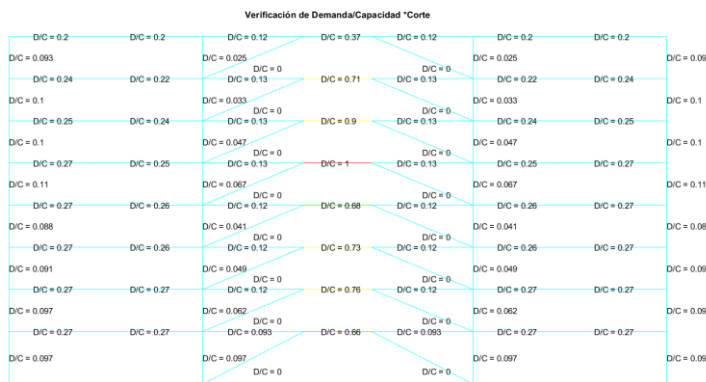


Figura 99

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m articulado.



En la Figura 100 y Figura 101 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace articulado de 1.75 m. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.048 a 0.97, y de D/C a Corte en un rango de 0

a 1.1, se evidencia que los valores más altos se concentran en los elementos de enlace, en ambos casos.

Figura 100

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m articulado.

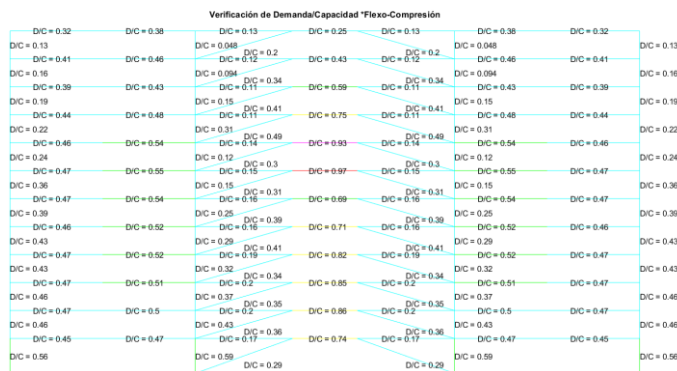
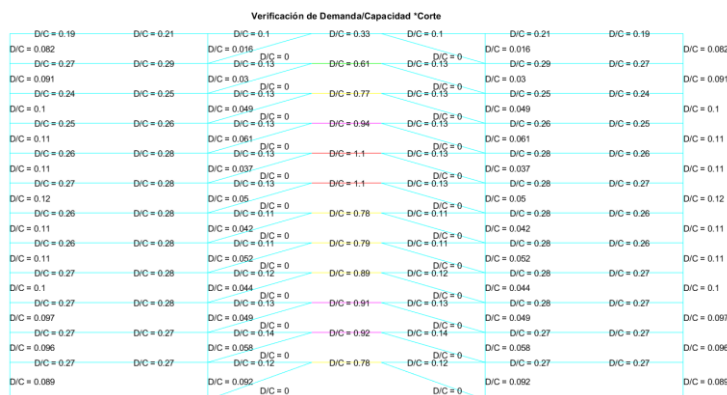


Figura 101

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m articulado.



En la Figura 102 y Figura 103 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace empotrado de 0.75 m. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.059 a 0.39, y de D/C a Corte en un rango de 0

a 0.6, se evidencia que los valores más altos se concentran en los elementos de enlace, en ambos casos.

Figura 102

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m empotrado.

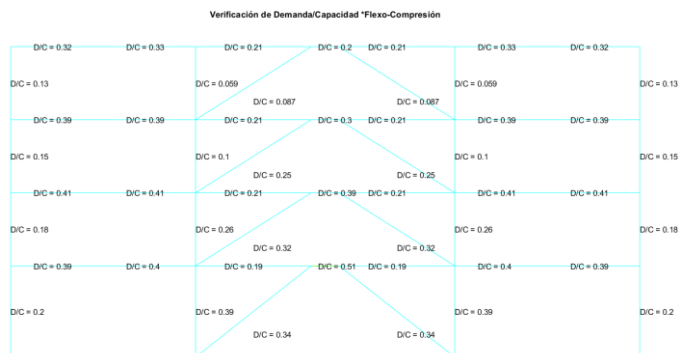
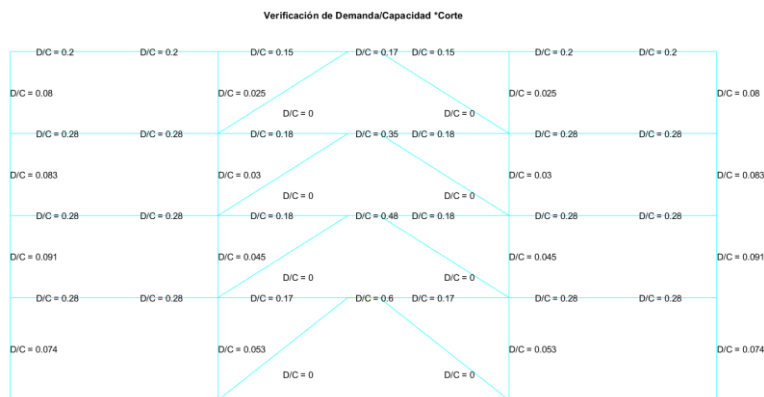


Figura 103

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m empotrado.



En la Figura 104 y Figura 105 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace empotrado de 0.75 m. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.06 a 0.53, y de D/C a Corte en un rango de 0

a 1.7, se evidencia que los valores más altos se concentran en los elementos de enlace, en ambos casos.

Figura 104

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m empotrado.

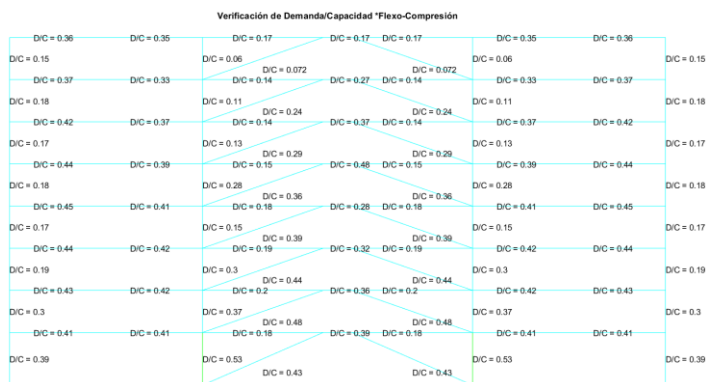
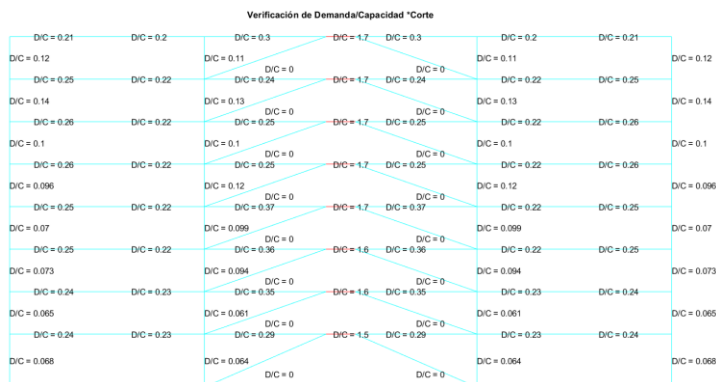


Figura 105

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m empotrado.



En la Figura 106 y Figura 107 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace empotrado de 0.75 m. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.052 a 0.6, y de D/C a Corte en un rango de 0

a 0.81, se evidencia que los valores más altos se concentran en los elementos de enlace, en ambos casos.

Figura 106

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m empotrado.

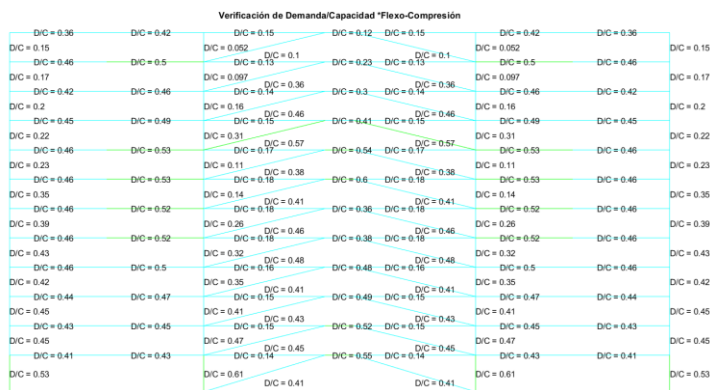
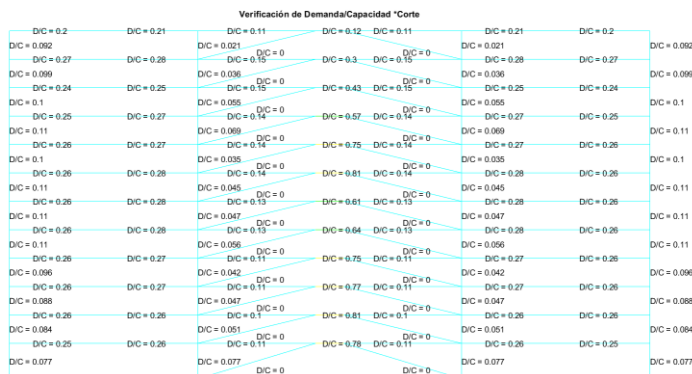


Figura 107

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m empotrado.



En la Figura 108 y Figura 109 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace empotrado de 1.25 m. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.061 a 0.67, y de D/C a Corte en un rango de 0

a 0.71, se evidencia que los valores más altos se concentran en los elementos de enlace, en ambos casos.

Figura 108

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m empotrado.

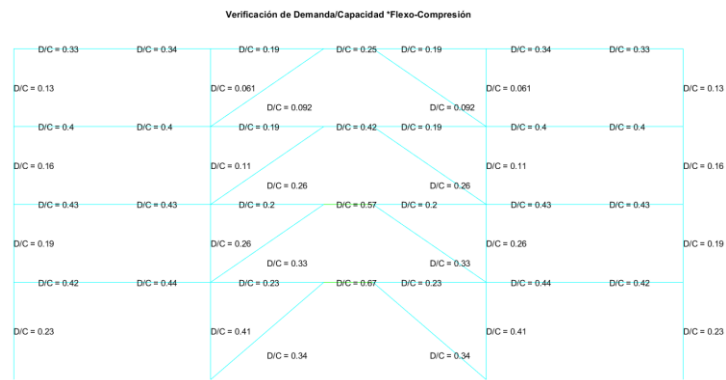
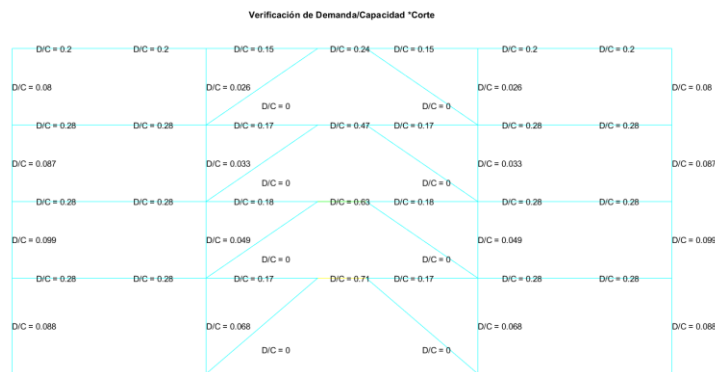


Figura 109

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m empotrado.



En la Figura 110 y Figura 111 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace empotrado de 1.25 m. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.077 a 0.7, y de D/C a Corte en un rango de 0

a 0.76, se evidencia que los valores más altos se concentran en las vigas de los vanos externos y en los elementos de enlace, en ambos casos.

Figura 110

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m empotrado.

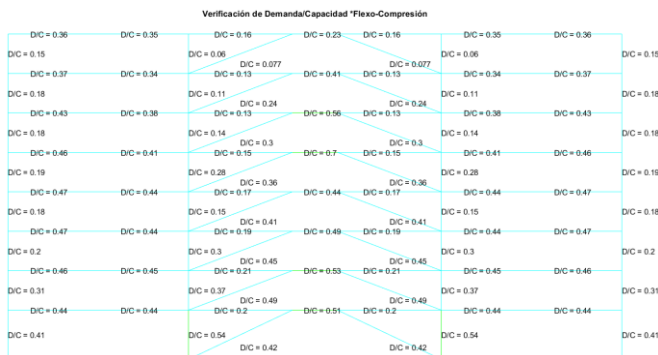
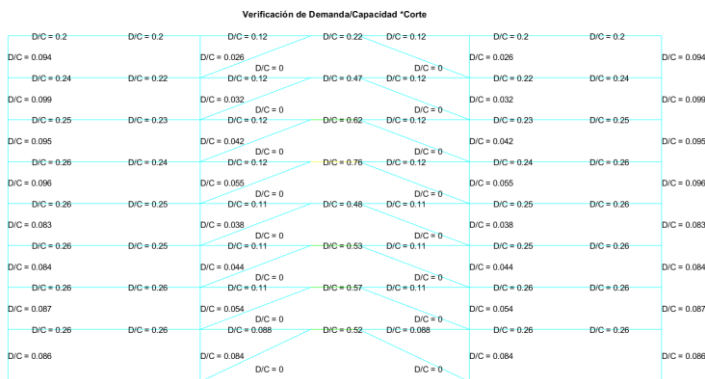


Figura 111

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m empotrado.



En la Figura 112 y Figura 113 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace empotrado de 1.25 m. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.1 a 0.79, y de D/C a Corte en un rango de 0 a

0.92, se evidencia que los valores más altos se concentran en los elementos de enlace, en ambos casos.

Figura 112

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m empotrado.

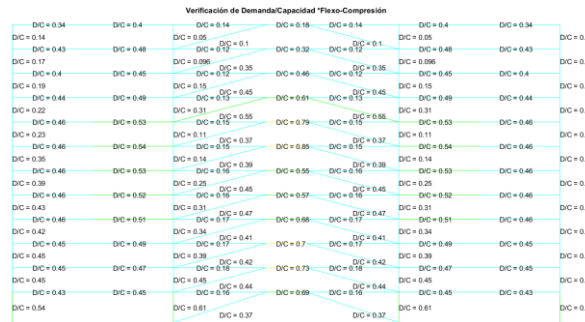
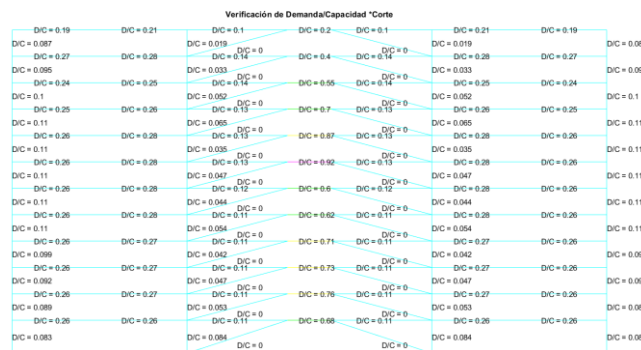


Figura 113

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m empotrado.



En la Figura 114 y Figura 115 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace empotrado de 1.75 m. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.066 a 0.77, y de D/C a Corte en un rango de 0

a 0.93, se evidencia que los valores más altos se concentran en los elementos de enlace, en ambos casos.

Figura 114

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m empotrado.

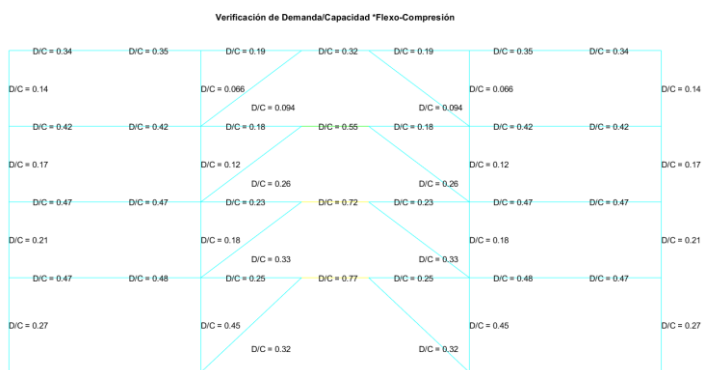
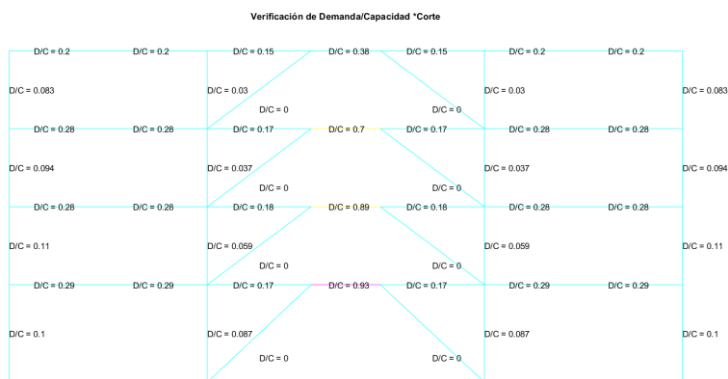


Figura 115

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m empotrado.



En la Figura 116 y Figura 117 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace empotrado de 1.75 m. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.062 a 0.88, y de D/C a Corte en un rango de 0

a 1, se evidencia que los valores más altos se concentran en los elementos de enlace, en ambos casos.

Figura 116

Demanda vs Capacidad Flexo-Axial de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m empotrado.

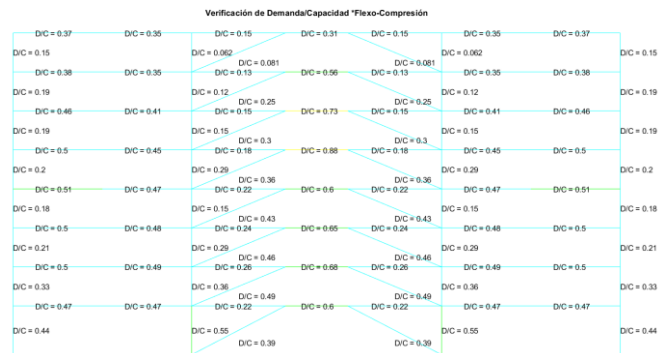
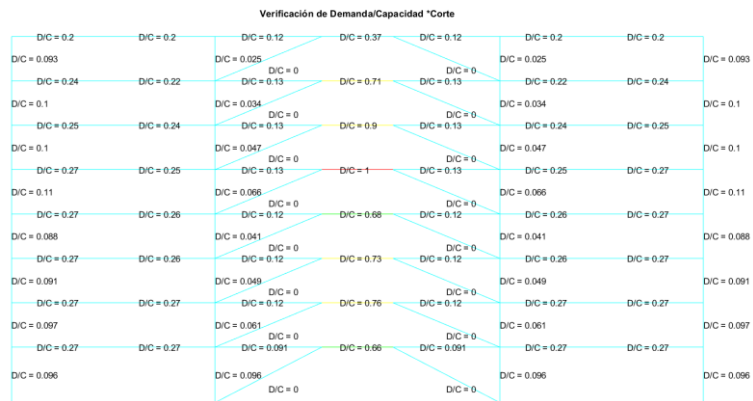


Figura 117

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m empotrado.



En la Figura 118 y Figura 119 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace empotrado de 1.75 m. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.048 a 0.97, y de D/C a Corte en un rango de 0

a 1.1, se evidencia que los valores más altos se concentran en los elementos de enlace, en ambos casos.

Figura 118

Demanda vs Capacidad Flexo-Axial de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m empotrado.

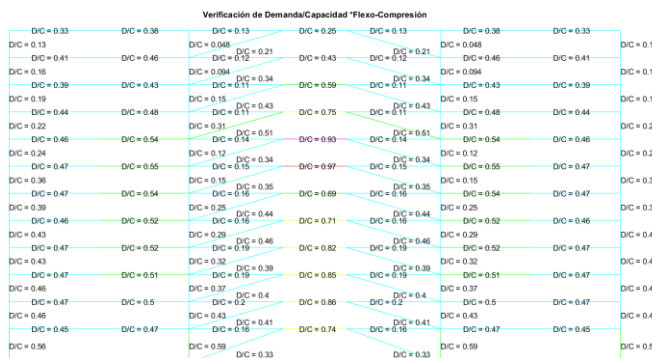
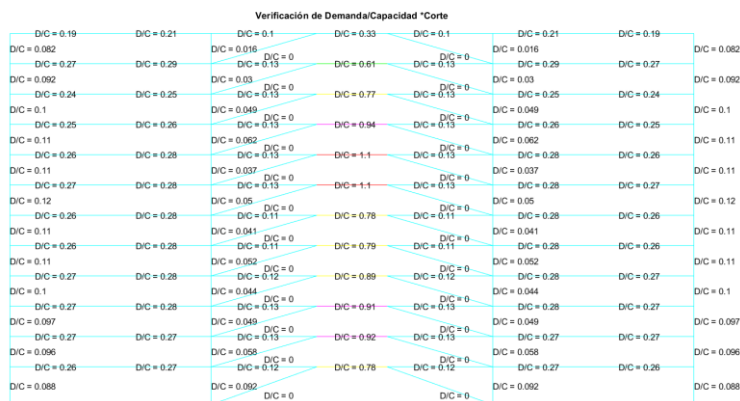


Figura 119

Demanda vs Capacidad a corte de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m empotrado.



Parámetros de demanda vs capacidad a flexión y axial

Pórticos con arriostramientos concéntricos (Caso b)

En la Figura 120 y Figura 121 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 4 pisos con

arriostramientos en V invertida. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.03 a 1, y de D/C a Corte en un rango de 0.023 a 0.23, se evidencia que los valores más altos se concentran en los elementos del vano central y que la viga central del segundo piso ha alcanzado su máxima capacidad.

Figura 120

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 4 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de V invertida.

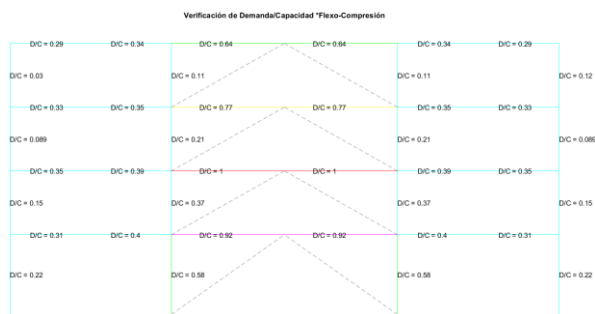
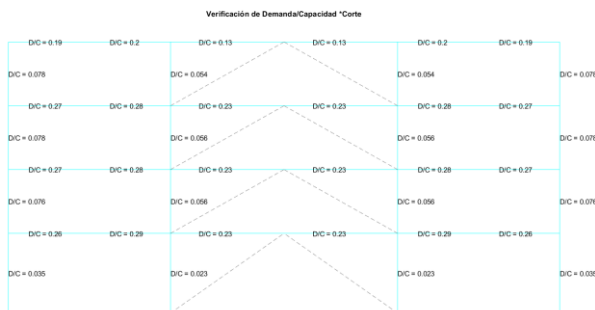


Figura 121

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 4 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de V invertida.



En la Figura 122 y Figura 123 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 8 pisos con arriostramientos en V invertida. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.031 a 1.4, y de D/C a Corte en un rango de 0.023 a 0.23, se evidencia que los valores

más altos se concentran en los elementos del vano central y que la viga central del último piso ha excedido su máxima capacidad.

Figura 122

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 8 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de V invertida.

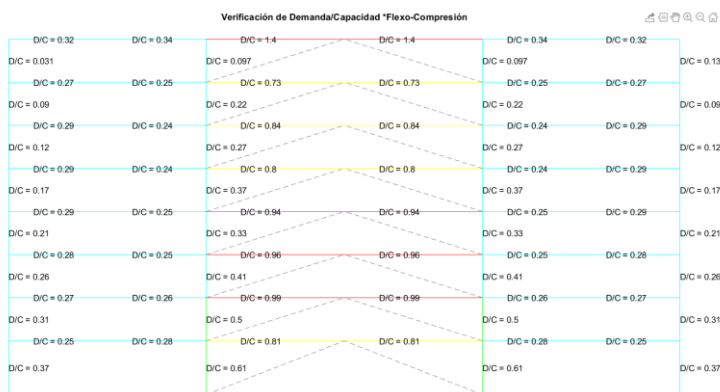
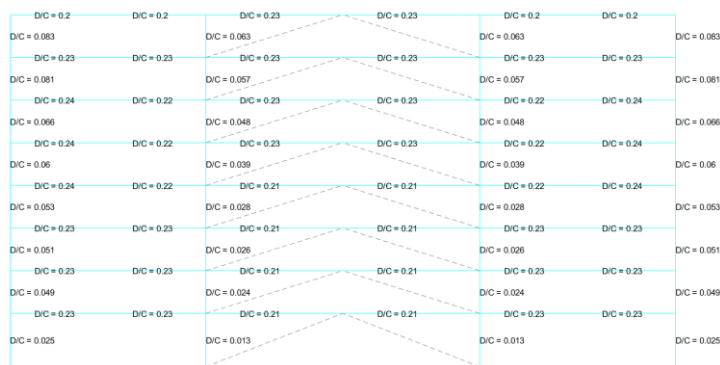


Figura 123

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 8 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de V invertida.



En la Figura 124 y Figura 125 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 12 pisos con arriostramientos en V invertida. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.032 a 1.5, y de D/C a Corte en un rango de 0 a 0.28, se evidencia que los valores más

altos se concentran en los elementos del vano central y que la viga central del 2do, 8vo y 12avo piso han alcanzado su máxima capacidad.

Figura 124

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 12 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de V invertida.

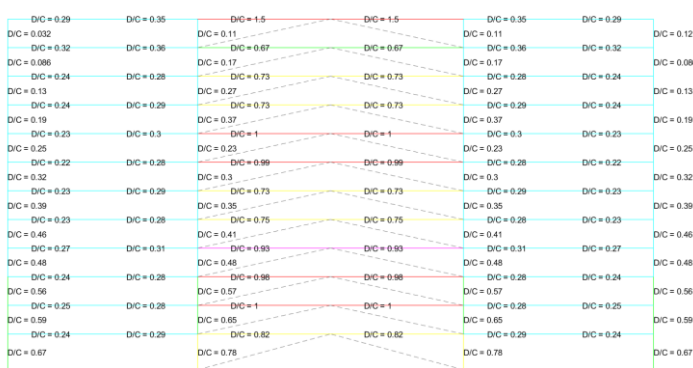
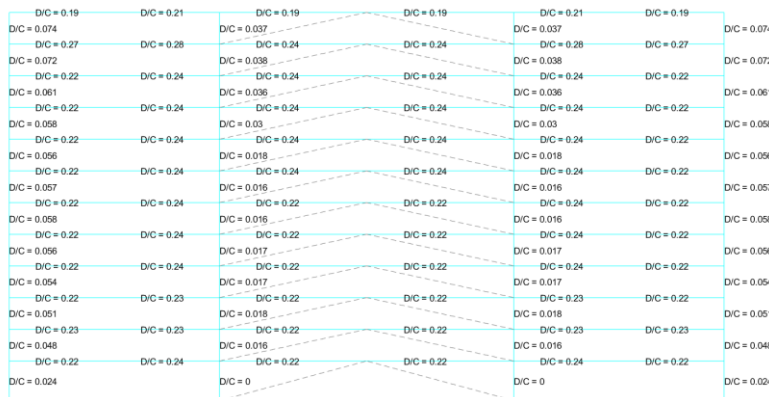


Figura 125

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 12 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de V invertida



En la Figura 126 y Figura 127 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 4 pisos con arriostramientos en X en múltiples pisos. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un

rango de 0.032 a 0.76, y de D/C a Corte en un rango de 0.023 a 0.28, se evidencia que los valores más altos se concentran en los elementos del vano central.

Figura 126

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 4 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de X en varios pisos.

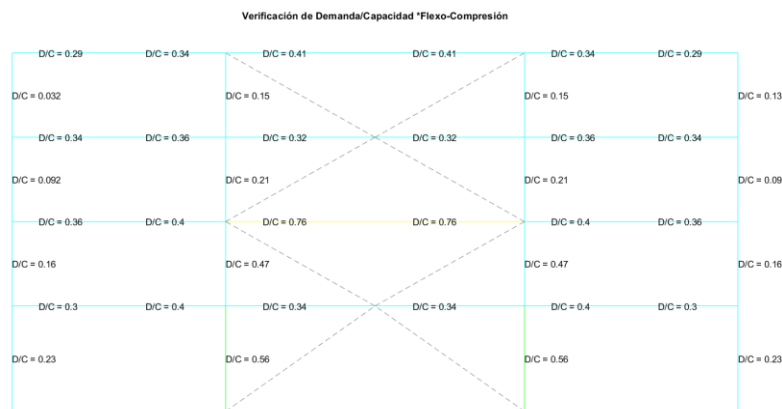
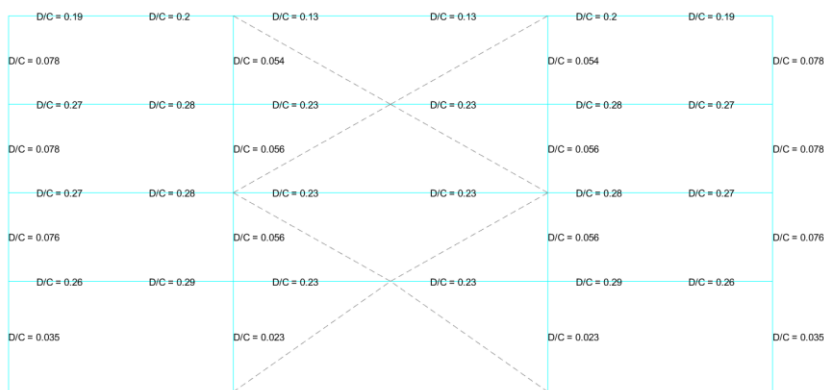


Figura 127

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 4 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de X en varios pisos.



En la Figura 128 y Figura 129 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 8 pisos con arriostramientos en X en múltiples pisos. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un

rango de 0.034 a 0.87, y de D/C a Corte en un rango de 0.013 a 0.23, se evidencia que los valores más altos se concentran en los elementos del vano central.

Figura 128

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 8 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de X en varios pisos.

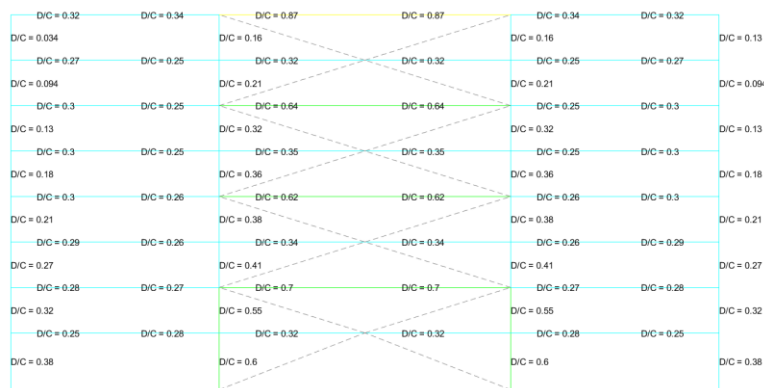
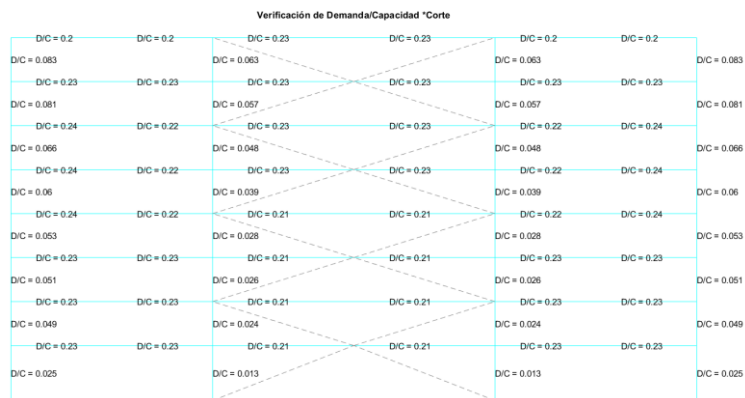


Figura 129

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 8 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de X en varios pisos.



En la Figura 130 y Figura 131 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 12 pisos con arriostramientos en X en múltiples pisos. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un

rango de 0.033 a 0.62, y de D/C a Corte en un rango de 0.024 a 0.28, se evidencia que los valores más altos se concentran en los elementos del vano central y las columnas externas de los 2 pisos inferiores.

Figura 130

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 12 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de X en varios pisos.

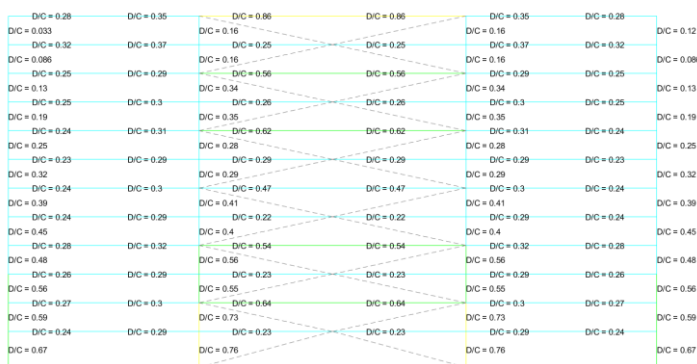
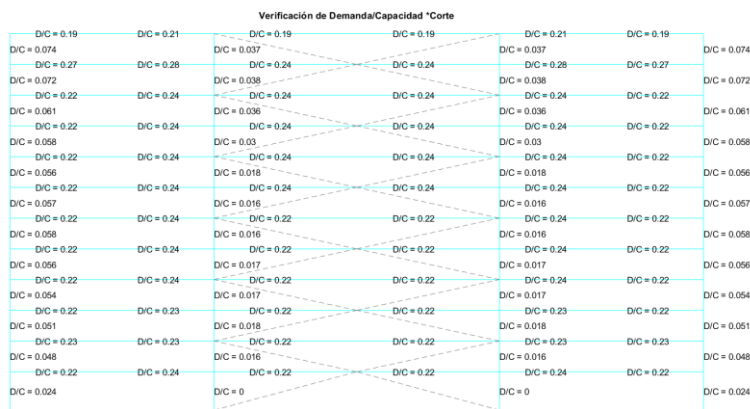


Figura 131

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 12 pisos con arriostramientos concéntricos en forma de X en varios pisos.



Pórticos con Arriostramientos Excéntricos y elemento de enlace (con las envolventes de las combinaciones de carga)

En la Figura 132 y Figura 133 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace articulado de 0.75 m. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.14 a 1.8, y de D/C a Corte en un rango de 0 a 1.7, se evidencia que los valores más altos se concentran en las vigas de los vanos externos y en los elementos de enlace; y que todos los elementos de enlace han sobrepasado su máxima capacidad.

Figura 132

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m articulado.

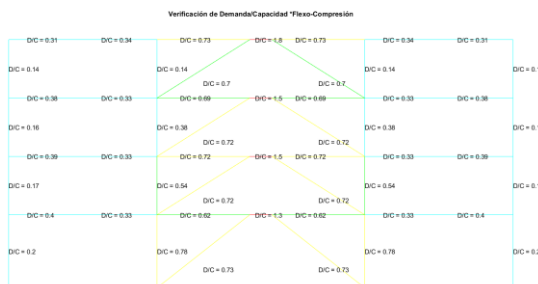
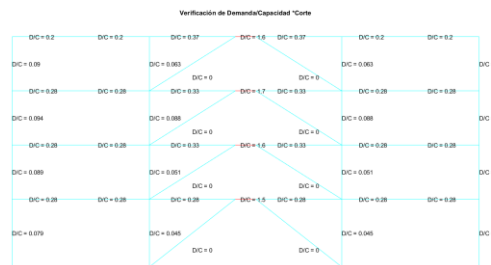


Figura 133

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m articulado.



En la Figura 134 y Figura 135 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace articulado de 0.75 m. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.18 a 1.9, y de D/C a Corte en un rango de 0 a 1.7, se evidencia que los valores más altos se concentran en las vigas de los vanos externos y en los elementos de enlace; y que todos los elementos de enlace han sobrepasado su máxima capacidad.

Figura 134

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m articulado.

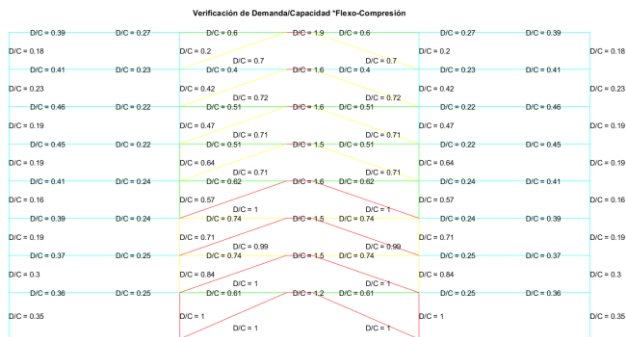
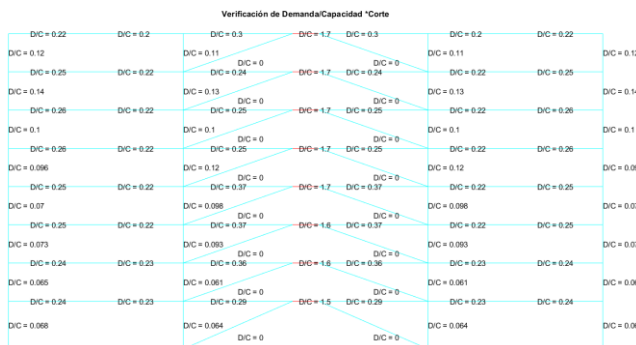


Figura 135

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m articulado.



En la Figura 136 y Figura 137 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace articulado de 0.75 m. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.18 a 2.1, y de D/C a Corte en un rango de 0 a 1.7, se evidencia que los valores más altos se concentran en las vigas de los vanos externos y en los elementos de enlace; y que todos los elementos de enlace han sobrepasado su máxima capacidad.

Figura 136

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m articulado.

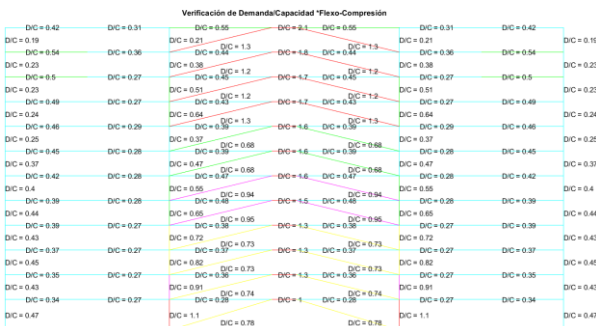
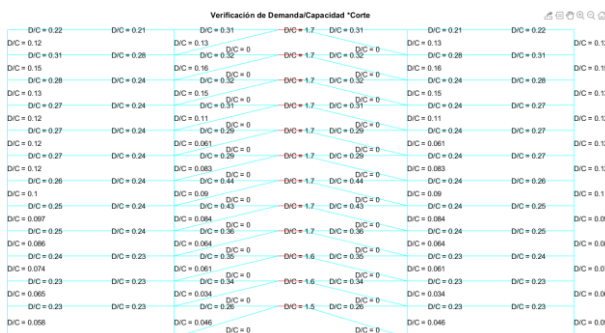


Figura 137

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m articulado.



En la Figura 138 y Figura 139 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace articulado de 1.25 m. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.11 a 1.8, y de D/C a Corte en un rango de 0 a 1.5, se evidencia que los valores más altos se concentran en las vigas de los vanos externos y en los elementos de enlace; y que todos los elementos de enlace han sobrepasado su máxima capacidad.

Figura 138

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m articulado

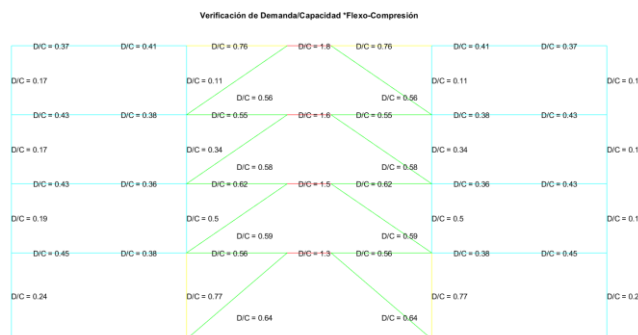
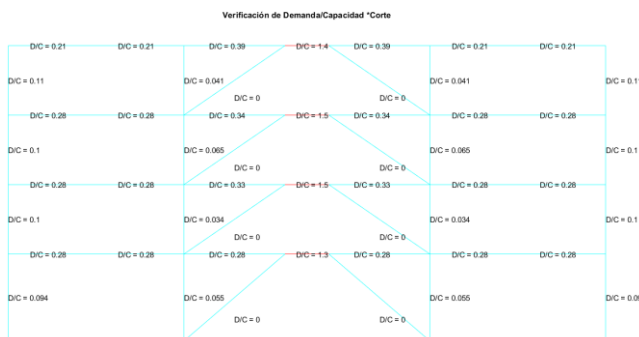


Figura 139

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m articulado.



En la Figura 140 y Figura 141 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace articulado de 1.25 m. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.18 a 1.9, y de D/C a Corte en un rango de 0 a 1.6, se evidencia que todos los elementos de enlace junto con las columnas y diagonales centrales del 1er piso han sobrepasado su máxima capacidad.

Figura 140

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m articulado.

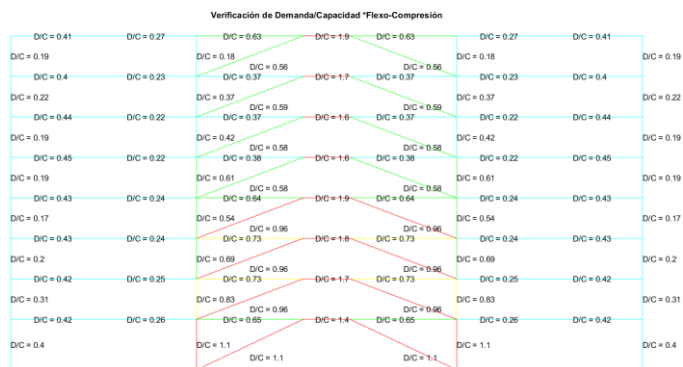
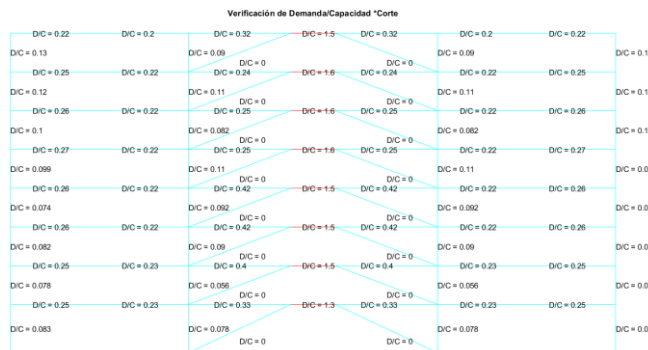


Figura 141

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m articulado.



En la Figura 142 y Figura 143 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace articulado de 1.25 m. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.18 a 2.1, y de D/C a Corte en un rango de 0 a 1.7, se evidencia que todos los elementos de enlace junto con las columnas centrales del 1er piso y diagonales de los pisos superiores han sobrepasado su máxima capacidad o están en el límite de capacidad.

Figura 142

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m articulado.

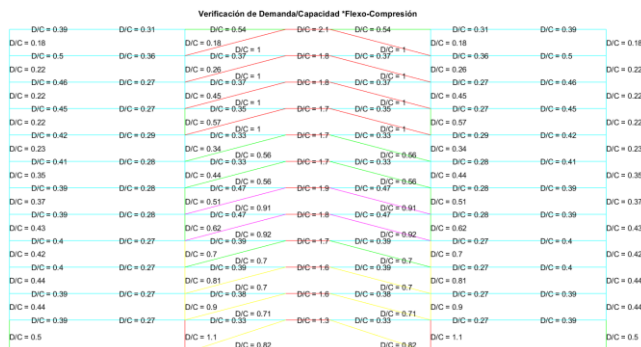
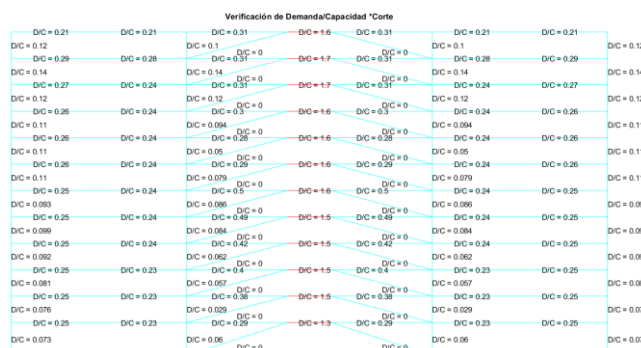


Figura 143

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m articulado.



En la Figura 144 y Figura 145 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace articulado de 1.75 m. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.071 a 1.4, y de D/C a Corte en un rango de 0 a 1.5, se evidencia que todos los elementos de enlace han sobrepasado su máxima capacidad o están en el límite de capacidad.

Figura 144

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m articulado.

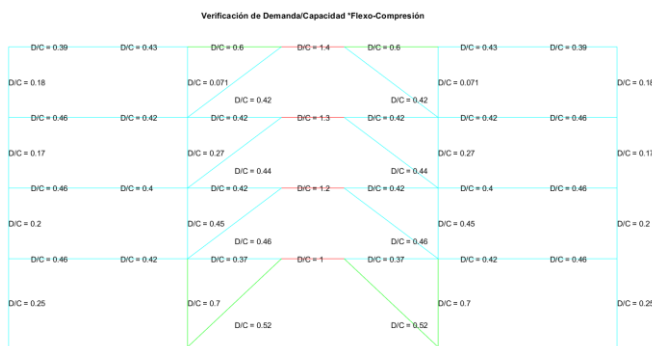
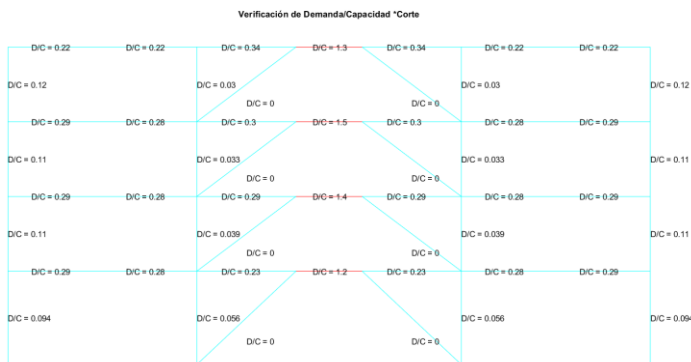


Figura 145

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m articulado.



En la Figura 146 y Figura 147 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace articulado de 1.75 m. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.12 a 1.5, y de D/C a Corte en un rango de 0 a 1.6, se evidencia que todos los elementos de enlace han sobrepasado su máxima capacidad.

Figura 146

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m articulado.

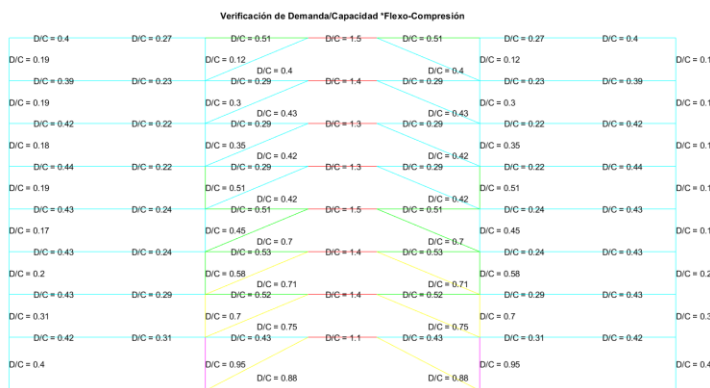
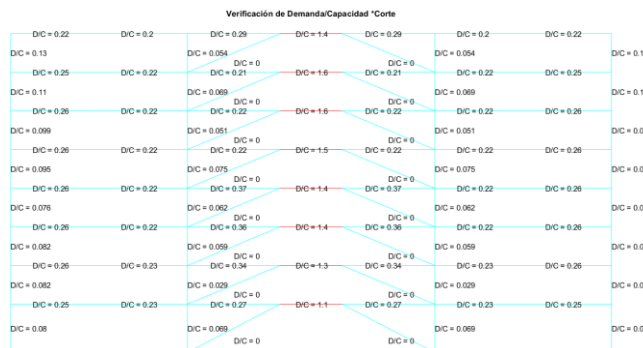


Figura 147

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m articulado.



En la Figura 148 y Figura 149 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace articulado de 1.75 m. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.13 a 1.7, y de D/C a Corte en un rango de 0 a 1.7, se evidencia que todos los elementos de enlace han sobrepasado su máxima capacidad.

Figura 148

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m articulado.

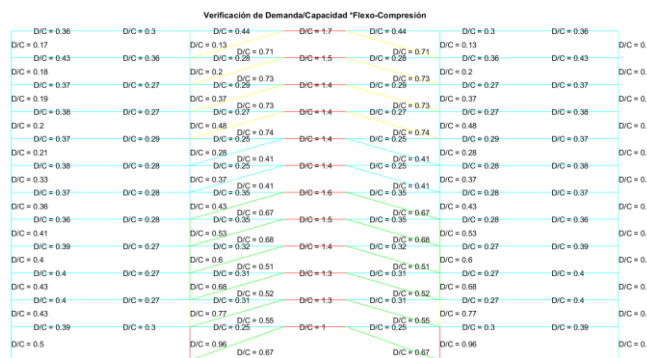
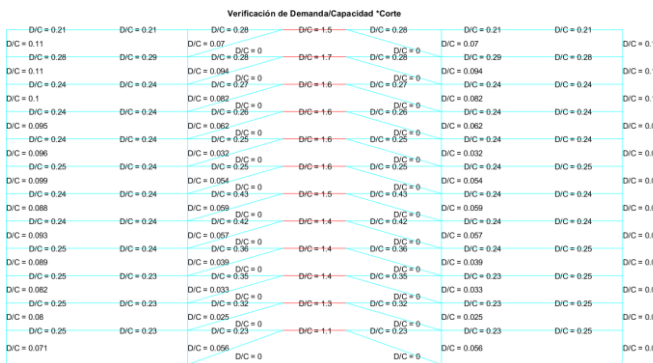


Figura 149

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m articulado.



En la Figura 150 y Figura 151 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace empotrado de 0.75 m. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.14 a 1.8, y de D/C a Corte en un rango de 0 a 1.7, se evidencia que todos los elementos de enlace han sobrepasado su máxima capacidad.

Figura 150

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m empotrado

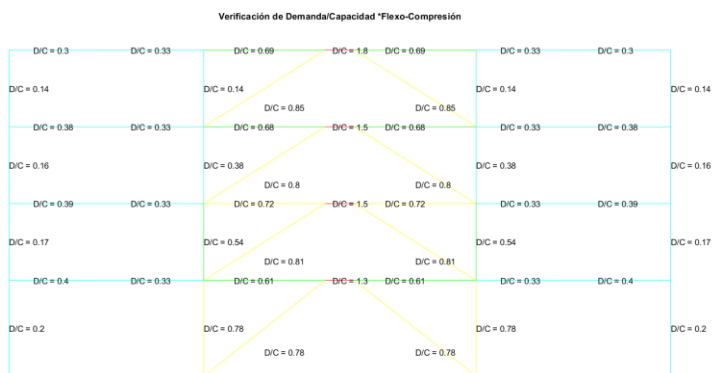
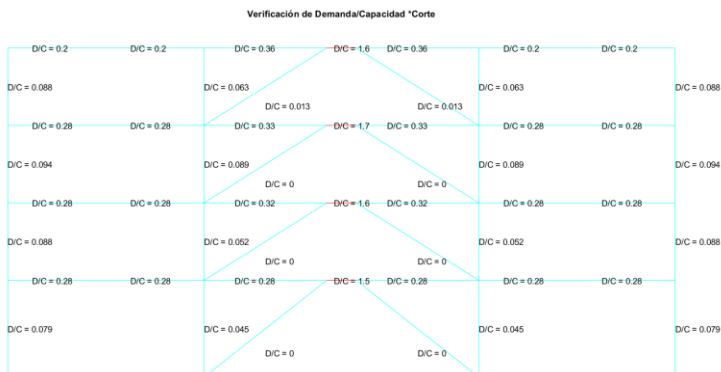


Figura 151

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m empotrado.



En la Figura 152 y Figura 153 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace empotrado de 0.75 m. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.18 a 1.9, y de D/C a Corte en un rango de 0 a 0.57, se evidencia que todos los elementos de enlace y las diagonales de los 4 pisos inferiores han sobrepasado su máxima capacidad.

Figura 152

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m empotrado.

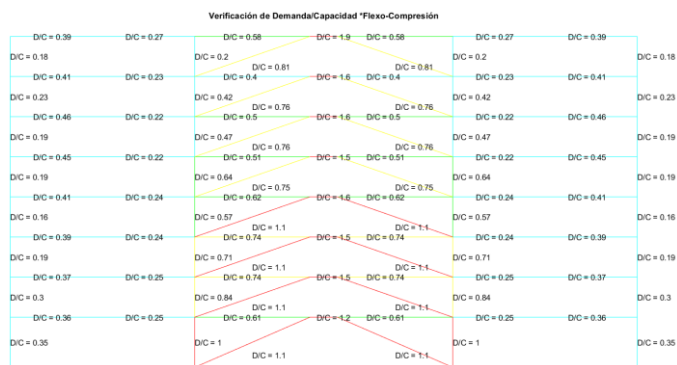
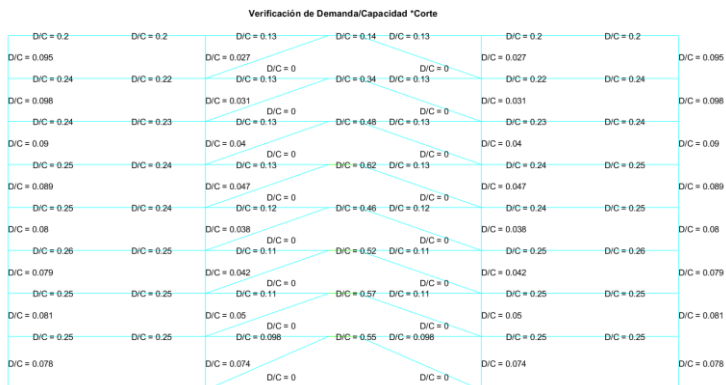


Figura 153

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m empotrado.



En la Figura 154 y Figura 155 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace empotrado de 0.75 m. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.19 a 2.1, y de D/C a Corte en un rango de 0 a 1.7, se evidencia que todos los elementos de enlace y algunas diagonales han sobrepasado su máxima capacidad.

Figura 154

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m empotrado.

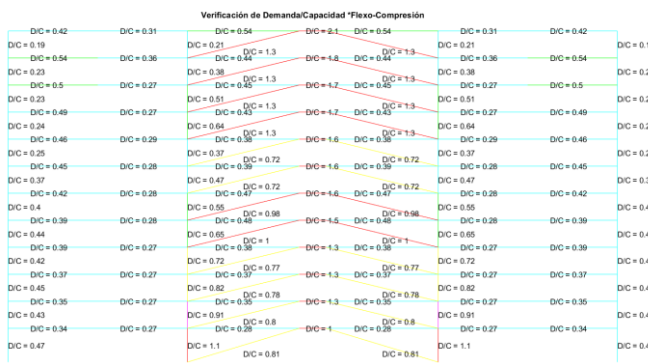
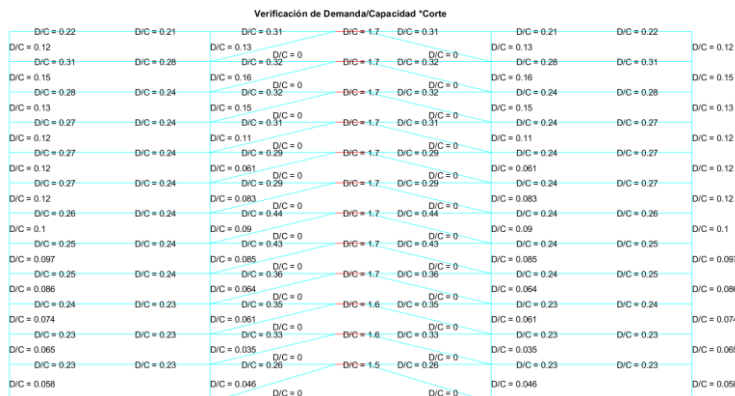


Figura 155

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 0.75 m empotrado.



En la Figura 156 y Figura 157 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace empotrado de 1.25 m. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.11 a 1.8, y de D/C a Corte en un rango de 0 a 1.5, se evidencia que todos los elementos de enlace han sobrepasado su máxima capacidad.

Figura 156

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m empotrado.

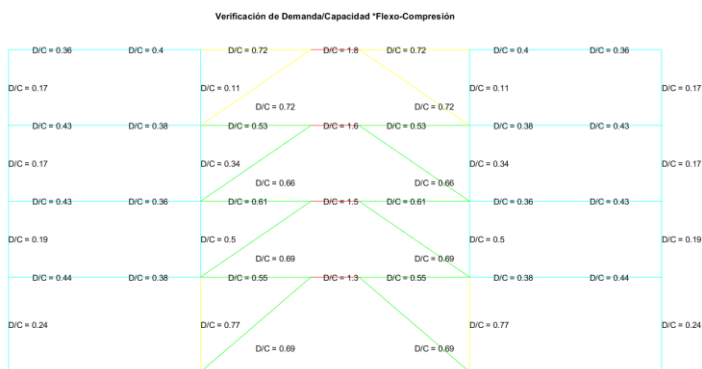
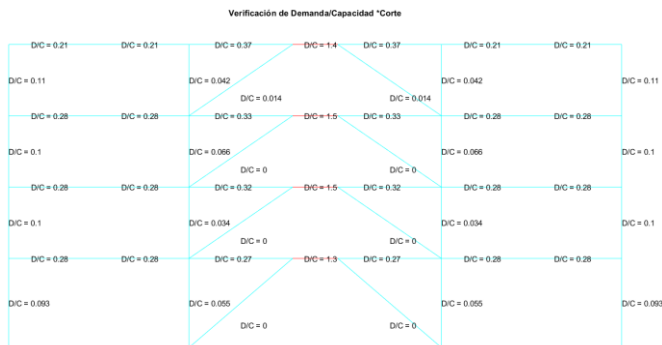


Figura 157

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m empotrado.



En la Figura 158 y Figura 159 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace empotrado de 1.25 m. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.17 a 1.9, y de D/C a Corte en un rango de 0 a 1.6, se evidencia que todos los elementos de enlace y las diagonales de los 4 pisos inferiores han alcanzado o sobrepasado su máxima capacidad.

Figura 158

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m empotrado.

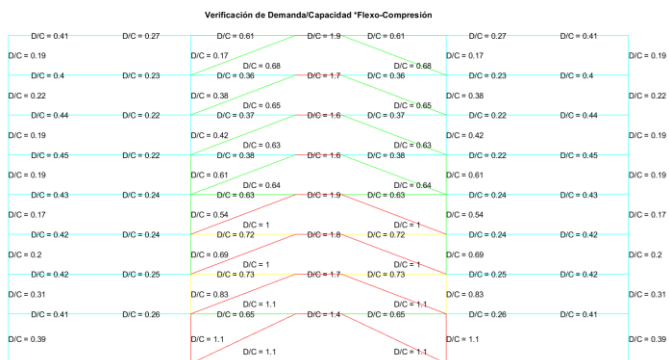
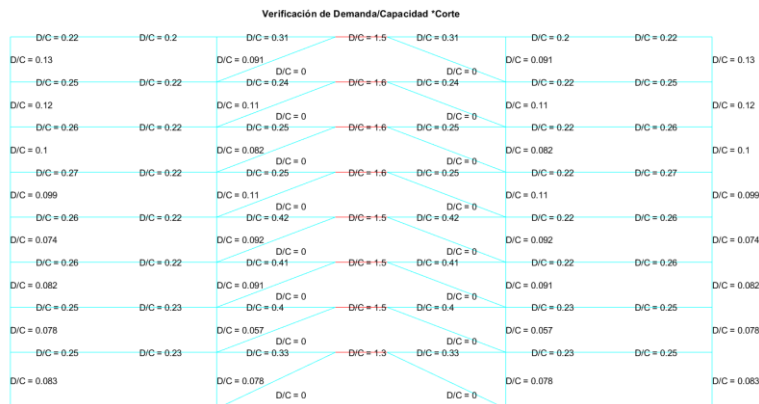


Figura 159

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m empotrado.



En la Figura 160 y Figura 161 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace empotrado de 1.25 m. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.18 a 2.1, y de D/C a Corte en un rango de 0 a 1.7, se evidencia que todos los elementos de enlace, columnas centrales del 1er piso y algunas diagonales han alcanzado o sobrepasado su máxima capacidad.

Figura 160

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m empotrado.

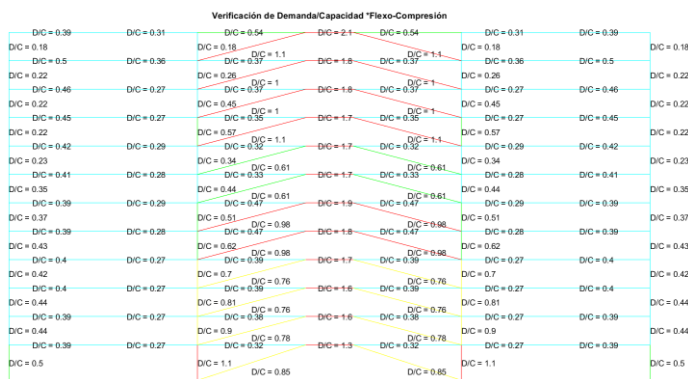
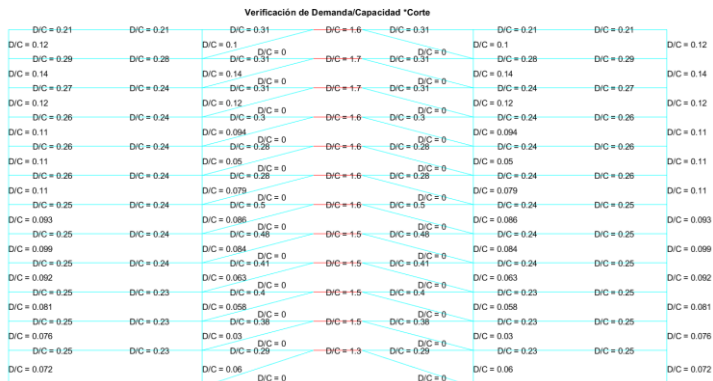


Figura 161

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.25 m empotrado.



En la Figura 162 y Figura 163 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace empotrado de 1.75 m. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.071 a 1.4, y de D/C a Corte en un rango de 0 a 1.5, se evidencia que todos los elementos de enlace han alcanzado o sobrepasado su máxima capacidad.

Figura 162

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m empotrado.

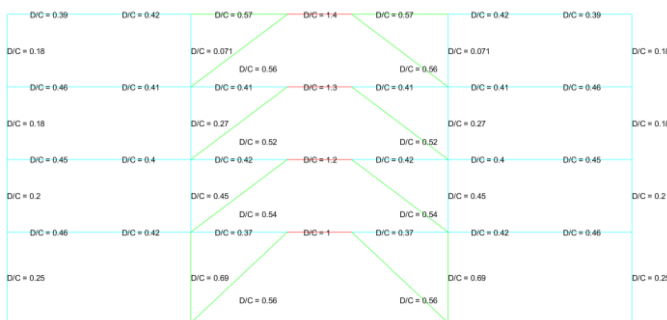
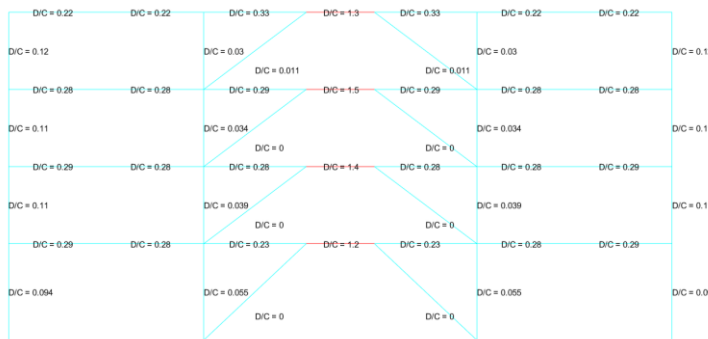


Figura 163

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m empotrado.



En la Figura 164 y Figura 165 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace empotrado de 1.75 m. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.12 a 1.5, y de D/C a Corte en un rango de 0 a 1.6, se evidencia que todos los elementos de enlace han alcanzado o sobrepasado su máxima capacidad.

Figura 164

Demanda vs Capacidad Flexo-Axial de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m empotrado.

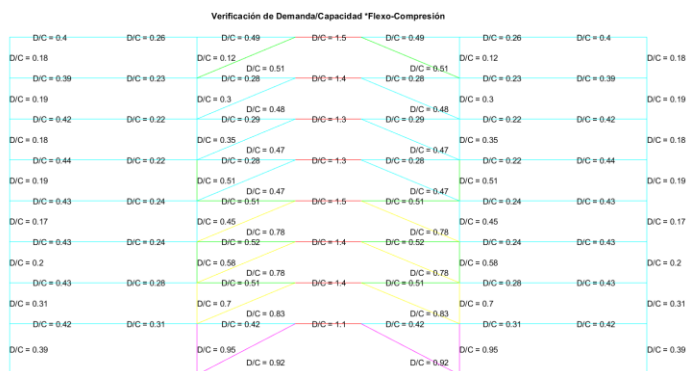
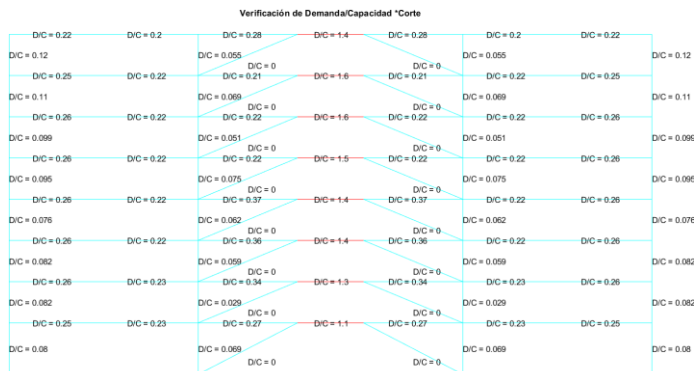


Figura 165

Demanda vs Capacidad a Corte de estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m empotrado.



En la Figura 166 y Figura 167 se presentan los resultados de Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial y a Corte respectivamente, para la estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace empotrado de 1.75 m. Los valores de D/C a Flexo-Axial están en un rango de 0.13 a 1.7, y de D/C a Corte en un rango de 0 a 1.7, se evidencia que todos los elementos de enlace han alcanzado o sobrepasado su máxima capacidad.

Figura 166

Demanda vs Capacidad a Flexo-Axial de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m empotrado.

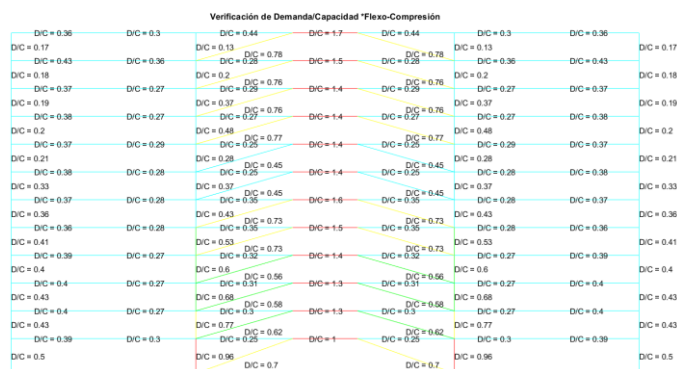
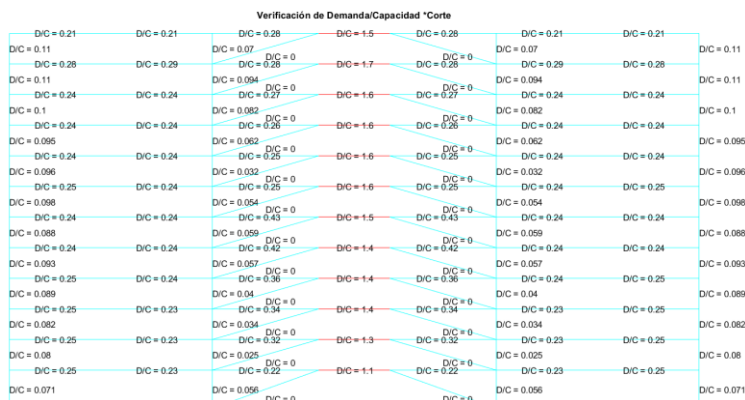


Figura 167

Demanda vs Capacidad a corte de estructura de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace de 1.75 m empotrado.



Análisis Estático No Lineal

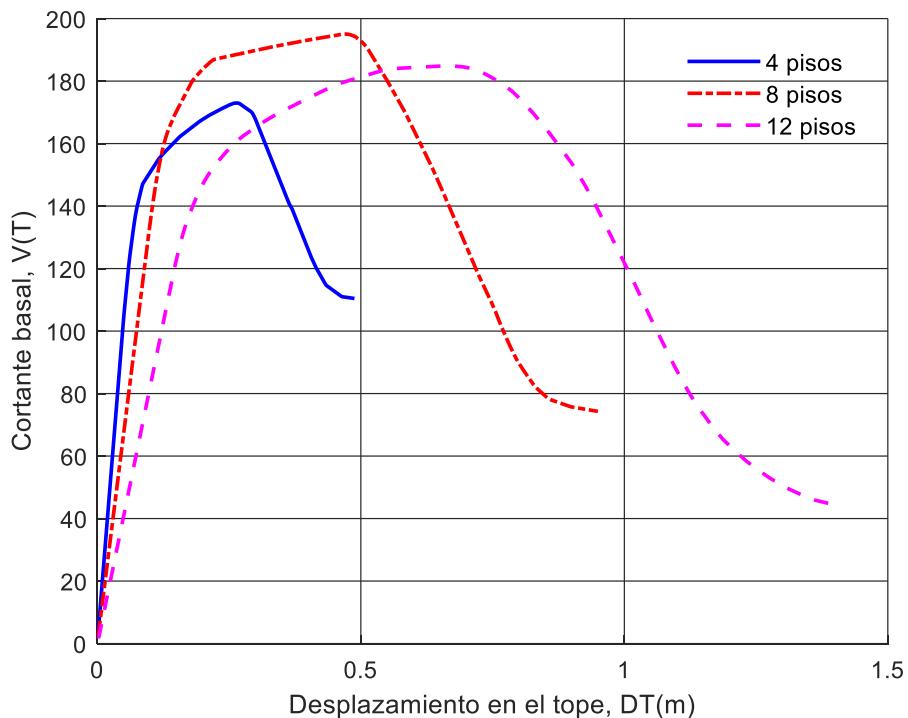
Curvas de Capacidad

A continuación, se presentan las curvas de capacidad resultado del análisis estático no lineal (Pushover) de las 27 tipologías de análisis.

En la Figura 168 se presentan las curvas de capacidad de las estructuras de 4, 8 y 12 pisos sin arriostramientos. Se observa que en los tres casos las estructuras presentan una resistencia residual, luego de alcanzada su máxima capacidad. Se observa también, que la estructura de 8 pisos presenta mayor capacidad en comparación con la estructura de 4 y 12 pisos. De manera general, se evidencia que el desplazamiento es mayor de acuerdo con la altura de la estructura.

Figura 168

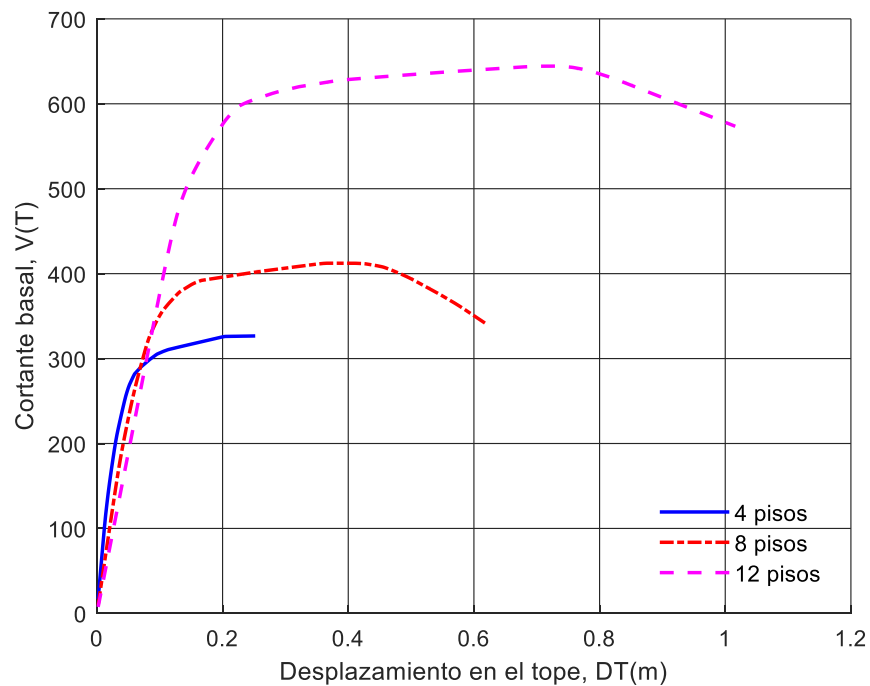
Curvas de capacidad - Pórtico SMF de 3 vanos y 4,8,12 pisos.



En la Figura 169 se presentan las curvas de capacidad de las estructuras de 4, 8 y 12 con arriostramientos concéntricos en V invertida. Se observa que la estructura de 12 pisos tiene la capacidad de resistir el doble de fuerza cortante que la estructura de 4 pisos y que tanto la estructura de 8 y 12 pisos, presentan una resistencia residual luego de alcanzada su máxima capacidad.

Figura 169

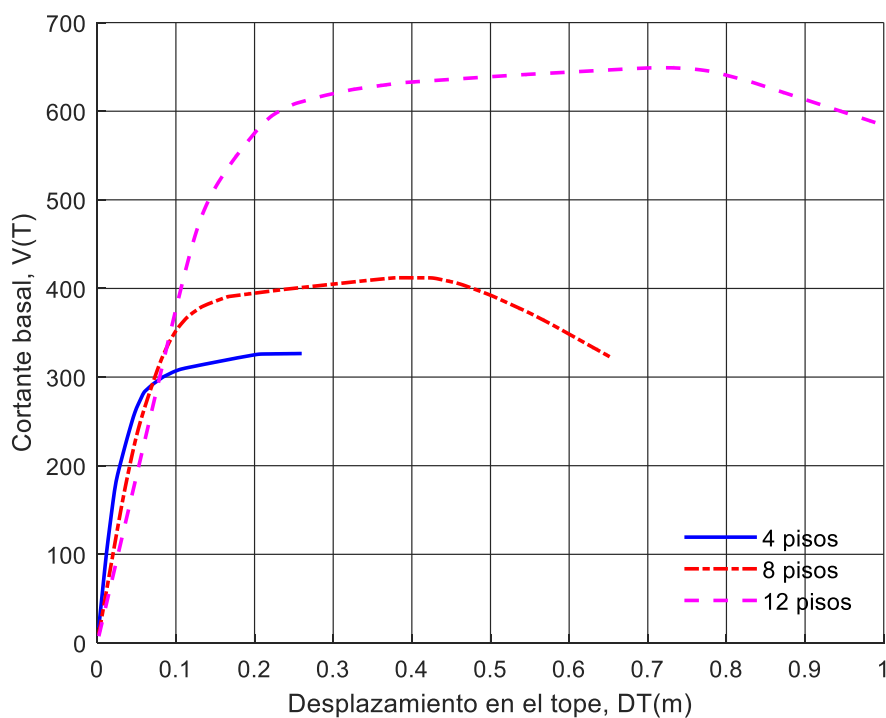
Curva de capacidad - Pórtico SCBF (V invertida) de 3 vanos y 4,8,12 pisos.



En la Figura 170 se presentan las curvas de capacidad de las estructuras de 4, 8 y 12 pisos con arriostramientos concéntricos en X en múltiples pisos. Se observa que la estructura de 12 pisos tiene la capacidad de resistir el doble de fuerza cortante que la estructura de 4 pisos y que tanto la estructura de 8 y 12 pisos, presentan una resistencia residual luego de alcanzada su máxima capacidad. Se observa, además, que las estructuras con arriostramientos concéntricos en V invertida y en X en múltiples pisos mantienen comportamientos similares en cuanto a capacidad.

Figura 170

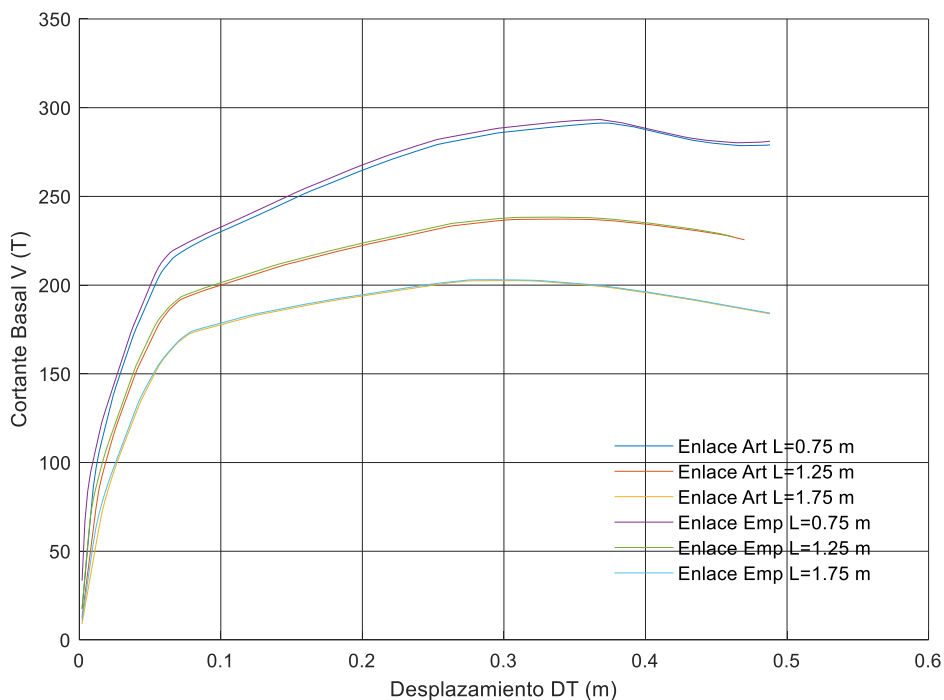
Curva de capacidad - Pórtico SCBF (X) de 4,8,12 pisos.



En la Figura 171 se presentan las curvas de capacidad de la estructura de 4 pisos con arriostramientos excéntricos y elementos de enlace articulados y empotrados de 0.75m, 1.25 m y 1.75 m de longitud. Se observa que la capacidad de la estructura varía de acuerdo con el tamaño del elemento de enlace, siendo mayor la capacidad de la estructura con el elemento de enlace más pequeño, que es el de 0.75 m y menor la capacidad de la estructura con el elemento de enlace de 1.75 m. Se observa también que la capacidad de la estructura no presenta una variación significativa si se trata de que el elemento de enlace se considere articulado o empotrado.

Figura 171

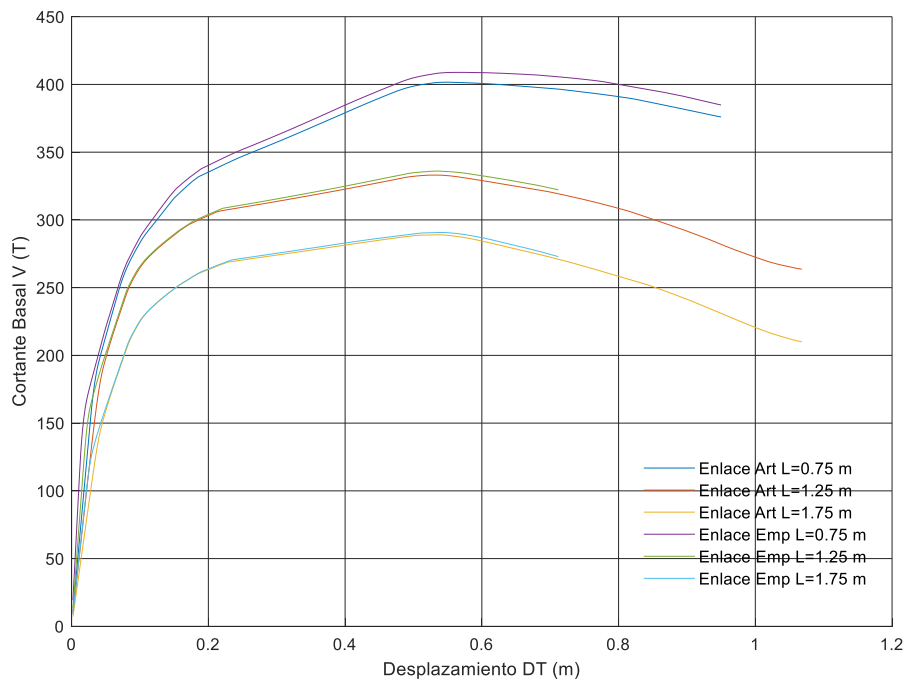
Curvas de Capacidad – Pórtico EBF estructura de 4 pisos con elementos de enlace empotrado y articulado.



En la Figura 172 se presentan las curvas de capacidad de la estructura de 8 pisos con arriostramientos excéntricos y elementos de enlace articulados y empotrados de 0.75m, 1.25 m y 1.75 m de longitud. Se observa que la capacidad de la estructura varía de acuerdo con el tamaño del elemento de enlace, siendo mayor la capacidad de la estructura con el elemento de enlace más pequeño, que es el de 0.75 m y menor la capacidad de la estructura con el elemento de enlace de 1.75 m. Se observa también que la capacidad de la estructura no presenta una variación significativa si se trata de que el elemento de enlace se considere articulado o empotrado, sin embargo, las estructuras con elementos de enlace articulado de 1.25 m y 1.75 m presentan una resistencia residual mayor, luego de alcanzada su máxima capacidad.

Figura 172

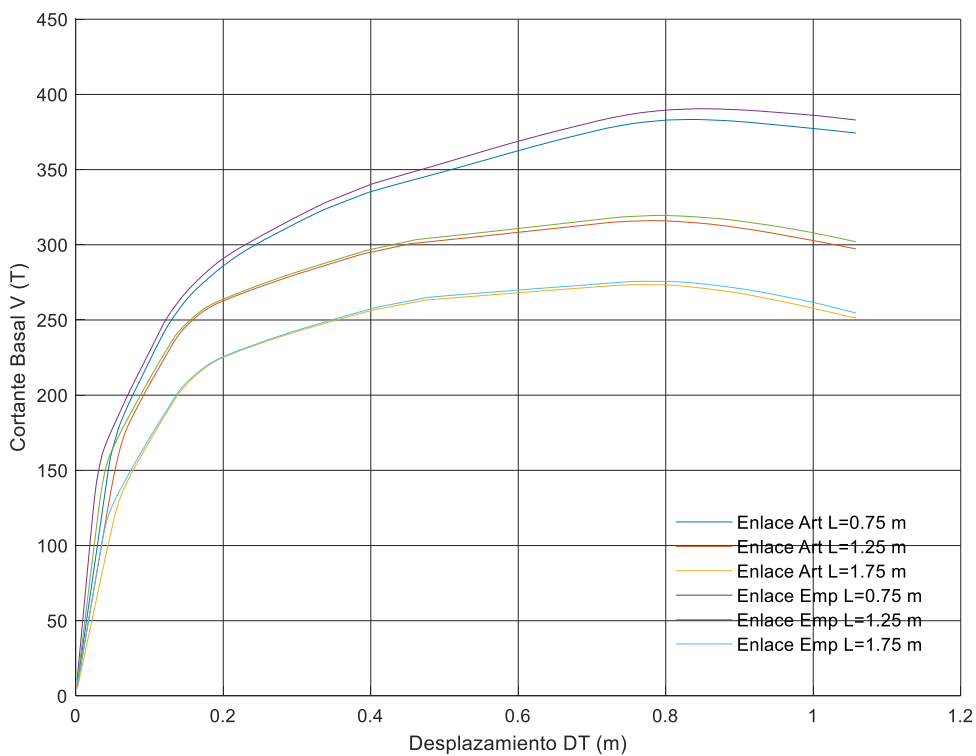
Curvas de Capacidad – Pórtico EBF estructura de 8 pisos con elementos de enlace empotrado y articulado.



En la Figura 173 se presentan las curvas de capacidad de las estructuras de 12 pisos con arriostramientos excéntricos y elementos de enlace articulados y empotrados de 0.75m, 1.25 m y 1.75 m de longitud. Se observa que la capacidad de las estructuras no tiene mayor variación si el enlace se considera articulado o empotrado, sin embargo, las estructuras con elementos de enlace más cortos presentan mayor capacidad que estructuras con elementos de enlace de mayor longitud.

Figura 173

Curvas de Capacidad – Pórtico EBF estructura de 12 pisos con elementos de enlace empotrado y articulado.

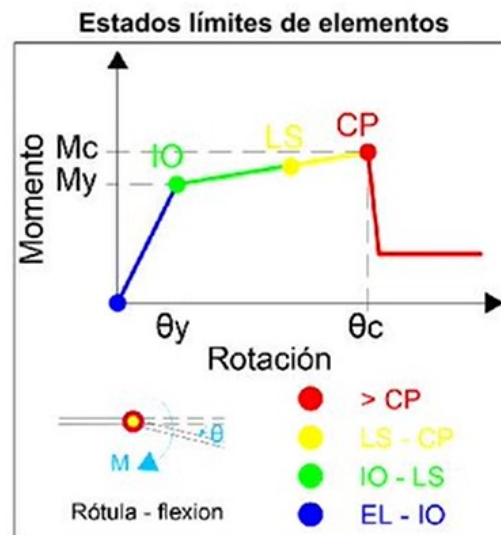


Mecanismos de falla y secuencia de formación de rótulas plásticas

A continuación, se presentan los mecanismos de falla y las secuencia de deformación de rótulas plásticas de las 27 tipologías de estudio. Las imágenes contienen la formación de las rótulas plásticas hasta el nivel desplazamiento objetivo y hasta el nivel de desplazamiento último de la estructura. El desplazamiento en el tope esta descrito DT y el cortante Basal como V_b . Se presenta también, las gráficas del Pushover de cada estructura con su curva de capacidad en el punto de desplazamiento máximo y en el punto de desplazamiento objetivo. La formación de rótulas plásticas responde a los estados límites de los elementos, Inmediatamente Ocupacional IO (color verde), Seguridad de vida LS (color amarillo) y Prevención de Colapso CP (color rojo) tal como se muestra en la Figura 174.

Figura 174

Estados límites de elementos.



Pórticos Especiales a Momento

En la Figura 175a y Figura 176 se presenta la de formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento objetivo y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 14 rótulas en un estado límite IO que se concentran principalmente en las vigas y columnas de los pisos inferiores; con un valor de $DT=0.15$ m y un $V_b=161.43$ T. En la Figura 175b y Figura 177 se presenta la formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento último y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 16 rótulas en un estado límite IO concentradas en las vigas y columnas del 2do y 3er piso, 4 rótulas en un estado límite LS y 7 rótulas en un estado límite CP concentradas en vigas y columnas del primer piso; con un valor de $DT=0.37$ m y un $V_b=139.61$ T. El punto rojo dentro de la curva de capacidad representa en la fuerza cortante que resiste la estructura en dicho desplazamiento.

Figura 175

Estructura de 4 pisos sin arriostramientos a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.

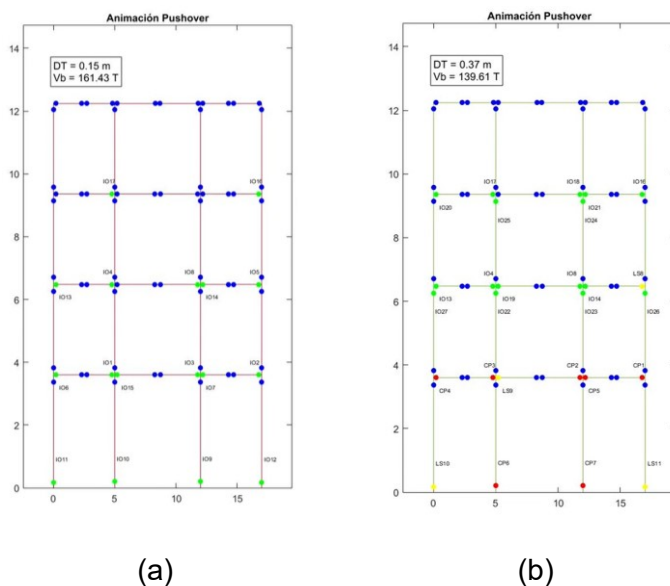


Figura 176

Curva de capacidad desplazamiento objetivo – SMF 4 pisos.

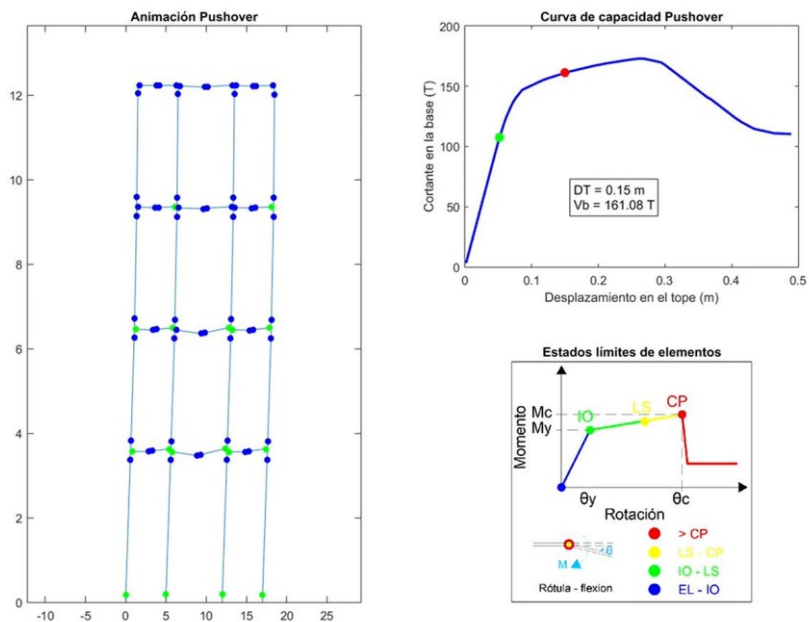
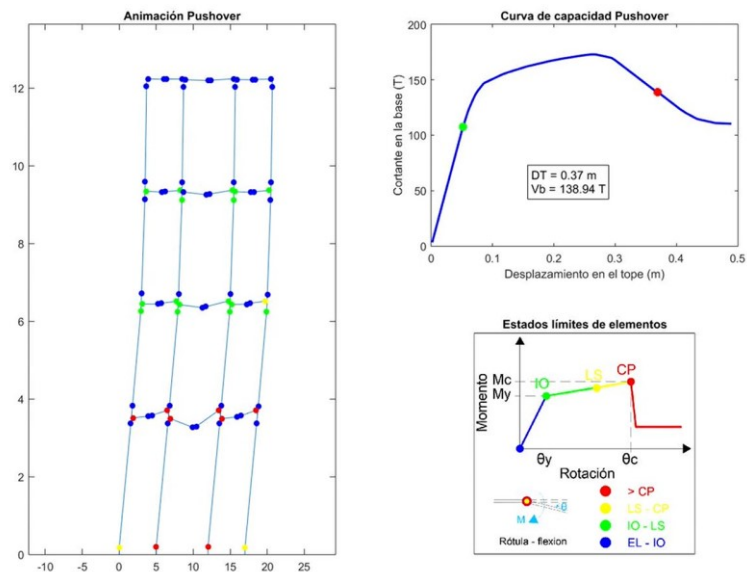


Figura 177

Curva de capacidad desplazamiento último – SMF 4 pisos.



En la Figura 178a y Figura 179e presenta la de formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento objetivo y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 36 rótulas en un estado límite IO que se concentran principalmente en las vigas y columnas de los 6 pisos inferiores; con un valor de $DT=0.33$ m y un $V_b=190.75$ T. En la Figura 178b y Figura 180 se presenta la formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento último y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 14 rótulas en un estado límite IO concentradas en las vigas y columnas del 5to y 6to piso, 7 rótulas en un estado límite LS y 20 rótulas en un estado límite CP concentradas en vigas y columnas de los pisos inferiores; con un valor de $DT=0.63$ m y un $V_b=154.56$ T. El punto rojo dentro de la curva de capacidad representa en la fuerza cortante que resiste la estructura en dicho desplazamiento.

Figura 178

Estructura de 8 pisos sin arriostramientos a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.

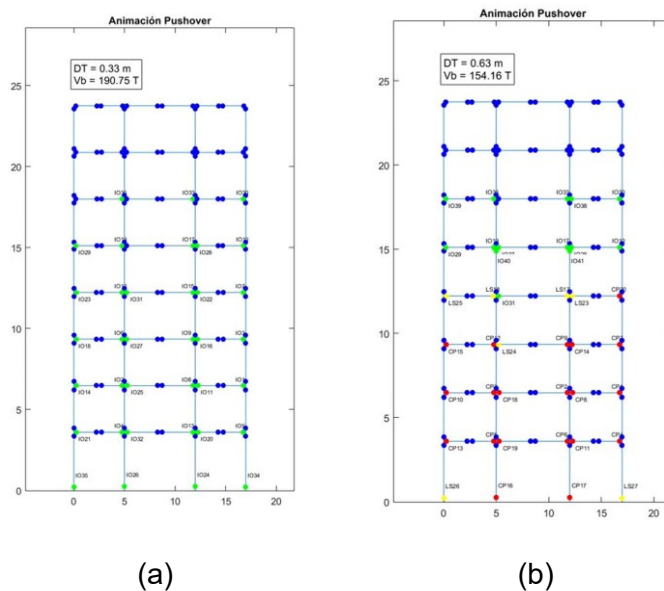


Figura 179

Curva de capacidad desplazamiento objetivo – SMF 8 pisos.

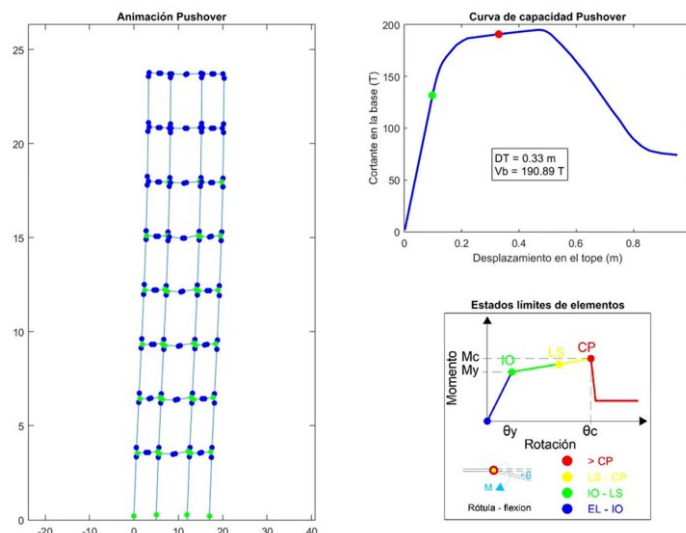
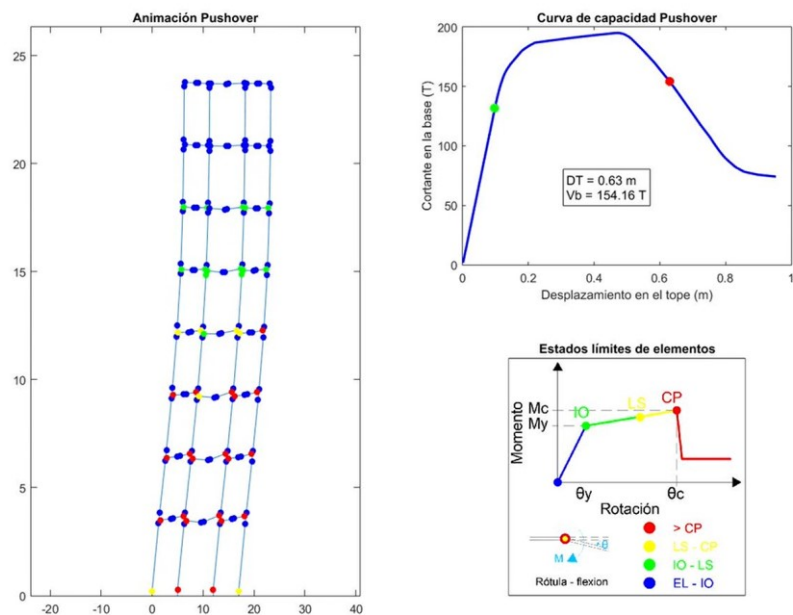


Figura 180

Curva de capacidad desplazamiento objetivo – SMF 8 pisos.



En la Figura 181a y Figura 182 se presenta la de formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento objetivo y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 53 rótulas en un estado límite IO que se concentran principalmente en las vigas y columnas del 1ero al 9no piso; con un valor de $DT=0.50$ m y un $V_b=181.45$ T. En la Figura 181b y Figura 183 se presenta la formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento último y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 19 rótulas en un estado límite IO concentradas en las vigas y columnas del 1ero, 7mo, 8vo y 9no piso, 11 rótulas en un estado límite LS y 28 rótulas en un estado límite CP concentradas en vigas y columnas de los pisos inferiores; con un valor de $DT=0.92$ m y un $V_b=147.49$ T. El punto rojo dentro de la curva de capacidad representa en la fuerza cortante que resiste la estructura en dicho desplazamiento.

Figura 181

Estructura de 12 pisos sin arriostramientos a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.

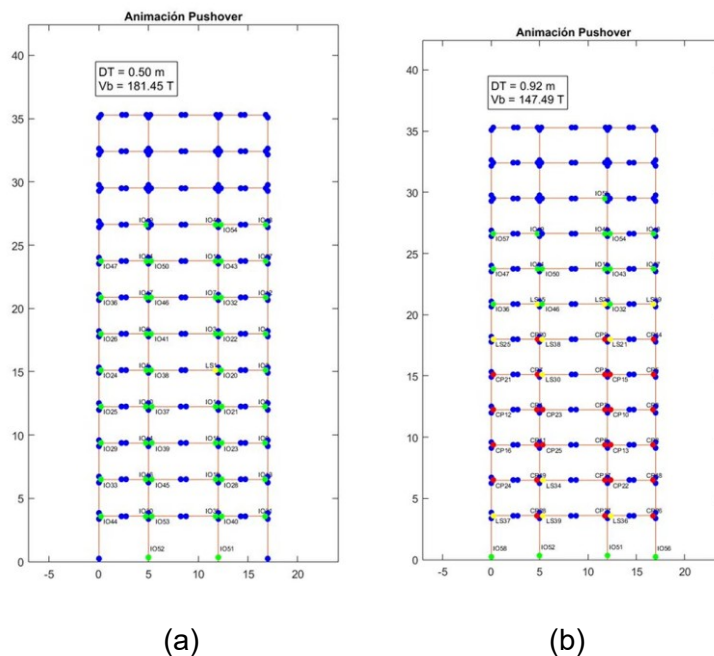


Figura 182

Curva de capacidad desplazamiento objetivo – SMF 12 pisos 3 vanos.

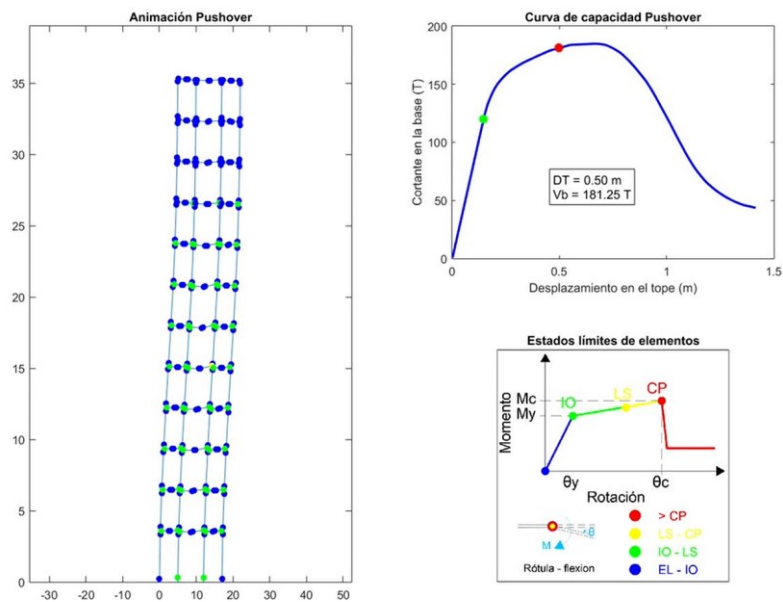
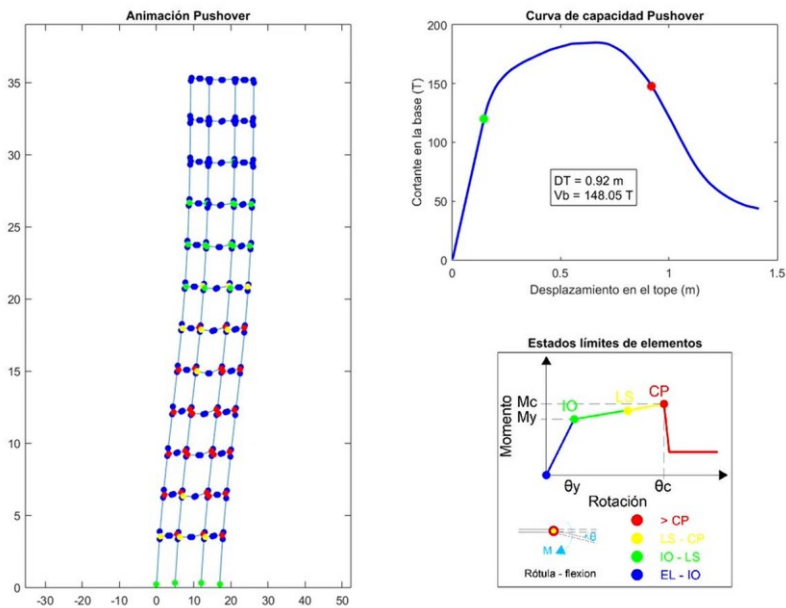


Figura 183

Curva de capacidad desplazamiento último – SMF 12 pisos 3 vanos.



Sistemas con arriostramientos concéntricos en V invertida

En la Figura 184a y Figura 185 se presenta la de formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento objetivo y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 6 rótulas en un estado límite IO que se concentran principalmente en las diagonales de los 3 pisos inferiores; con un valor de $DT=0.03$ m y un $V_b=210.50$ T. En la Figura 184b y Figura 186 se presenta la formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento último y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 22 rótulas en un estado límite IO concentradas en las vigas, columnas y diagonales de los 3 pisos inferiores, 5 rótulas en un estado límite LS concentradas en vigas y diagonales del 1er y 2do piso y 8 rótulas en un estado límite CP concentradas en diagonales y columnas del 1er piso; con un valor de $DT=0.25$ m y un $V_b=326.64$ T. El punto rojo dentro de la curva de capacidad representa en la fuerza cortante que resiste la estructura en dicho desplazamiento.

Figura 184

Estructura de 4 pisos – SCBF en V invertida a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.

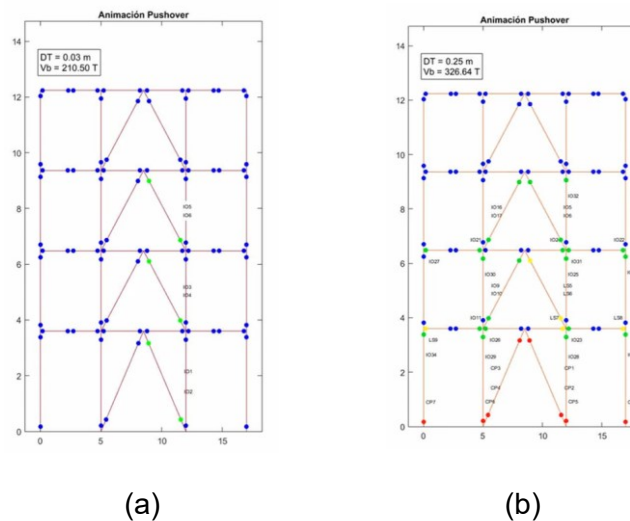


Figura 185

Curva de capacidad desplazamiento objetivo – SCBF V invertida 4 pisos.

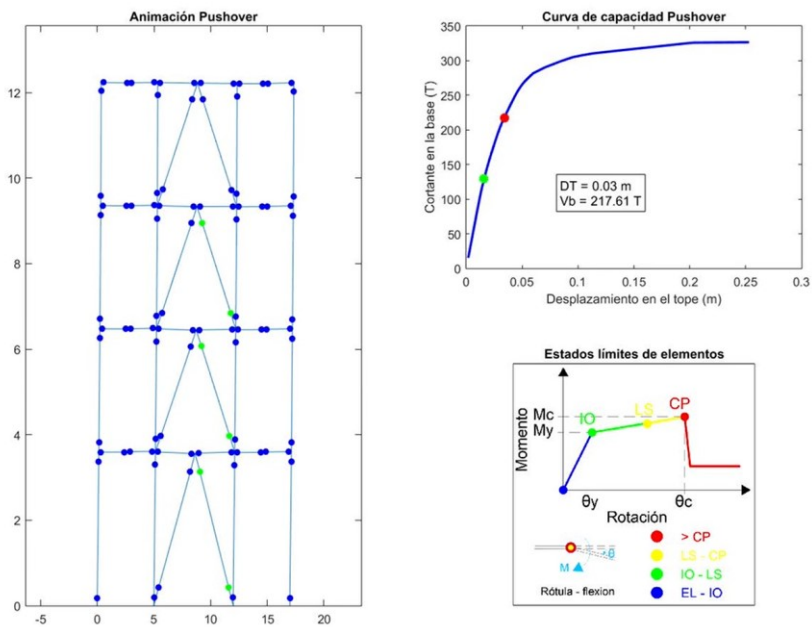
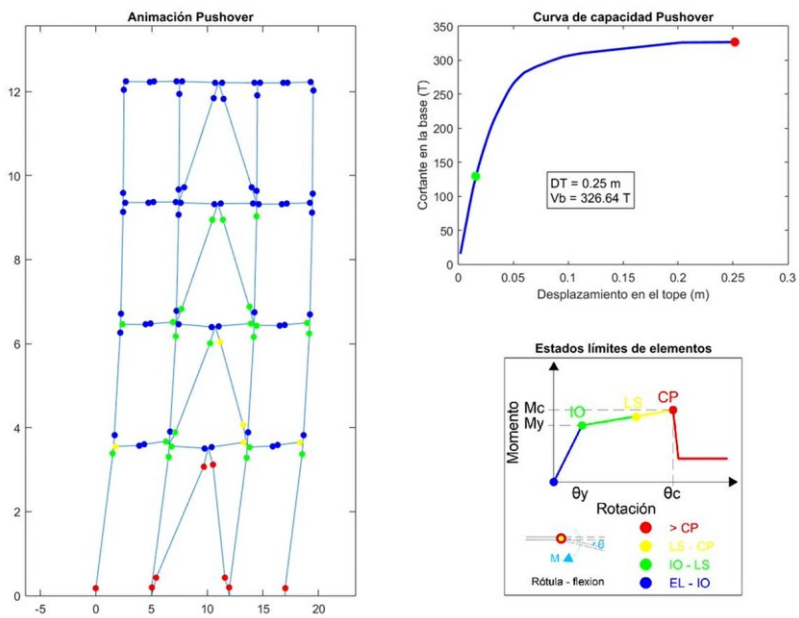


Figura 186

Curva de capacidad desplazamiento último – SCBF V invertida 4 pisos.

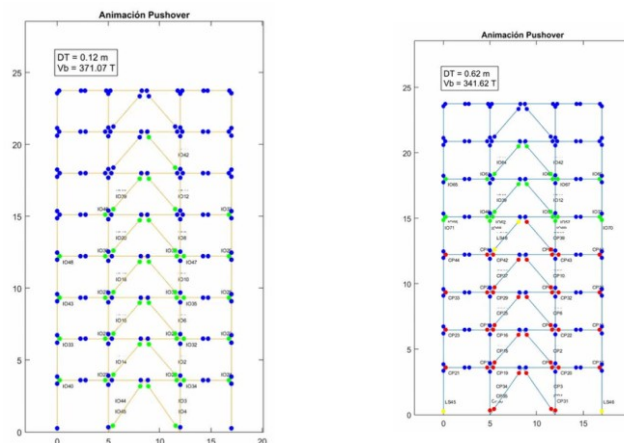


En la Figura 187a y Figura 188 se presenta la de formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento objetivo y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 48 rótulas en un estado límite IO que se concentran principalmente en las vigas y diagonales de los 7 pisos inferiores; con un valor de $DT=0.12$ m y un $V_b=371.07$ T. En la Figura 187b y

Figura 189 se presenta la formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento último y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 23 rótulas en un estado límite IO concentradas en las vigas, columnas y diagonales del 5to, 6to y 7mo piso, 4 rótulas en un estado límite LS concentradas en columnas y diagonales del 1er y 5to piso y 42 rótulas en un estado límite CP concentradas en diagonales, vigas y columnas del 1er al 5to piso; con un valor de $DT=0.62$ m y un $V_b=341.62$ T. El punto rojo dentro de la curva de capacidad representa en la fuerza cortante que resiste la estructura en dicho desplazamiento.

Figura 187

Estructura de 8 pisos – SCBF en V invertida a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.



(a)

(b)

Figura 188

Curva de capacidad desplazamiento objetivo – SCBF V invertida 8 pisos.

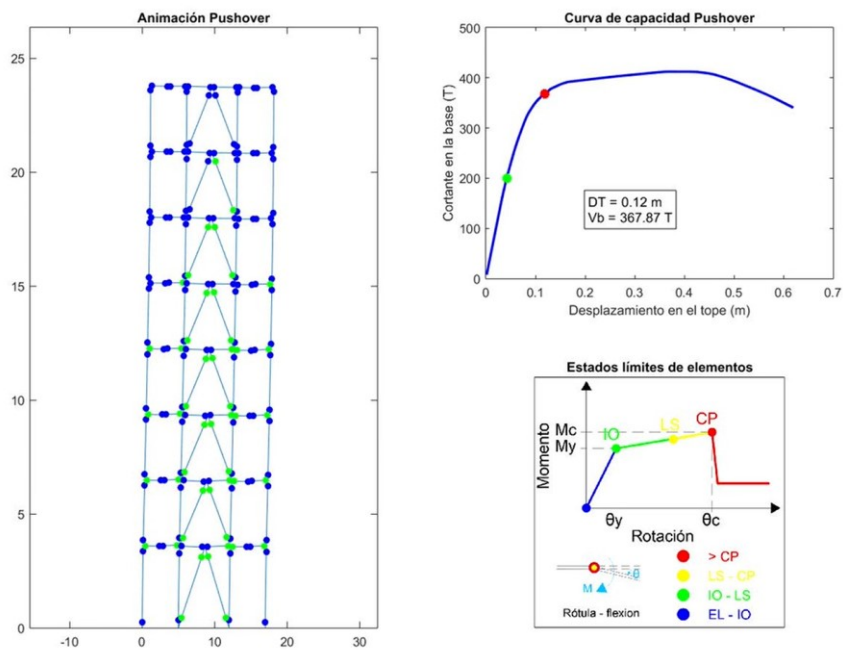
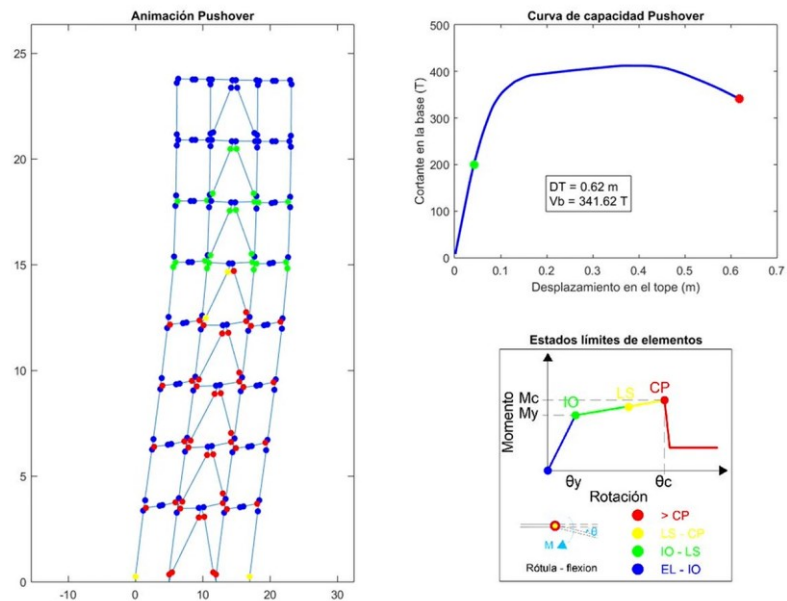


Figura 189

Curva de capacidad desplazamiento último – SCBF V invertida 8 pisos.



En la Figura 190a y Figura 191 se presenta la de formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento objetivo y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 72 rótulas en un estado límite IO que se concentran principalmente en las vigas y diagonales de los 10 pisos inferiores; con un valor de $DT=0.21$ m y un $V_b=588.96$ T. En la Figura 190b y Figura 192 se presenta la formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento último y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 30 rótulas en un estado límite IO concentradas en las columnas, vigas y diagonales del 7mo al 10mo piso, 10 rótulas en un estado límite LS concentradas en vigas y diagonales del 6to y 7mo piso y 62 rótulas en un estado límite CP concentradas en diagonales, vigas y columnas del 1er al 6to piso; con un valor de $DT=1.02$ m y un $V_b=573.72$ T. El punto rojo dentro de la curva de capacidad representa en la fuerza cortante que resiste la estructura en dicho desplazamiento.

Figura 190

Estructura de 12 pisos – SCBF en V invertida a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.

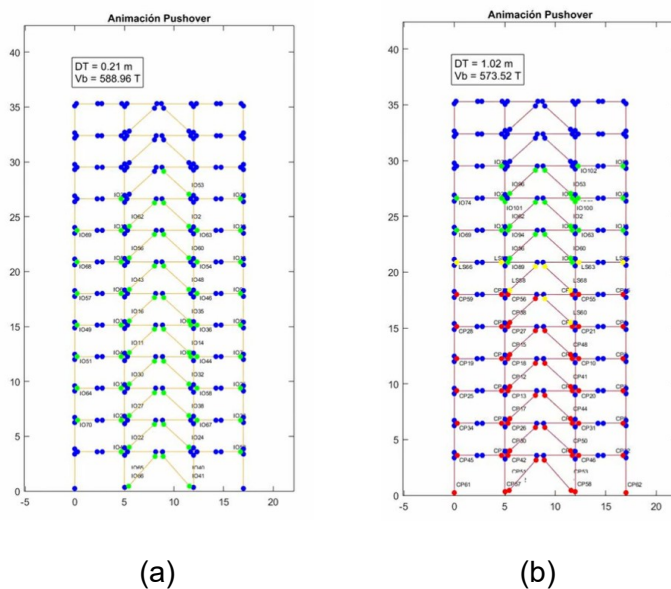


Figura 191

Curva de capacidad desplazamiento objetivo – SCBF V invertida 12 pisos.

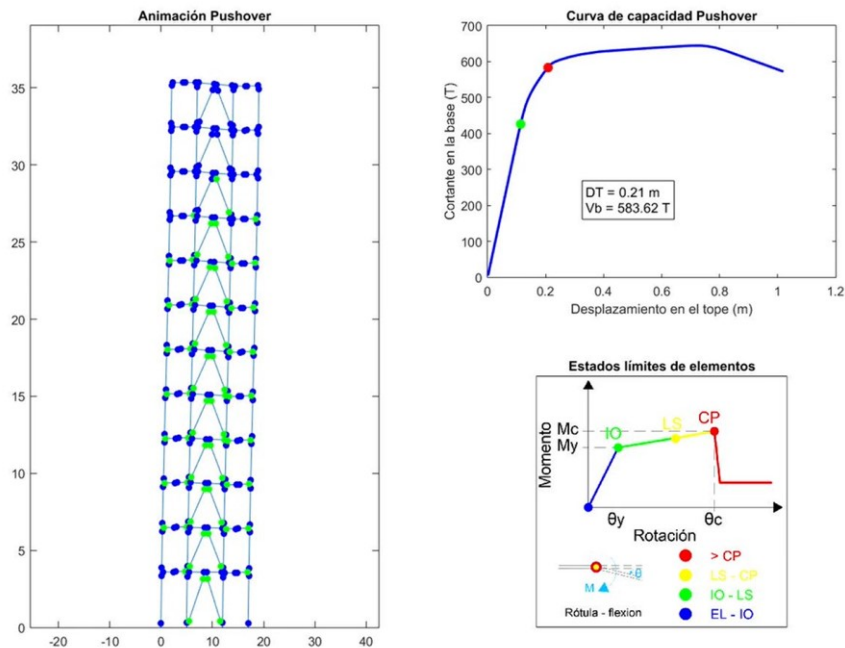
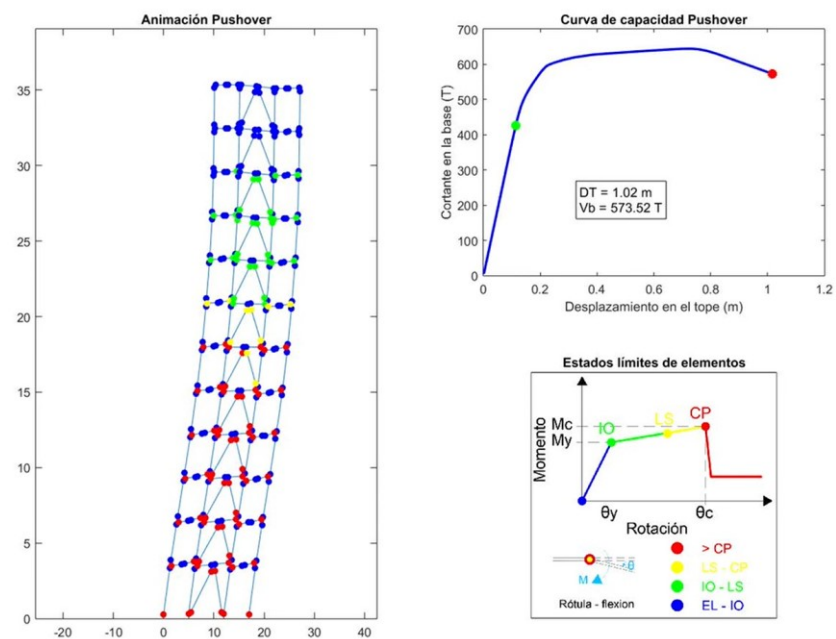


Figura 192

Curva de capacidad desplazamiento último – SCBF V invertida 12 pisos.



Sistemas con Arriostramientos Concéntricos en X en múltiples pisos

En la Figura 193a y Figura 194 se presenta la de formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento objetivo y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 10 rótulas en un estado límite IO que se concentran principalmente en las diagonales de los 3 pisos inferiores; con un valor de $DT=0.03$ m y un $V_b=217.53$ T. En la Figura 193b y Figura 195 se presenta la formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento último y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 21 rótulas en un estado límite IO concentradas en las vigas, columnas y diagonales de los 3 primeros pisos, 8 rótulas en un estado límite LS concentradas en vigas y diagonales de los 2 primeros pisos y 8 rótulas en un estado límite CP concentradas en diagonales y columnas del 1er piso; con un valor de $DT=0.26$ m y un $V_b=326.55$ T. El punto rojo dentro de la curva de capacidad representa en la fuerza cortante que resiste la estructura en dicho desplazamiento.

Figura 193

*Estructura de 4 pisos – SCBF en X a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo
b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.*

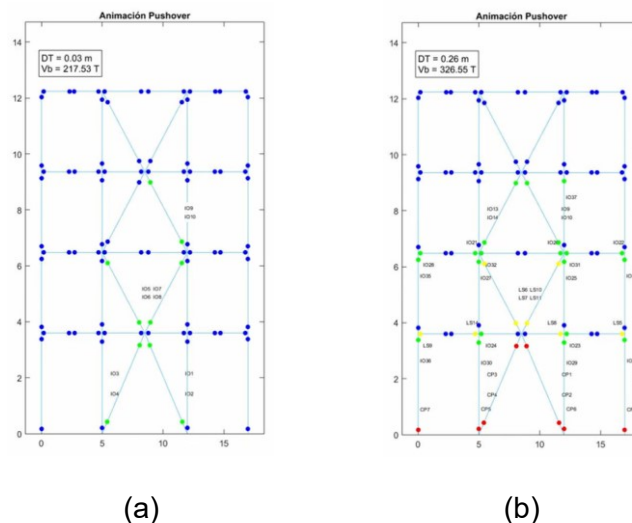


Figura 194

Curva de capacidad desplazamiento objetivo – SCBF en X 4 pisos 3 vanos.

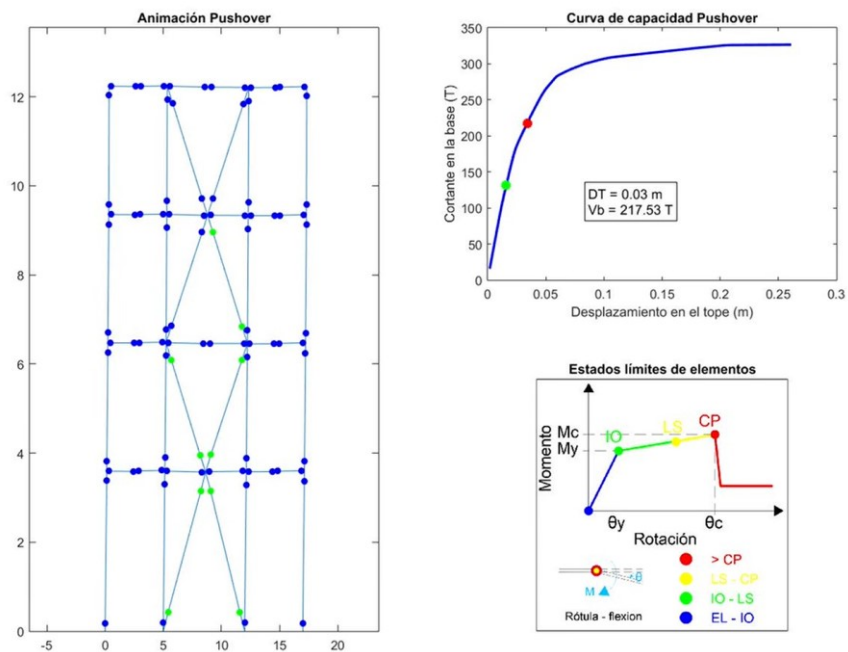
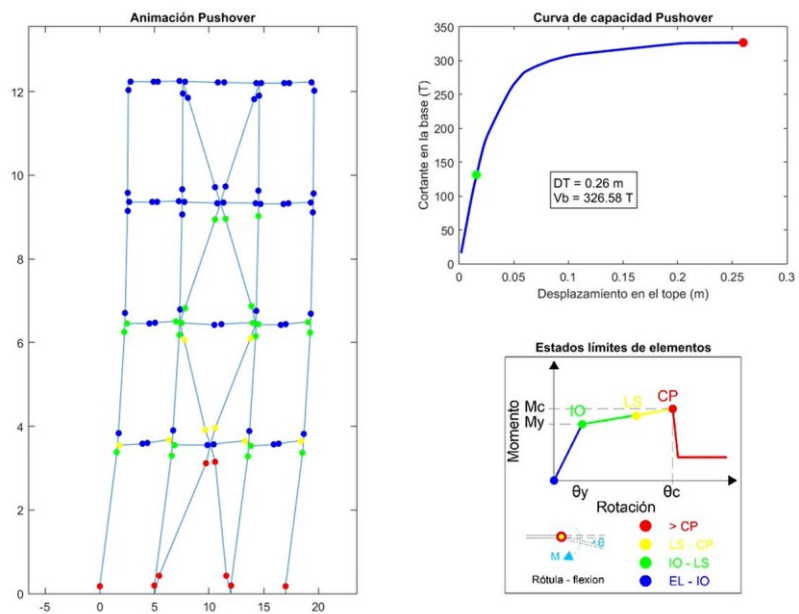


Figura 195

Curva de capacidad desplazamiento último – SCBF en X 4 pisos 3 vanos.



En la Figura 196a y Figura 197 se presenta la de formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento objetivo y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 51 rótulas en un estado límite IO que se concentran principalmente en vigas y diagonales de los 7 pisos inferiores; con un valor de $DT=0.13$ m y un $V_b=379.76$ T. En la Figura 196b y Figura 198 se presenta la formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento último y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 23 rótulas en un estado límite IO concentradas en las vigas, columnas y diagonales de los 5to, 6to y 7mo piso y 48 rótulas en un estado límite CP concentradas en vigas, diagonales y columnas del 1er al 5to piso; con un valor de $DT=0.64$ m y un $V_b=328.69$ T. El punto rojo dentro de la curva de capacidad representa en la fuerza cortante que resiste la estructura en dicho desplazamiento.

Figura 196

*Estructura de 8 pisos – SCBF en X a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo
b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.*

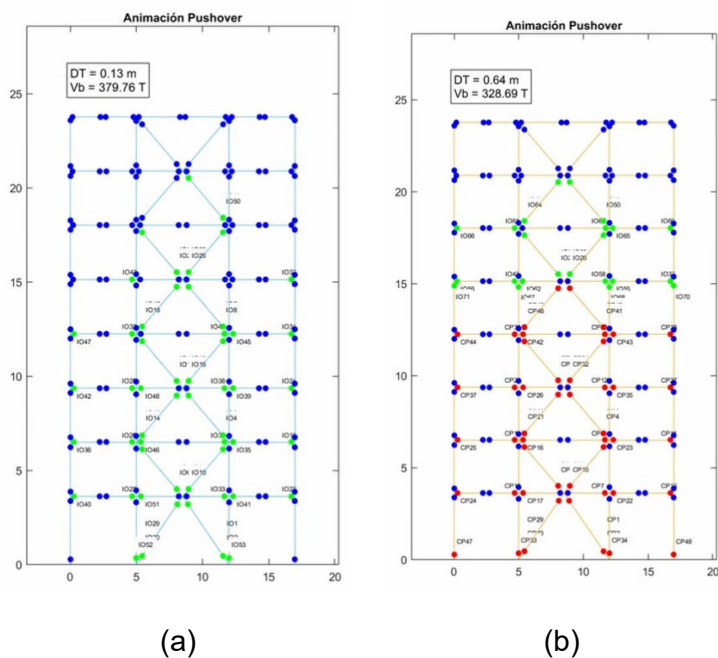


Figura 197

Curva de capacidad desplazamiento objetivo – SCBF en X 8 pisos.

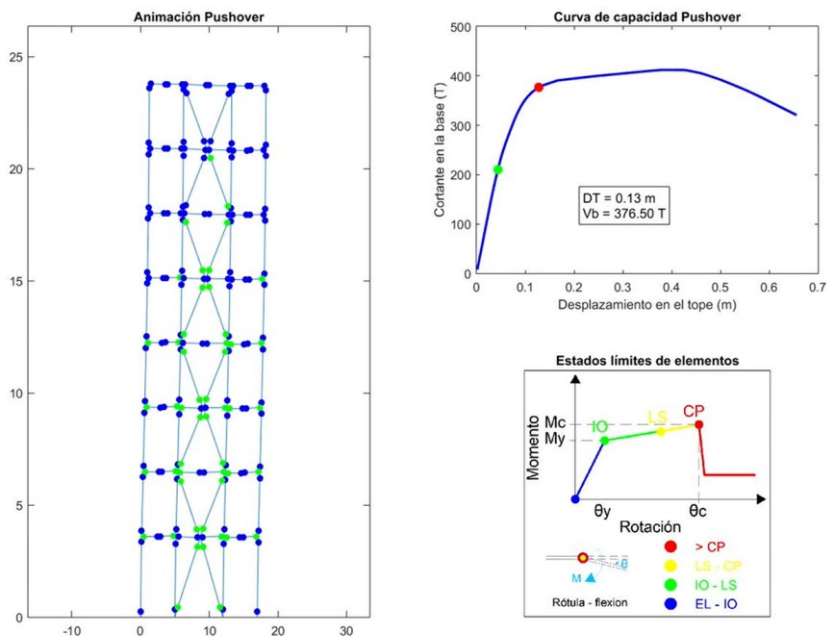
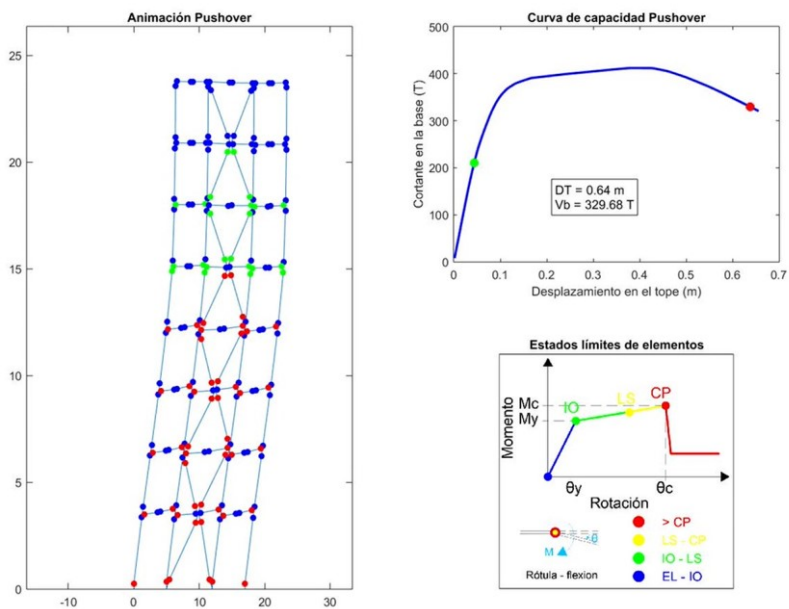


Figura 198

Curva de capacidad desplazamiento último– SCBF en X 8 pisos.



En la Figura 199a y Figura 200 se presenta la de formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento objetivo y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 46 rótulas en un estado límite IO que se concentran principalmente en las diagonales de los 9 pisos inferiores; con un valor de $DT=0.17$ m y un $V_b=535.96$ T. En la Figura 199b y Figura 201 se presenta la formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento último y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 31 rótulas en un estado límite IO concentradas en las vigas, columnas y diagonales del 7mo al 10mo piso, 13 rótulas en un estado límite LS concentradas en vigas y diagonales de 1ro, 5to y 6to piso y 59 rótulas en un estado límite CP concentradas en diagonales, vigas y columnas del 1er al 6to piso; con un valor de $DT=0.99$ m y un $V_b=586.41$ T. El punto rojo dentro de la curva de capacidad representa en la fuerza cortante que resiste la estructura en dicho desplazamiento.

Figura 199

*Estructura de 12 pisos – SCBF en X a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo
b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.*

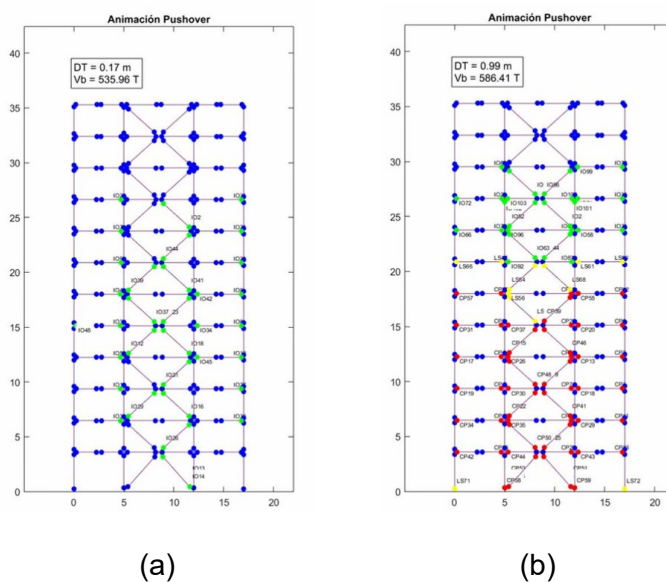


Figura 200

Curva de capacidad desplazamiento objetivo – SCBF en X 12 pisos.

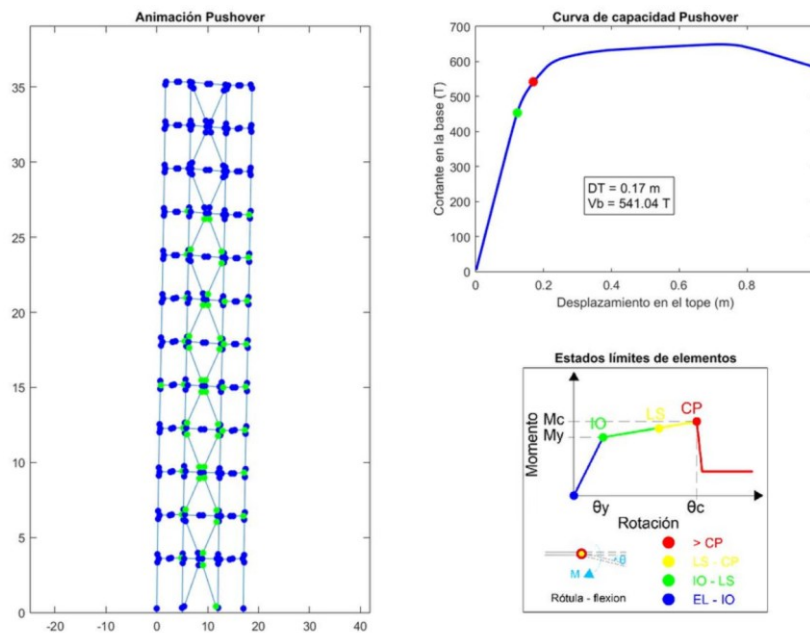
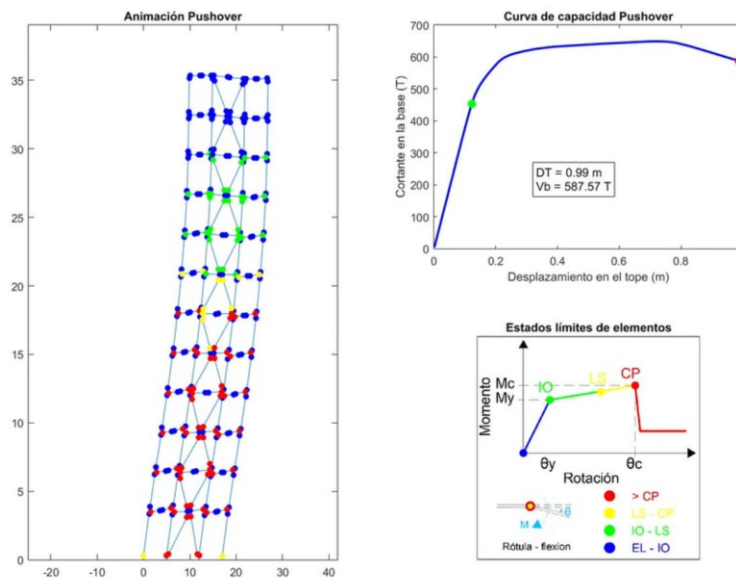


Figura 201

Curva de capacidad desplazamiento último – SCBF en X 12 pisos.



Sistemas con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace articulado

L=0.75m

En la Figura 202a y Figura 203 se presenta la formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento objetivo y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia que no existe la formación de rótulas plásticas para un valor de $DT=0.03$ m y un $V_b=161.87$ T, que corresponden al desplazamiento objetivo de la estructura. En la Figura 202b y Figura 204 se presenta la formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento último y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 14 rótulas en un estado límite IO concentradas en las vigas, columnas y elemento de enlace de los 3 pisos superiores, 6 rótulas en un estado límite LS concentradas en vigas y columnas de los dos pisos inferiores y 12 rótulas en un estado límite CP concentradas vigas, columnas y elemento de enlace de los 3 pisos inferiores; con un valor de $DT=0.37$ m y un $V_b=291.22$ T.

Figura 202

Estructura de 4 pisos – EBF enlace articulado de 0.75 m a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.

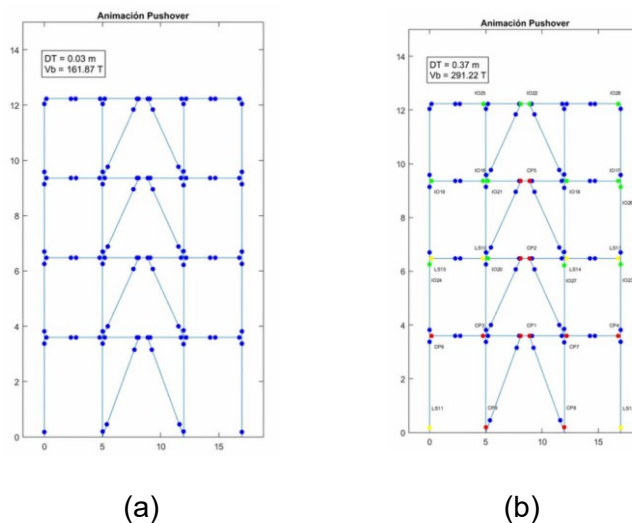


Figura 203

Curva de capacidad desplazamiento objetivo – EBF, elemento de enlace articulado

L=0.75 m, 4 pisos.

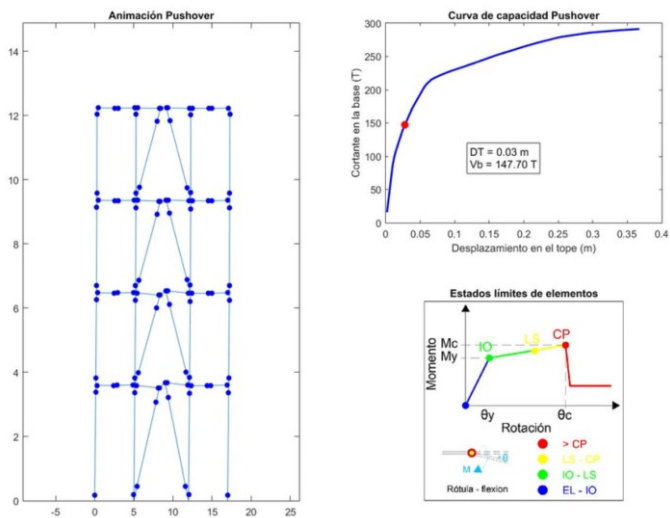
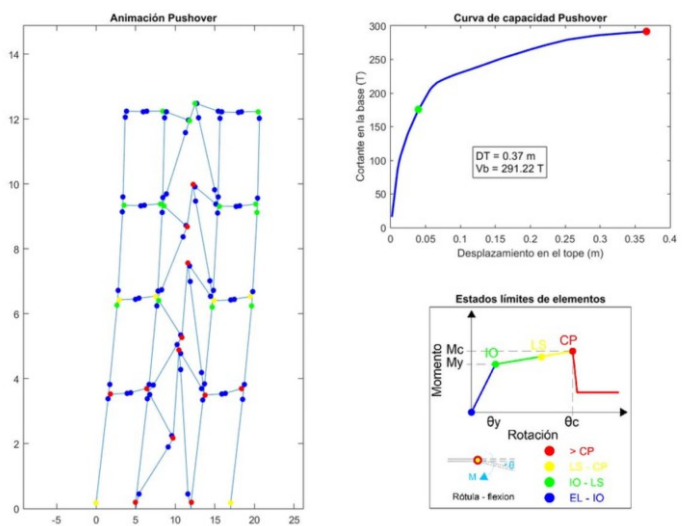


Figura 204

Curva de capacidad desplazamiento último – EBF, elemento de enlace articulado

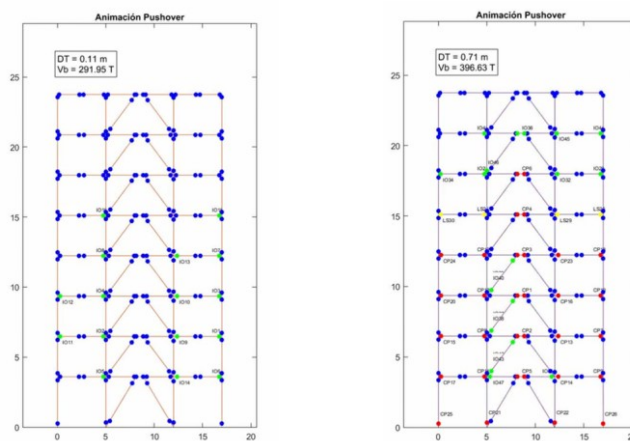
L=0.75 m, 4 pisos.



En la Figura 205a y Figura 206 se presenta la de formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento objetivo y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 16 rótulas en un estado límite IO que se concentran principalmente en las vigas de los 5 pisos inferiores; con un valor de $DT=0.11$ m y un $V_b=291.95$ T. En la Figura 205b y Figura 207 se presenta la formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento último y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 18 rótulas en un estado límite IO concentradas en las vigas, columnas, diagonales y elementos de enlace del 7mo al 10mo piso, 13 rótulas en un estado límite LS concentradas en vigas y diagonales del 1ro al 4to y del 6to al 7mo piso y 32 rótulas en un estado límite CP concentradas en diagonales, vigas y columnas del 1er al 6to piso; con un valor de $DT=0.71$ m y un $V_b=396.63$ T. El punto rojo dentro de la curva de capacidad representa en la fuerza cortante que resiste la estructura en dicho desplazamiento.

Figura 205

Estructura de 8 pisos – EBF enlace articulado de 0.75 m a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.



(a)

(b)

Figura 206

Curva de capacidad desplazamiento objetivo – EBF, elemento de enlace articulado

$L=0.75$ m, 8 pisos.

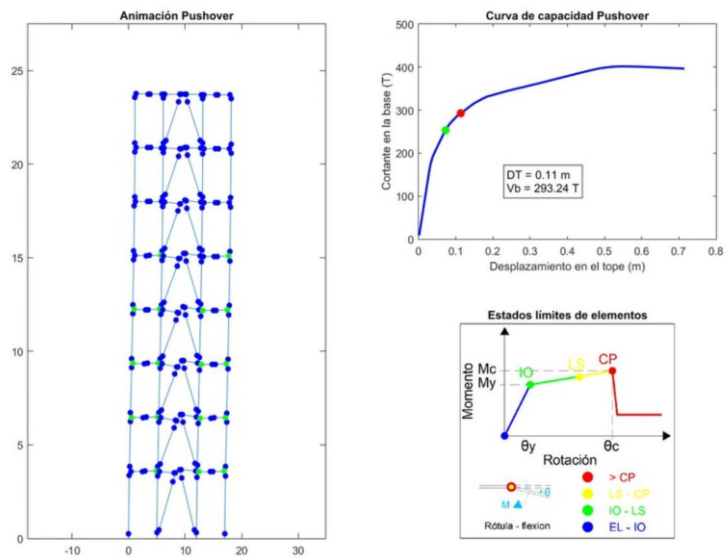
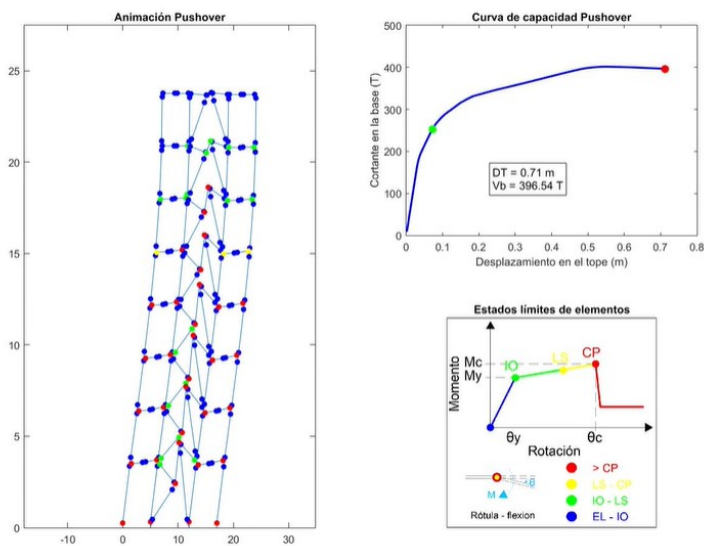


Figura 207

Curva de capacidad desplazamiento último – EBF, elemento de enlace articulado

$L=0.75$ m, 8 pisos.



En la Figura 208a y Figura 209 se presenta la de formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento objetivo y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 45 rótulas en un estado límite IO que se concentran principalmente en vigas y elementos de enlace de los 8 pisos inferiores; con un valor de $DT=0.24$ m y un $V_b=300.08$ T. En la Figura 208b y Figura 210 se presenta la formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento último y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 22 rótulas en un estado límite IO concentradas en su mayoría en las vigas, columnas, diagonales y elementos de enlace del 9no y 10mo piso, 7 rótulas en un estado límite LS concentradas en vigas y columnas del 1ero y 8vo piso y 47 rótulas en un estado límite CP concentradas en vigas y elementos de enlace del 1er al 9no piso; con un valor de $DT=1.06$ m y un $V_b=374.30$ T. El punto rojo dentro de la curva de capacidad representa en la fuerza cortante que resiste la estructura en dicho desplazamiento.

Figura 208

Estructura de 8 pisos – EBF enlace articulado de 0.75 m a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.

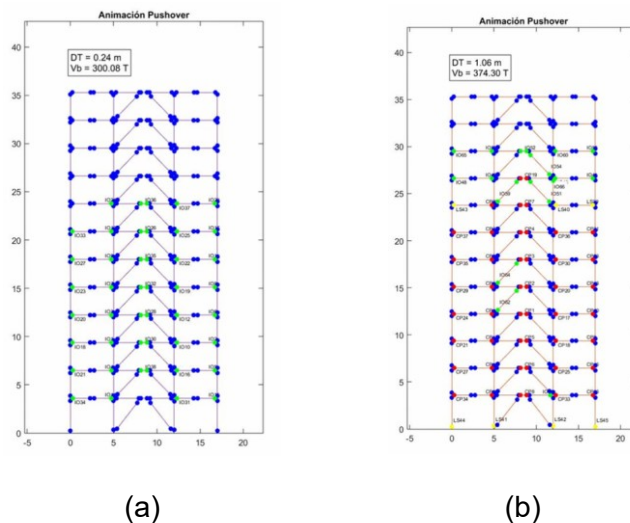


Figura 209

Curva de capacidad en desplazamiento objetivo – EBF, elemento de enlace articulado

L=0.75 m, 12 pisos 3 vanos.

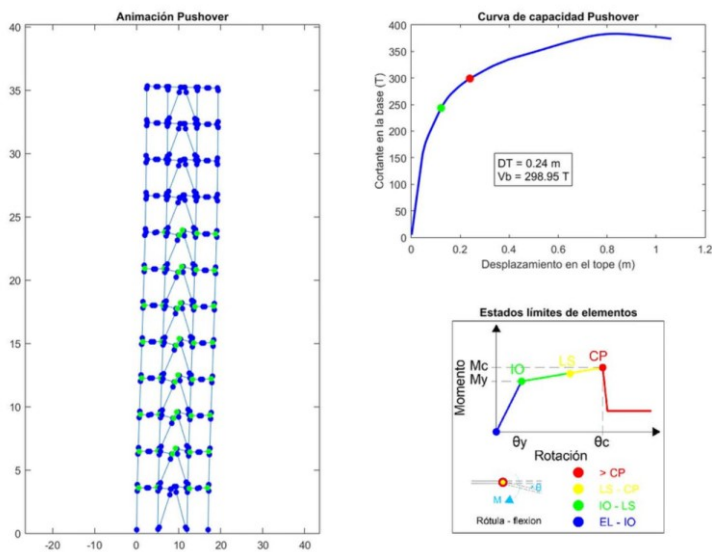
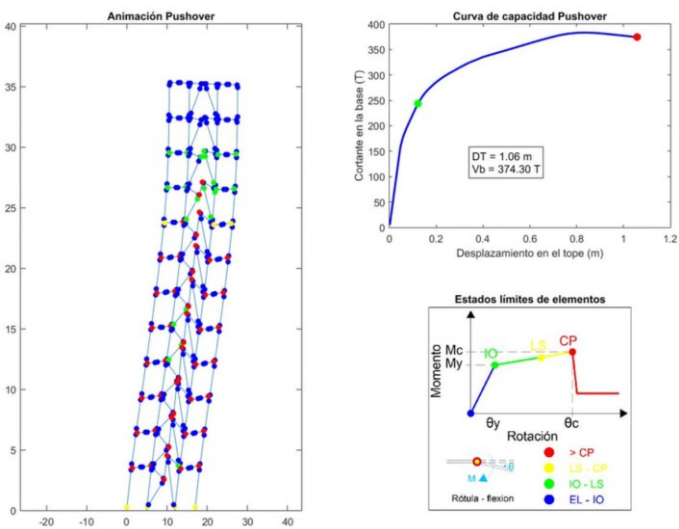


Figura 210

Curva de capacidad en desplazamiento último – EBF, elemento de enlace articulado

L=0.75 m, 12 pisos 3 vanos.

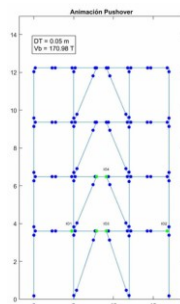


**Sistemas con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace articulado
L=1.25m.**

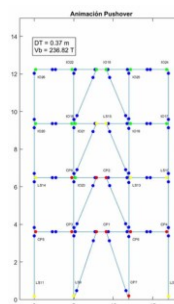
En la Figura 211a y Figura 212 se presenta la de formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento objetivo y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 6 rótulas en un estado límite IO que se concentran principalmente en las vigas y elementos de enlace de los 2 pisos inferiores; con un valor de $DT=0.05$ m y un $V_b=170.98$ T. En la Figura 211b y Figura 213 se presenta la formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento último y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 12 rótulas en un estado límite IO concentradas en las vigas y elementos de enlace de los 2 pisos superiores, 8 rótulas en un estado límite LS concentradas en vigas, columnas y elementos de enlace de los 3 pisos inferiores y 10 rótulas en un estado límite CP concentradas vigas, columnas y elemento de enlace de los 2 pisos inferiores; con un valor de $DT=0.37$ m y un $V_b=236.82$ T. El punto rojo dentro de la curva de capacidad representa en la fuerza cortante que resiste la estructura en dicho desplazamiento.

Figura 211

Estructura de 4 pisos – EBF enlace articulado de 1.25 m a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.



(a)



(b)

Figura 212

Curva de capacidad desplazamiento objetivo – EBF, elemento de enlace articulado

L=1.25 m, 4 pisos 3 vanos.

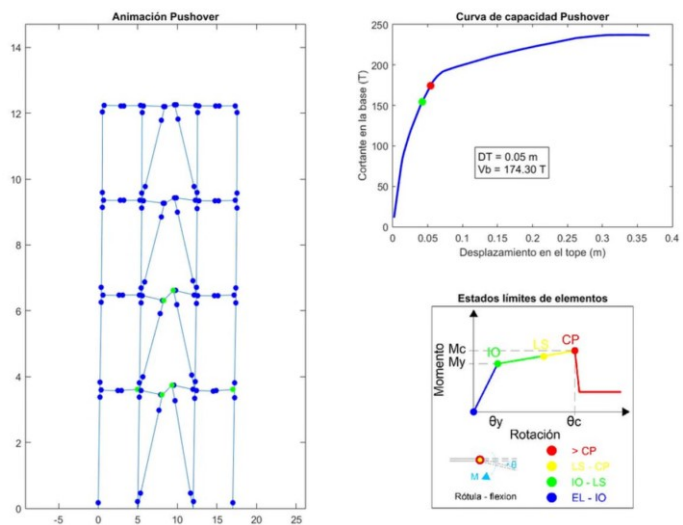
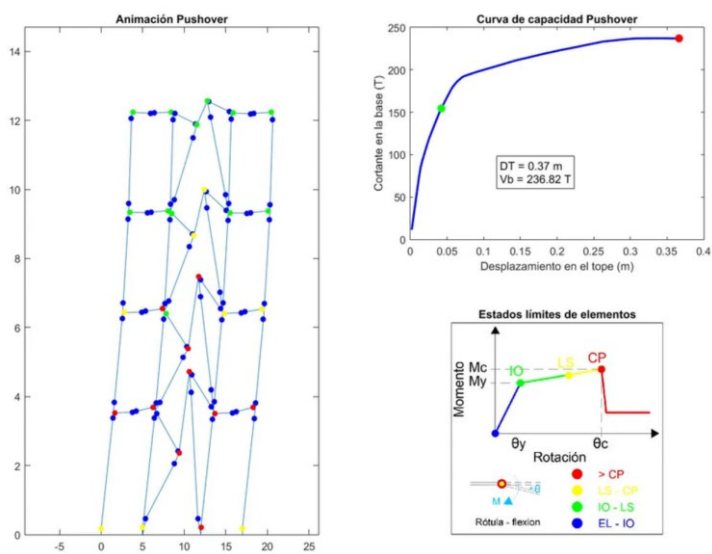


Figura 213

Curva de capacidad desplazamiento último – EBF, elemento de enlace articulado

L=1.25 m, 4 pisos 3 vanos.



En la Figura 214a y Figura 215 se presenta la de formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento objetivo y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 30 rótulas en un estado límite IO que se concentran principalmente en las vigas y elementos de enlace de los 6 pisos inferiores; con un valor de $DT=0.14$ m y un $V_b=286.38$ T. En la Figura 214b y Figura 216 se presenta la formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento último y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 12 rótulas en un estado límite IO concentradas en las vigas y elementos de enlace del 6to y 7mo piso, 6 rótulas en un estado límite LS concentradas en vigas, columnas y elementos de enlace del 1ero y 6to piso y 30 rótulas en un estado límite CP concentradas vigas, columnas y elemento de enlace de los 5 pisos inferiores; con un valor de $DT=0.71$ m y un $V_b=319.27$ T. El punto rojo dentro de la curva de capacidad representa en la fuerza cortante que resiste la estructura en dicho desplazamiento.

Figura 214

Estructura de 8 pisos – EBF enlace articulado de 1.25 m a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.

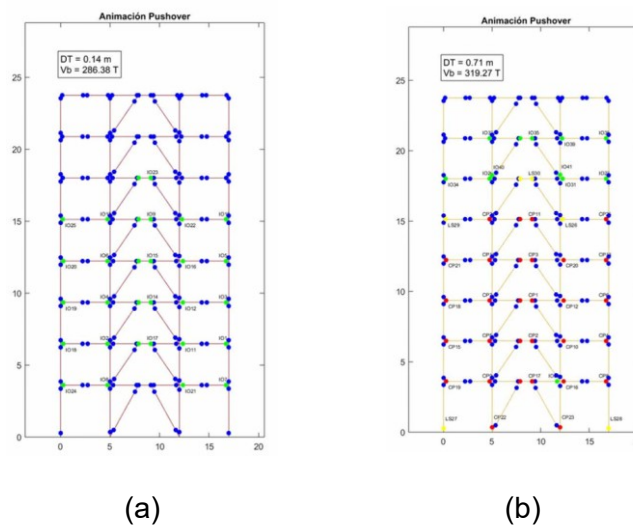


Figura 215

Curva de capacidad desplazamiento objetivo – EBF, elemento de enlace articulado

L=1.25 m, 8 pisos 3 vanos.

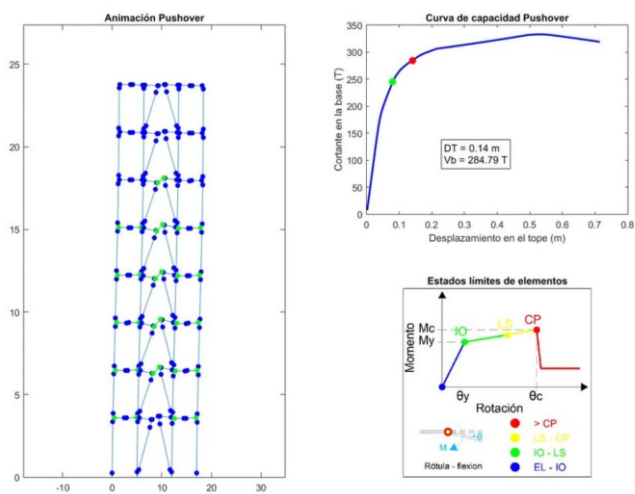
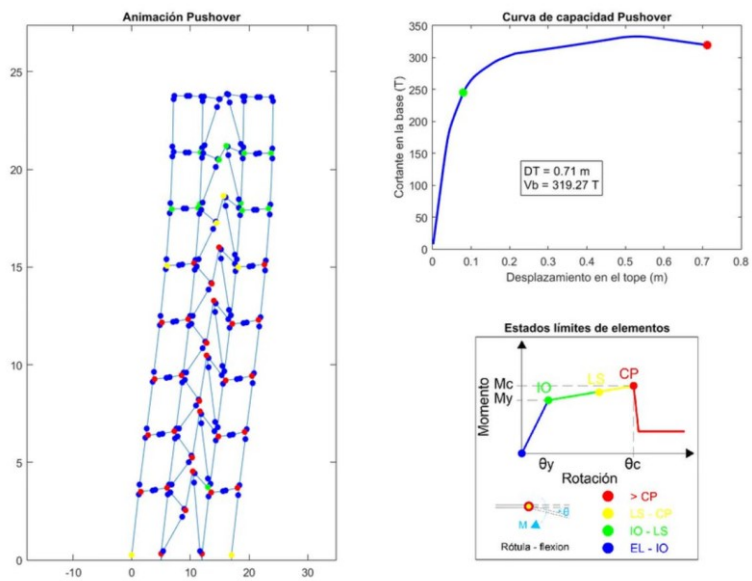


Figura 216

Curva de capacidad desplazamiento último– EBF, elemento de enlace articulado L=1.25

m, 8 pisos 3 vanos.



En la Figura 217a y Figura 218 se presenta la de formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento objetivo y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 30 rótulas en un estado límite IO que se concentran principalmente en las vigas y elementos de enlace de los 6 pisos inferiores; con un valor de $DT=0.26$ m y un $V_b=273.77$ T. En la Figura 217b y Figura 219 se presenta la formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento último y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 48 rótulas en un estado límite IO concentradas en las vigas y elementos de enlace del 1ero al 9no piso, 8 rótulas en un estado límite LS concentradas en vigas y columnas del 1ero y 8vo piso y 44 rótulas en un estado límite CP concentradas vigas y elemento de enlace de los 8 pisos inferiores; con un valor de $DT=1.06$ m y un $V_b=297.45$ T. El punto rojo dentro de la curva de capacidad representa en la fuerza cortante que resiste la estructura en dicho desplazamiento.

Figura 217

Estructura de 12 pisos – EBF enlace articulado de 1.25 m a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.

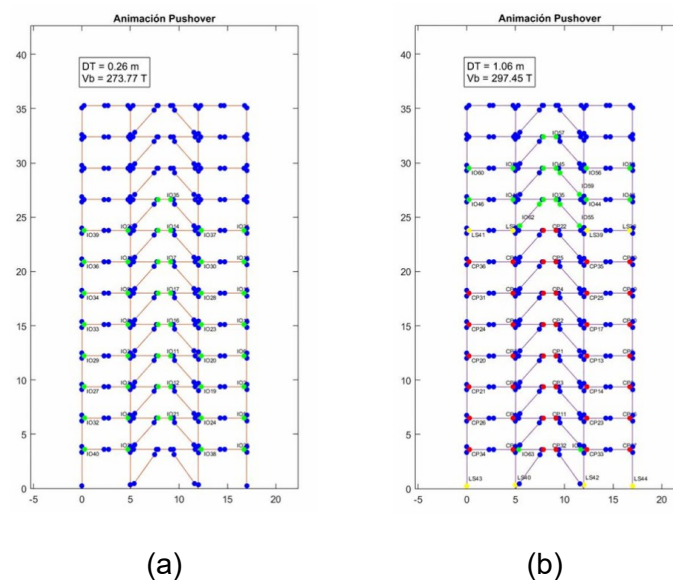


Figura 218

Curva de capacidad desplazamiento objetivo – EBF, elemento de enlace articulado

L=1.25 m, 12 pisos 3 vanos.

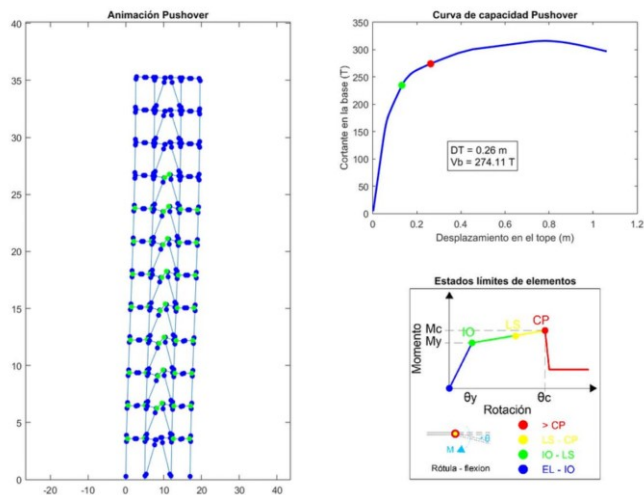
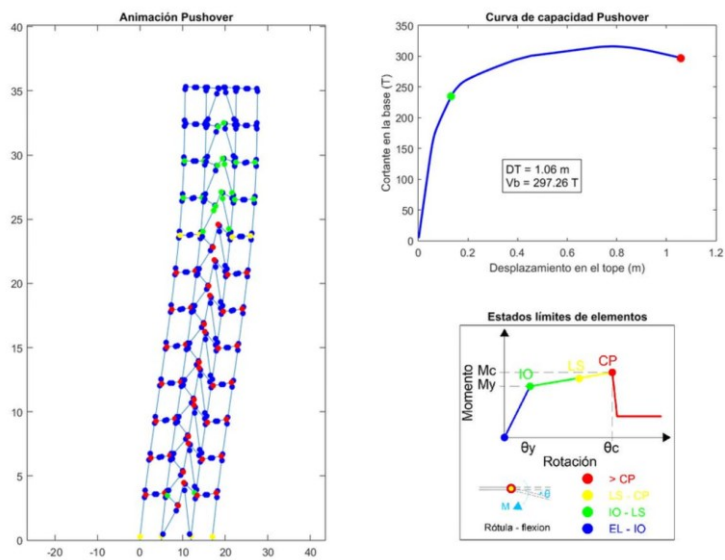


Figura 219

Curva de capacidad desplazamiento último – EBF, elemento de enlace articulado

L=1.25 m, 12 pisos 3 vanos.



**Sistemas con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace articulado
L=1.75m en múltiples pisos.**

En la Figura 220a y Figura 221 se presenta la de formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento objetivo y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 4 rótulas en un estado límite IO que se concentran principalmente en las vigas de los 2 pisos inferiores; con un valor de $DT=0.06$ m y un $V_b=158.83$ T. En la Figura 220b y Figura 222 se presenta la formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento último y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 14 rótulas en un estado límite IO concentradas en las vigas y elementos de enlace de los 2 pisos superiores, 9 rótulas en un estado límite LS concentradas en vigas y elementos de enlace de los 2 pisos superiores y 7 rótulas en un estado límite CP concentradas vigas y elemento de enlace de los 2 pisos inferiores; con un valor de $DT=0.37$ m y un $V_b=199.43$ T. El punto rojo dentro de la curva de capacidad representa en la fuerza cortante que resiste la estructura en dicho desplazamiento.

Figura 220

Estructura de 4 pisos – EBF enlace articulado de 1.75 m a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.

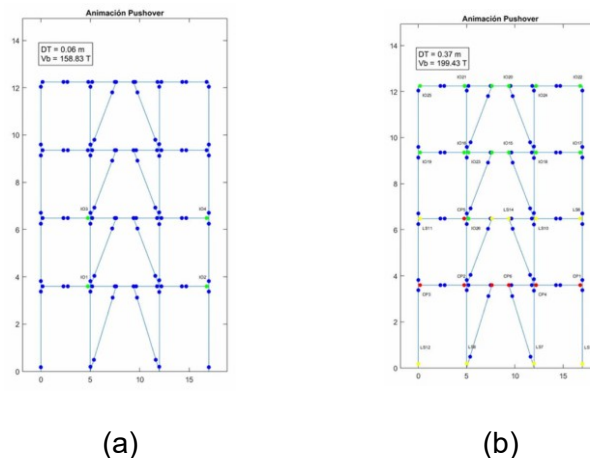


Figura 221

Curva de capacidad desplazamiento objetivo – EBF, elemento de enlace articulado

L=1.75 m, 4 pisos 3 vanos.

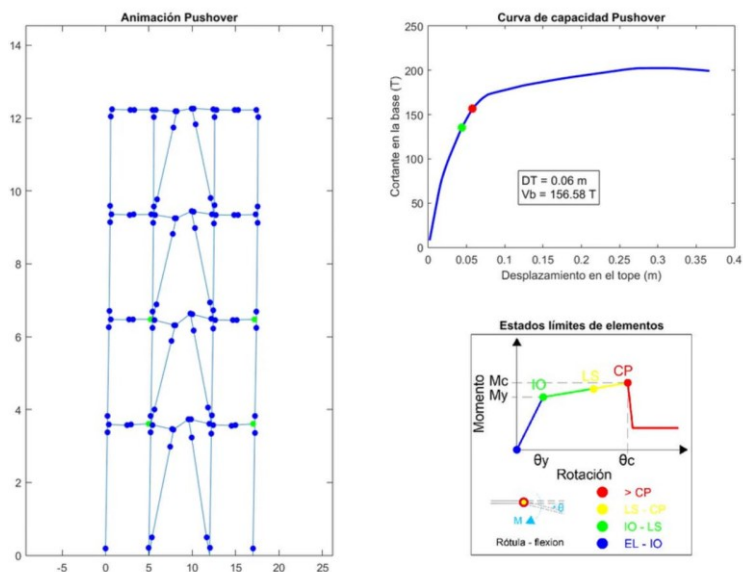
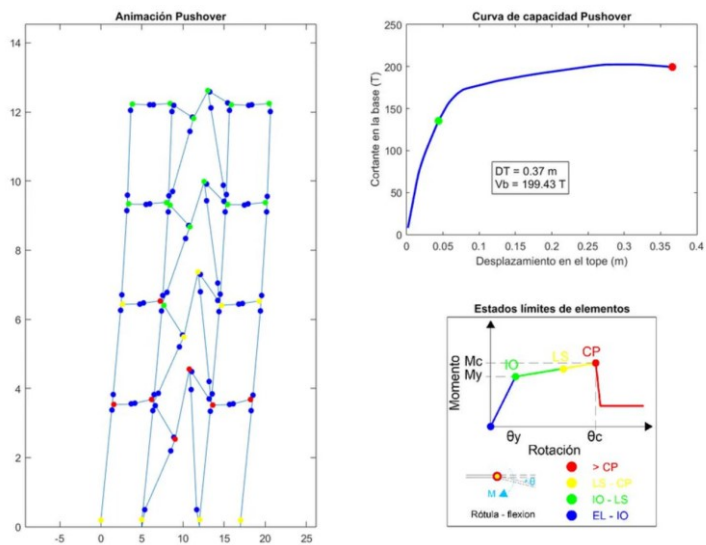


Figura 222

Curva de capacidad desplazamiento último– EBF, elemento de enlace articulado L=1.75

m, 4 pisos 3 vanos.



En la Figura 223a y Figura 224 se presenta la de formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento objetivo y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 32 rótulas en un estado límite IO que se concentran principalmente en las vigas y elementos de enlace de los 6 pisos inferiores; con un valor de $DT=0.17$ m y un $V_b=256.48$ T. En la Figura 223b y Figura 225 se presenta la formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento último y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 19 rótulas en un estado límite IO concentradas en las vigas y elementos de enlace de los 3 pisos superiores, 6 rótulas en un estado límite LS concentradas en vigas, columnas y elementos de enlace del 1ero y 5to piso y 26 rótulas en un estado límite CP concentradas vigas, columnas y elemento de enlace de los 5 pisos inferiores; con un valor de $DT=0.71$ m y un $V_b=270.94$ T. El punto rojo dentro de la curva de capacidad representa en la fuerza cortante que resiste la estructura en dicho desplazamiento.

Figura 223

Estructura de 8 pisos – EBF enlace articulado de 1.75 m a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.

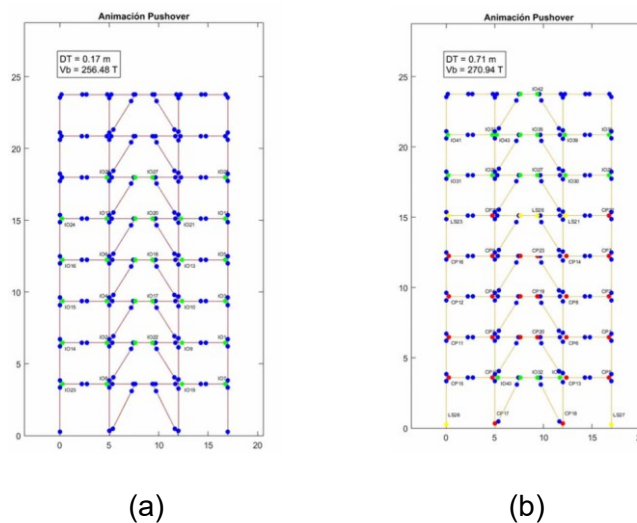


Figura 224

Curva de capacidad desplazamiento objetivo – EBF, elemento de enlace articulado

L=1.75 m, 8 pisos 3 vanos.

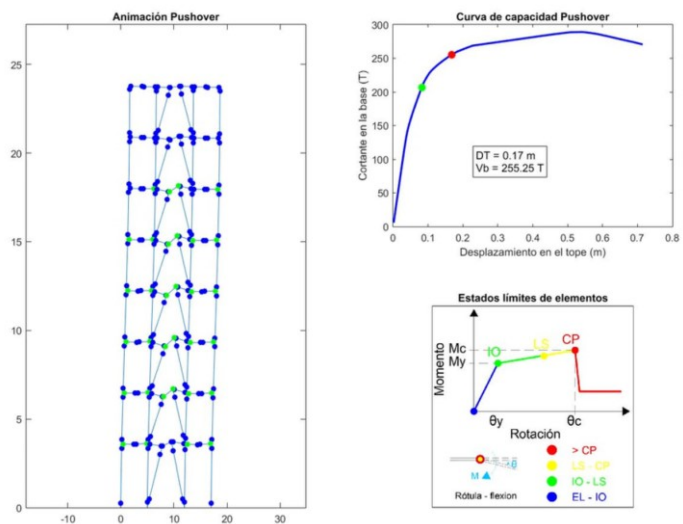
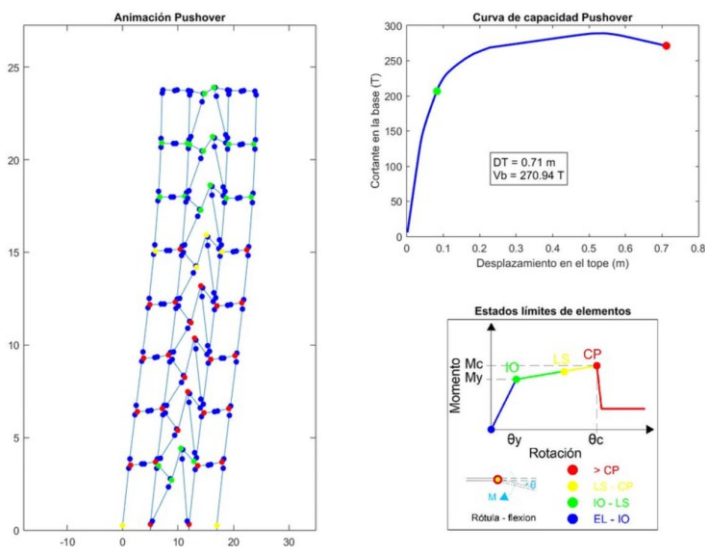


Figura 225

Curva de capacidad desplazamiento último – EBF, elemento de enlace articulado

L=1.75 m, 8 pisos 3 vanos.



En la Figura 226a y Figura 227 se presenta la de formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento objetivo y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 49 rótulas en un estado límite IO que se concentran principalmente en las vigas y elementos de enlace del 1ero al 9no piso; con un valor de $DT=0.29$ m y un $V_b=241.41$ T. En la Figura 226b y Figura 228 se presenta la formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento último y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 25 rótulas en un estado límite IO concentradas en las vigas, columnas, diagonales y elementos de enlace del 8vo al 10mo piso, 12 rótulas en un estado límite LS concentradas en vigas, columnas y elementos de enlace del 1ero al 2do piso y 7mo y 8vo piso y 36 rótulas en un estado límite CP concentradas vigas y elemento de enlace de los 7 pisos inferiores; con un valor de $DT=1.06$ m y un $V_b=251.44$ T. El punto rojo dentro de la curva de capacidad representa en la fuerza cortante que resiste la estructura en dicho desplazamiento.

Figura 226

Estructura de 12 pisos – EBF enlace articulado de 1.75 m a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.

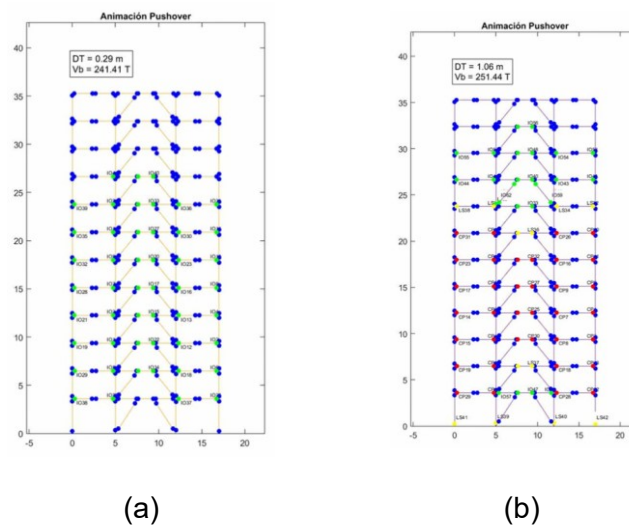


Figura 227

Curva de capacidad desplazamiento objetivo – EBF, elemento de enlace articulado

L=1.75 m, 12 pisos 3 vanos.

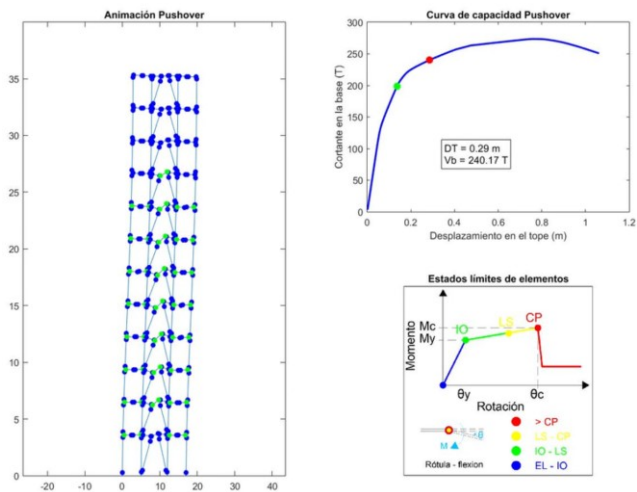
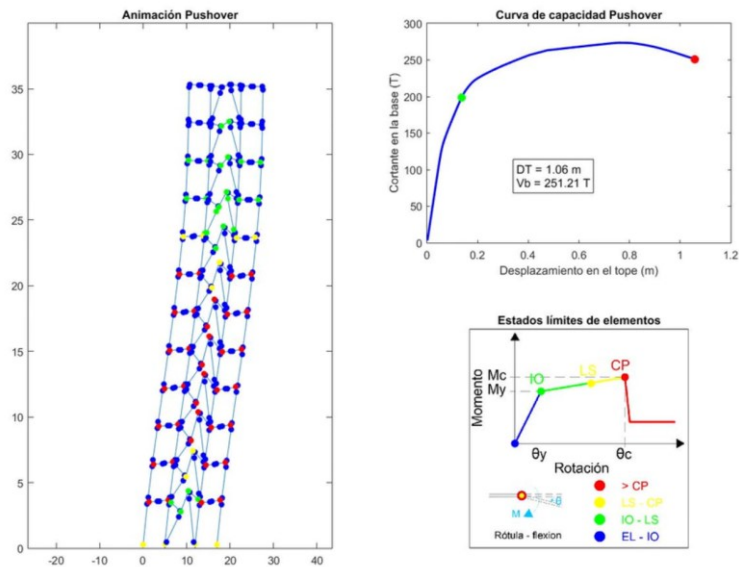


Figura 228

Curva de capacidad desplazamiento último – EBF, elemento de enlace articulado

L=1.75 m, 12 pisos 3 vanos.



Sistemas con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace empotrado $L=0.75m$

En la Figura 229a y Figura 230 se presenta la de formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento objetivo y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia que no hay formación de rótulas con un valor de $DT=0.03 m$ y un $V_b=167.25 T$. En la Figura 229b y Figura 231 se presenta la formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento último y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 15 rótulas en un estado límite IO concentradas en las vigas, columnas y elementos de enlace de los 3 pisos superiores, 6 rótulas en un estado límite LS concentradas en vigas y columnas del 1ero y 2do piso y 12 rótulas en un estado límite CP concentradas vigas, columnas y elemento de enlace de los 3 pisos inferiores; con un valor de $DT=0.37 m$ y un $V_b=293.28 T$. El punto rojo dentro de la curva de capacidad representa en la fuerza cortante que resiste la estructura en dicho desplazamiento.

Figura 229

Estructura de 4 pisos – EBF enlace empotrado de 0.75 m a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.

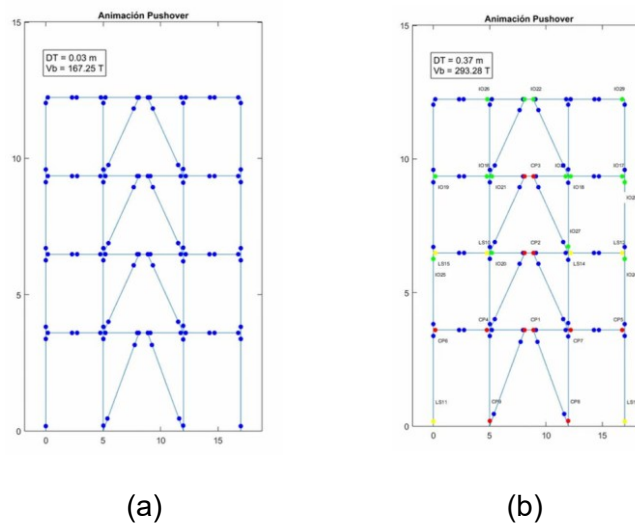


Figura 230

Curva de capacidad en desplazamiento objetivo – EBF, elemento de enlace empotrado

L=0.75 m, 4 pisos 3 vanos.

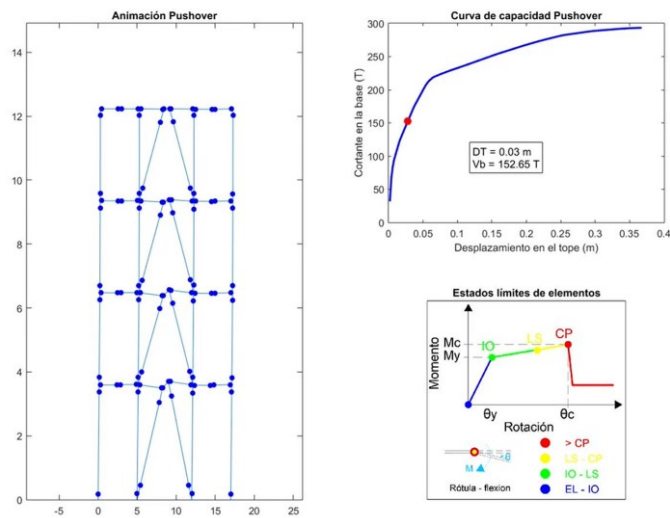
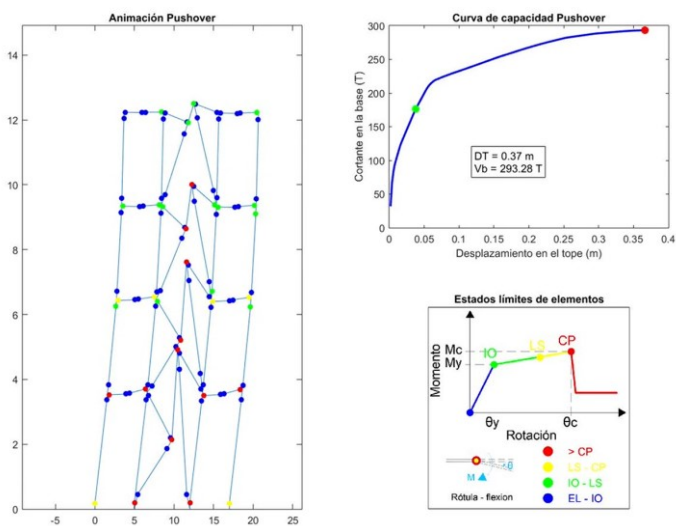


Figura 231

Curva de capacidad en desplazamiento último – EBF, elemento de enlace empotrado

L=0.75 m, 4 pisos 3 vanos.



En la Figura 232a y Figura 233 se presenta la de formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento objetivo y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 17 rótulas en un estado límite IO que se concentran principalmente en las vigas del 1ero al 5to piso; con un valor de $DT=0.11$ m y un $V_b=296.06$ T. En la Figura 232b y Figura 234 se presenta la formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento último y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 14 rótulas en un estado límite IO concentradas en las vigas, columnas, diagonales y elementos de enlace del 6to y 7mo piso, 4 rótulas en un estado límite LS concentradas en vigas y columnas del 1ero y 5to piso y 32 rótulas en un estado límite CP concentradas vigas, columnas y elemento de enlace de los 6 pisos inferiores; con un valor de $DT=0.71$ m y un $V_b=405.61$ T. El punto rojo dentro de la curva de capacidad representa en la fuerza cortante que resiste la estructura en dicho desplazamiento.

Figura 232

Estructura de 8 pisos – EBF enlace empotrado de 0.75 m a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.

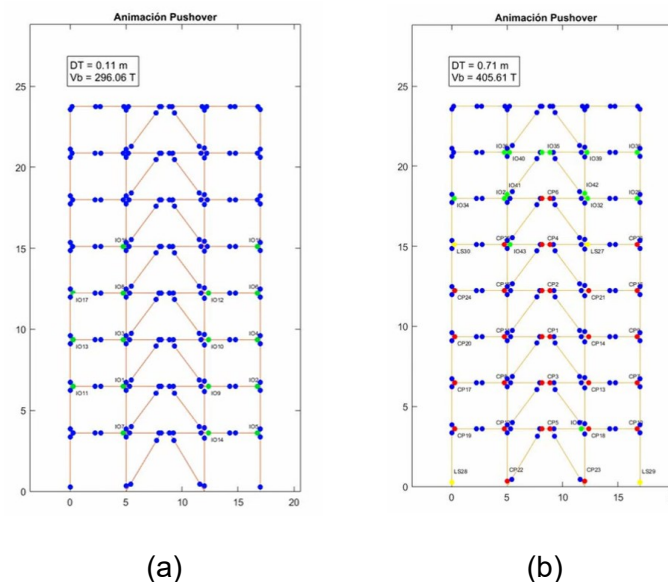


Figura 233

Curvas de capacidad desplazamiento objetivo – EBF, elemento de enlace empotrado

L=0.75 m, 8 pisos 3 vanos.

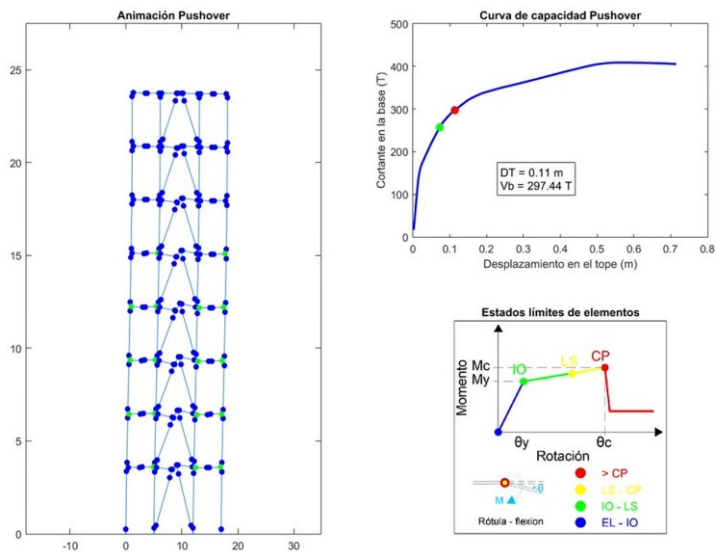
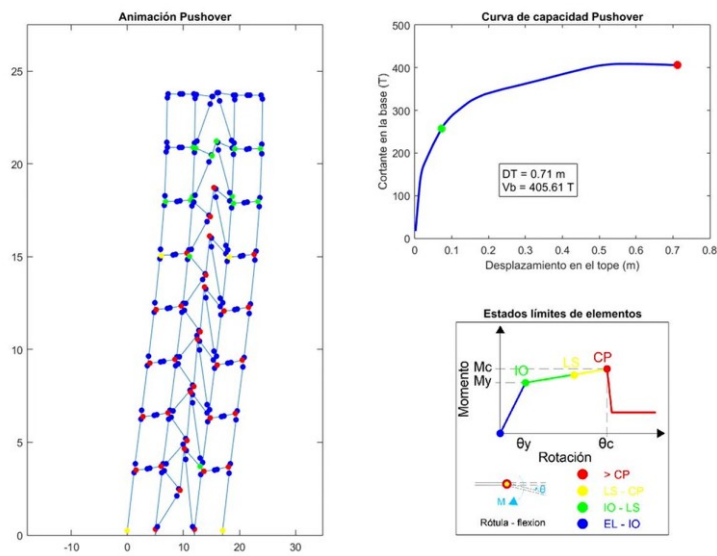


Figura 234

Curvas de capacidad desplazamiento último – EBF, elemento de enlace empotrado

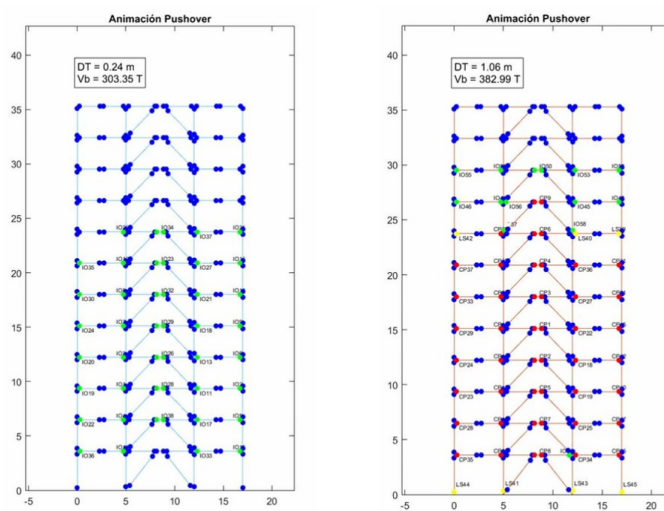
L=0.75 m, 8 pisos 3 vanos.



En la Figura 235a y Figura 236 se presenta la de formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento objetivo y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 45 rótulas en un estado límite IO que se concentran principalmente en las vigas y elementos de enlace del 1ero al 8vo piso; con un valor de $DT=0.24$ m y un $V_b=303.35$ T. En la Figura 235b y Figura 237 se presenta la formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento último y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 14 rótulas en un estado límite IO concentradas en las vigas, columnas y elementos de enlace del 9no y 10mo piso, 7 rótulas en un estado límite LS concentradas en vigas y columnas del 1ero y 8vo piso y 47 rótulas en un estado límite CP concentradas vigas y elemento de enlace de los 9 pisos inferiores; con un valor de $DT=1.06$ m y un $V_b=382.99$ T. El punto rojo dentro de la curva de capacidad representa en la fuerza cortante que resiste la estructura en dicho desplazamiento.

Figura 235

Estructura de 12 pisos – EBF enlace empotrado de 0.75 m a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.



(a)

(b)

Figura 236

Curva de capacidad desplazamiento objetivo – EBF, elemento de enlace empotrado

L=0.75 m, 12 pisos 3 vanos.

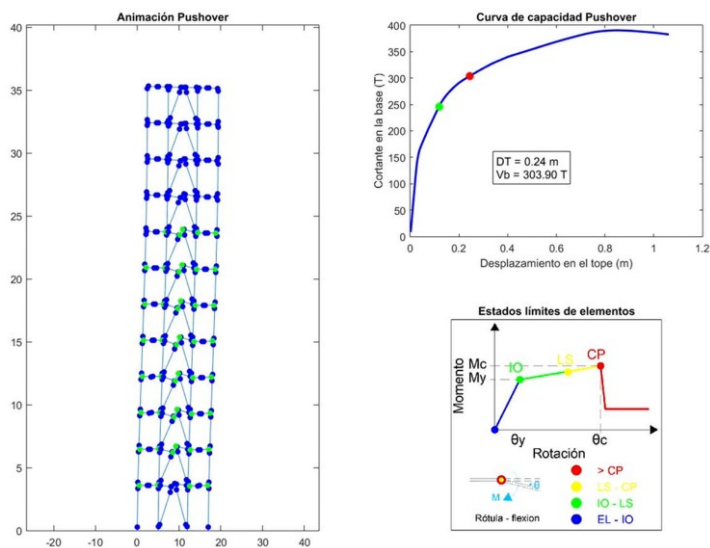
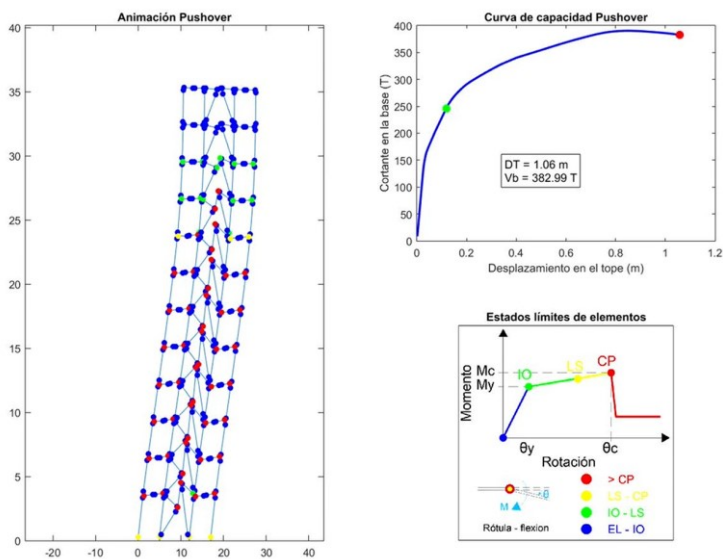


Figura 237

Curva de capacidad desplazamiento último – EBF, elemento de enlace empotrado

L=0.75 m, 12 pisos 3 vanos.



Sistemas con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace empotrado L=1.25 m.

En la Figura 238a y Figura 239 se presenta la de formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento objetivo y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 6 rótulas en un estado límite IO que se concentran principalmente en las vigas y elementos de enlace del 1ero y 2do piso; con un valor de $DT=0.05$ m y un $V_b=177.83$ T. En la Figura 238b y Figura 240 se presenta la formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento último y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 13 rótulas en un estado límite IO concentradas en las vigas y elementos de enlace de los 2 pisos superiores, 8 rótulas en un estado límite LS concentradas en vigas, columnas y elementos de enlace del 1ero y 3er piso y 10 rótulas en un estado límite CP concentradas vigas, columnas y elemento de enlace de los 2 pisos inferiores; con un valor de $DT=0.37$ m y un $V_b=237.75$ T.

Figura 238

Estructura de 4 pisos – EBF enlace empotrado de 1.25 m a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.

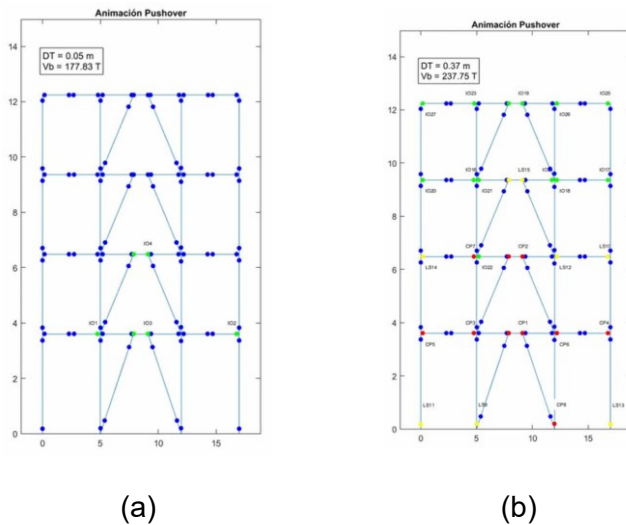


Figura 239

Curva de capacidad desplazamiento objetivo – EBF, elemento de enlace empotrado

L=1.25 m, 4 pisos 3 vanos.

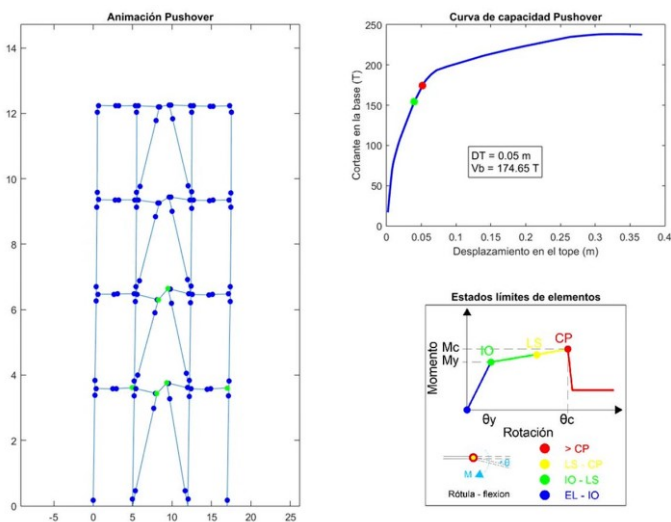
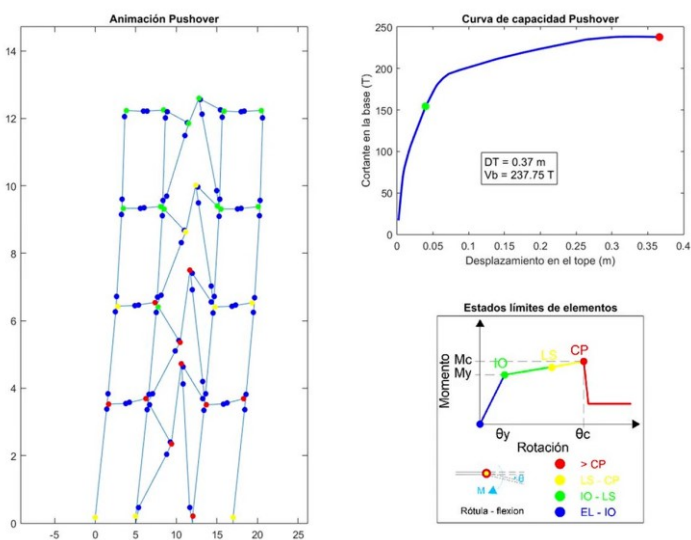


Figura 240

Curva de capacidad desplazamiento último – EBF, elemento de enlace empotrado

L=1.25 m, 4 pisos 3 vanos.



En la Figura 241a y Figura 242 se presenta la de formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento objetivo y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 29 rótulas en un estado límite IO que se concentran principalmente en las vigas y elementos de enlace del 1ero y 6to piso; con un valor de $DT=0.13$ m y un $V_b=283.02$ T. En la Figura 241b y Figura 243 se presenta la formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento último y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 18 rótulas en un estado límite IO concentradas en las vigas, columnas y elementos de enlace de los 3 pisos superiores, 4 rótulas en un estado límite LS concentradas en vigas y columnas del 1ero y 5to piso y 32 rótulas en un estado límite CP concentradas vigas, columnas y elemento de enlace de los 6 pisos inferiores; con un valor de $DT=0.71$ m y un $V_b=322.43$ T.

Figura 241

Estructura de 8 pisos – EBF enlace empotrado de 1.25 m a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.

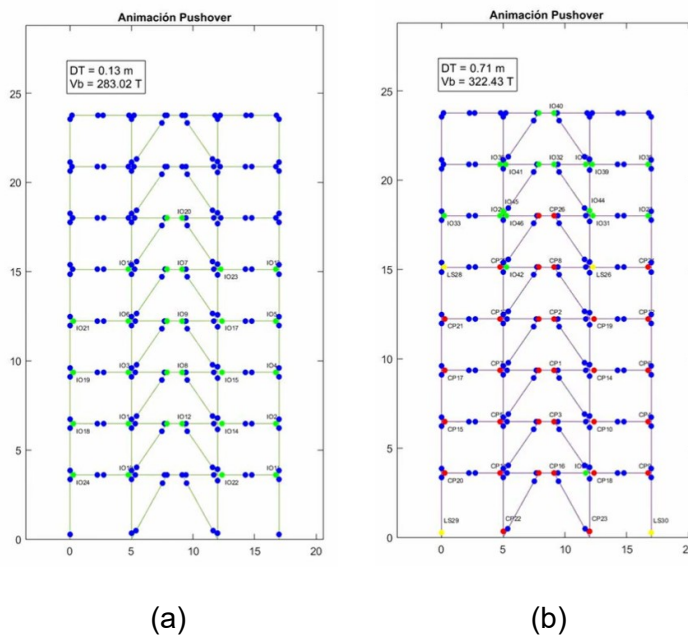


Figura 242

Curva capacidad desplazamiento objetivo – EBF, elemento de enlace empotrado L=1.25 m, 8 pisos 3 vanos.

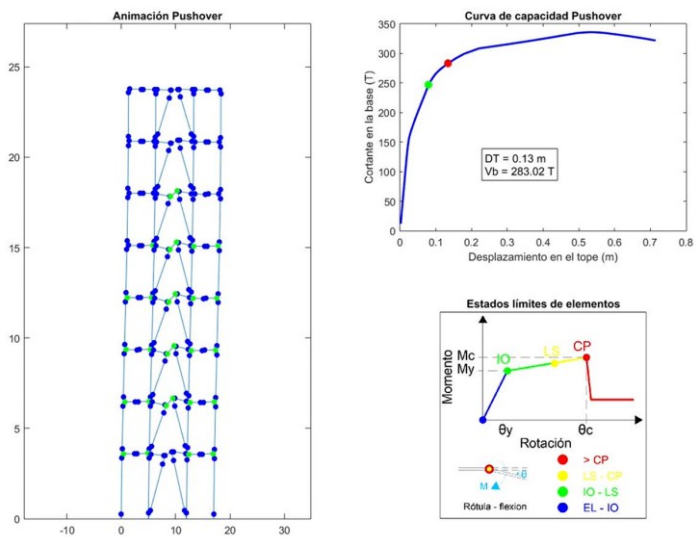
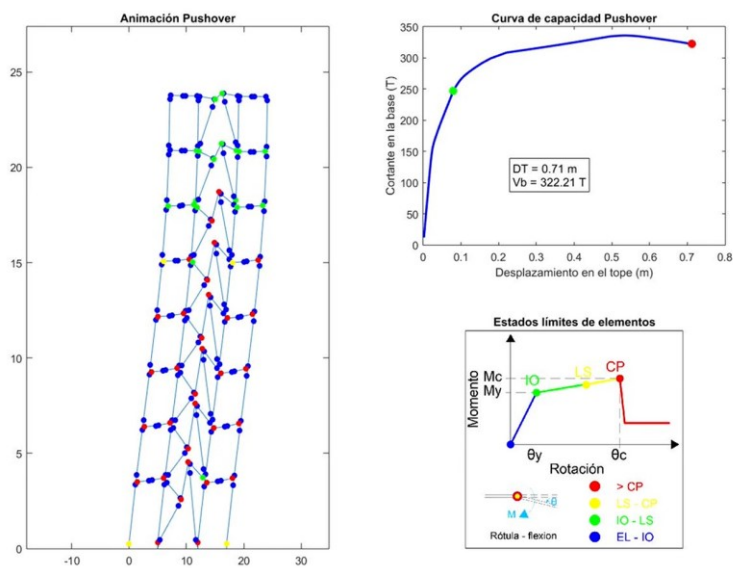


Figura 243

Curva capacidad desplazamiento último – EBF, elemento de enlace empotrado L=1.25 m, 8 pisos 3 vanos.



En la Figura 244a y Figura 245 se presenta la de formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento objetivo y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 48 rótulas en un estado límite IO que se concentran principalmente en las vigas y elementos de enlace del 1ero y 9no piso; con un valor de $DT=0.26$ m y un $V_b=275.53$ T. En la Figura 244b y Figura 246 se presenta la formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento último y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 17 rótulas en un estado límite IO concentradas en las vigas, columnas y elementos de enlace del 9no al 11avo piso, 9 rótulas en un estado límite LS concentradas en vigas, columnas y elementos de enlace del 1ero, 8vo y 9no piso y 45 rótulas en un estado límite CP concentradas vigas y elemento de enlace de los 8 pisos inferiores; con un valor de $DT=1.06$ m y un $V_b=302.22$ T.

Figura 244

Estructura de 12 pisos – EBF enlace empotrado de 1.25 m a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.

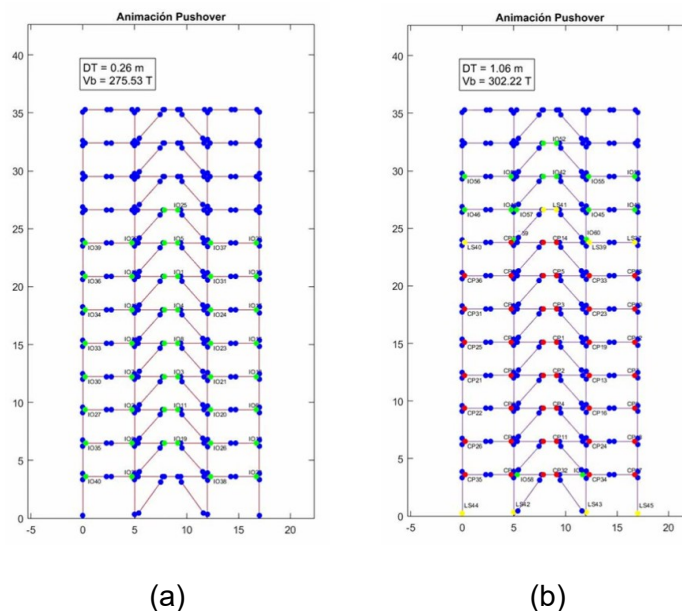


Figura 245

Curva de capacidad desplazamiento objetivo – EBF, elemento de enlace empotrado

L=1.25 m, 12 pisos 3 vanos.

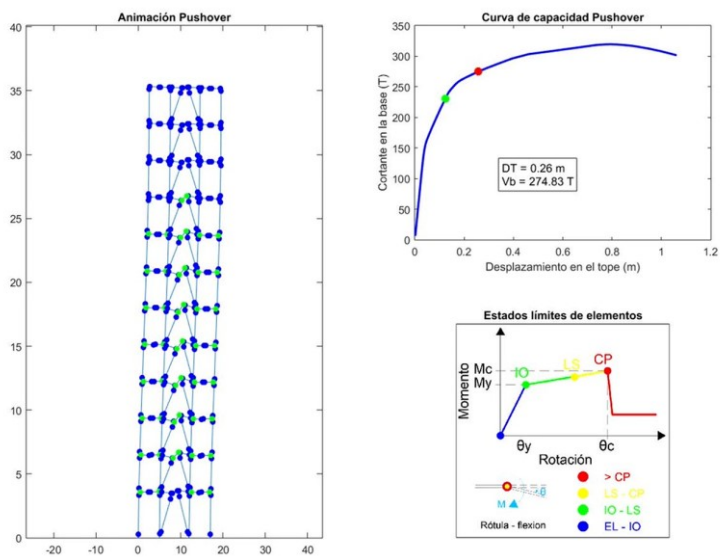
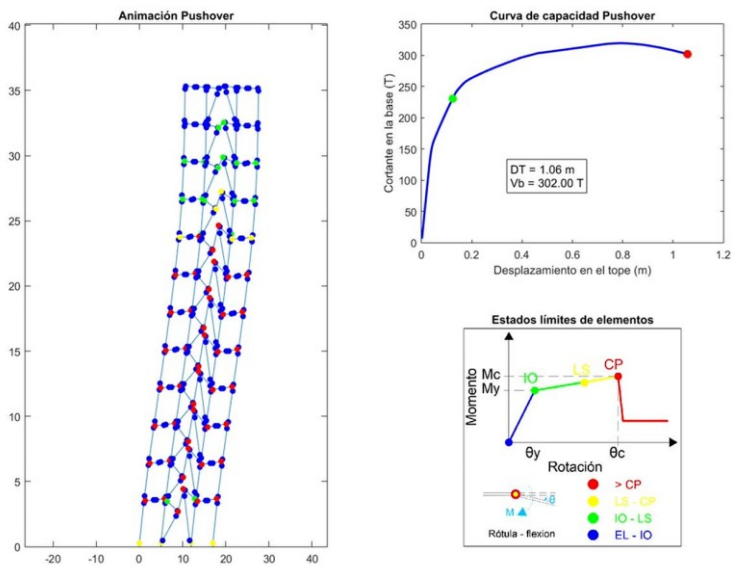


Figura 246

Curva de capacidad desplazamiento último – EBF, elemento de enlace empotrado

L=1.25 m, 12 pisos 3 vanos.

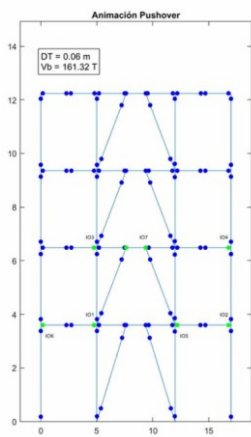


Sistemas con arriostramientos excéntricos y elemento de enlace empotrado L=1.75m en múltiples pisos.

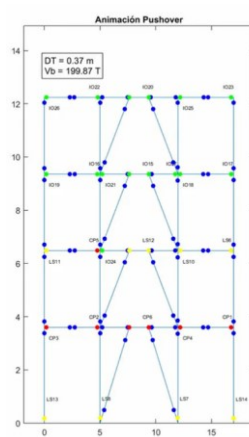
En la Figura 247a y Figura 248 se presenta la de formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento objetivo y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 8 rótulas en un estado límite IO que se concentran principalmente en las vigas y elementos de enlace del 1ero y 2do piso; con un valor de $DT=0.06$ m y un $V_b=161.32$ T. En la Figura 247b y Figura 249 se presenta la formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento último y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 15 rótulas en un estado límite IO concentradas en las vigas y elementos de enlace de los 2 pisos superiores, 9 rótulas en un estado límite LS concentradas en vigas, columnas y elementos de enlace del 1ero y 2do piso y 7 rótulas en un estado límite CP concentradas vigas y elemento de enlace de los 2 pisos inferiores; con un valor de $DT=0.37$ m y un $V_b=199.87$ T.

Figura 247

Estructura de 4 pisos – EBF enlace empotrado de 1.75 m a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.



(a)



(b)

Figura 248

Curva de capacidad en desplazamiento objetivo – EBF, elemento de enlace empotrado

L=1.75 m, 4 pisos 3 vanos.

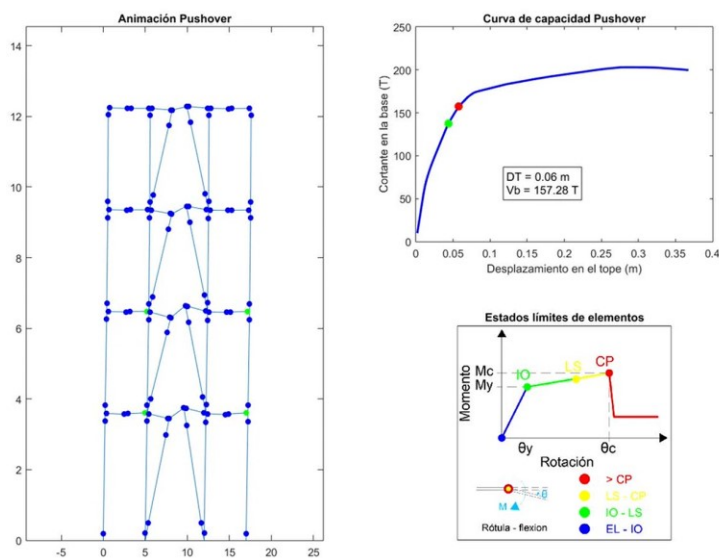
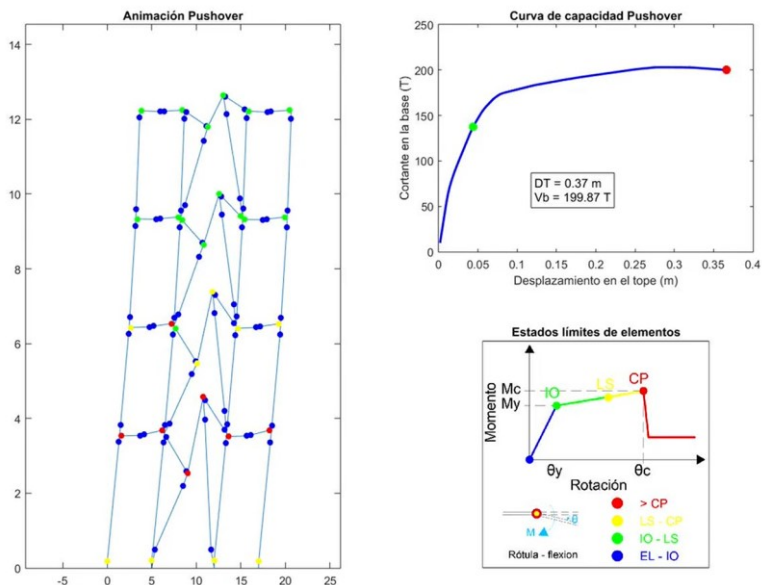


Figura 249

Curva de capacidad en desplazamiento último – EBF, elemento de enlace empotrado

L=1.75 m, 4 pisos 3 vanos.



En la Figura 250a y Figura 251 se presenta la de formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento objetivo y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 32 rótulas en un estado límite IO que se concentran principalmente en las vigas y elementos de enlace del 1ero y 6to piso; con un valor de $DT=0.17$ m y un $V_b=257.04$ T. En la Figura 250b y Figura 252 se presenta la formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento último y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 24 rótulas en un estado límite IO concentradas en las vigas y elementos de enlace del 1er piso y de los 3 pisos superiores, 10 rótulas en un estado límite LS concentradas en vigas, columnas y elementos de enlace del 1ero, 2do, 4to y 5to piso y 20 rótulas en un estado límite CP concentradas vigas, columnas y elemento de enlace de los 4 pisos inferiores; con un valor de $DT=0.67$ m y un $V_b=278.31$ T.

Figura 250

Estructura de 8 pisos – EBF enlace empotrado de 1.75 m a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.

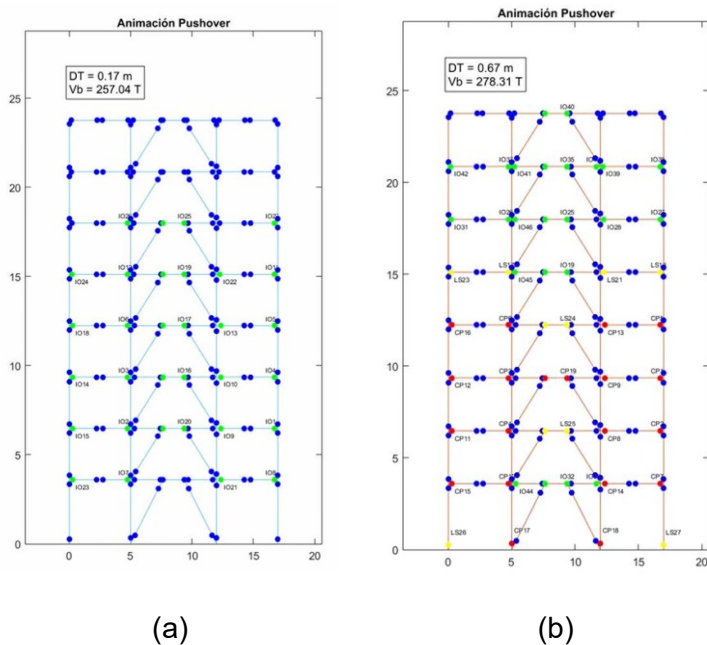


Figura 251

Curva de capacidad desplazamiento objetivo – EBF, elemento de enlace empotrado

L=1.75 m, 8 pisos 3 vanos.

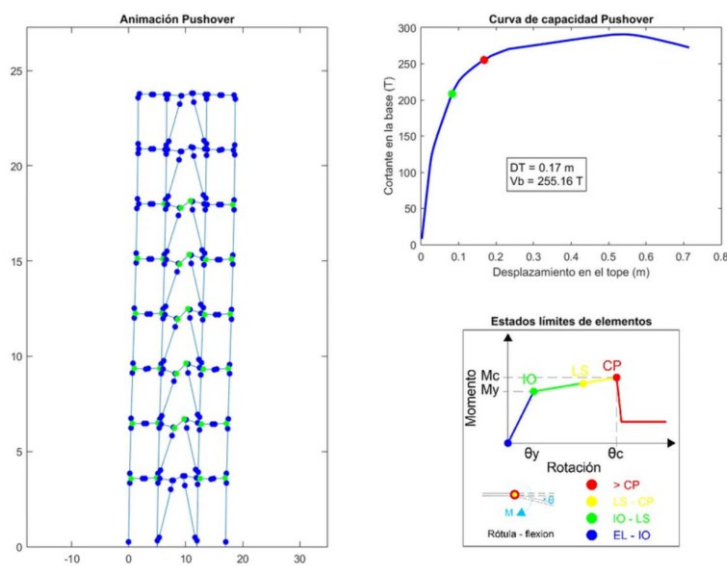
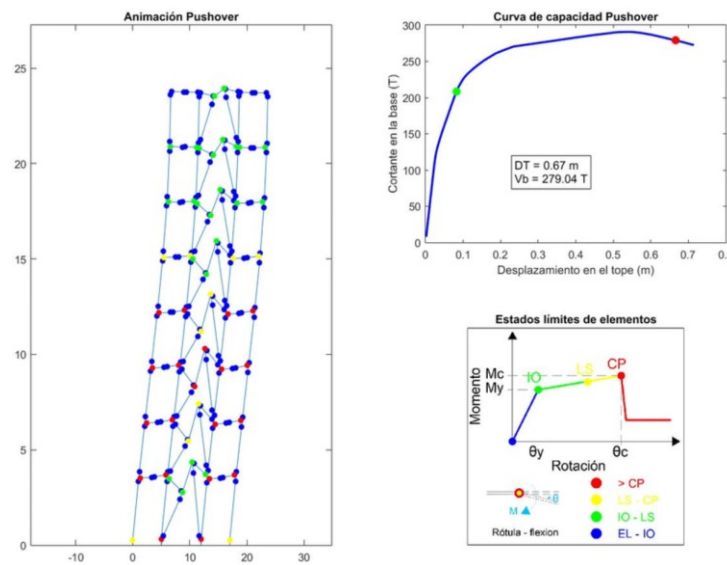


Figura 252

Curva de capacidad desplazamiento objetivo – EBF, elemento de enlace empotrado

L=1.75 m, 8 pisos 3 vanos.



En la Figura 253a y Figura 254 se presenta la de formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento objetivo y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 49 rótulas en un estado límite IO que se concentran principalmente en las vigas y elementos de enlace del 1ero y 9no piso; con un valor de $DT=0.29$ m y un $V_b=242.19$ T. En la Figura 253b y Figura 255 se presenta la formación de rótulas plásticas hasta el desplazamiento último y la curva de capacidad de la estructura. Se evidencia la formación de 24 rótulas en un estado límite IO concentradas en las vigas, columnas y elementos de enlace del 1er, 7mo, 8vo y 9no piso, 9 rótulas en un estado límite LS concentradas en vigas y elementos de enlace del 1ero, 2do y 8vo piso y 39 rótulas en un estado límite CP concentradas en vigas y elemento de enlace de los 8 pisos inferiores; con un valor de $DT=1.06$ m y un $V_b=254.62$ T.

Figura 253

Estructura de 12 pisos – EBF enlace empotrado de 1.75 m a) Secuencia de rótulas en desplazamiento objetivo b) Secuencia de rótulas en desplazamiento último.

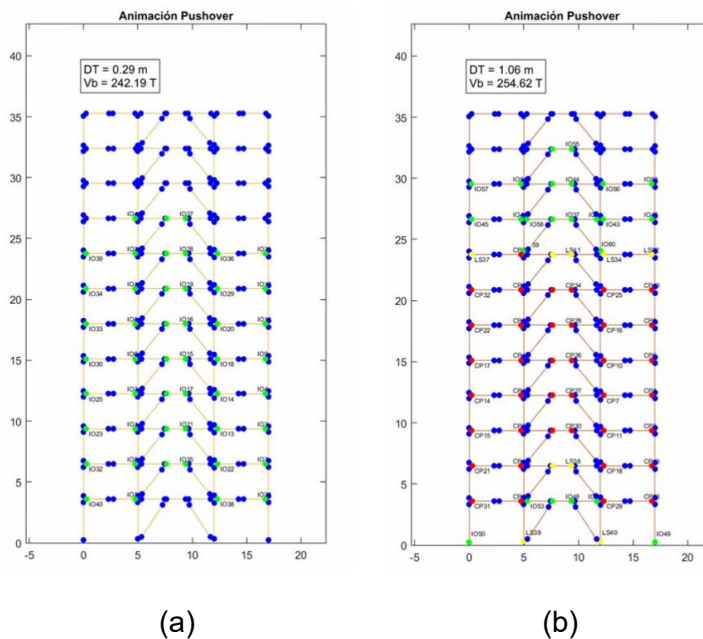


Figura 254

Curvas de capacidad en desplazamiento objetivo – EBF, elemento de enlace empotrado

L=1.75 m, 12 pisos 3 vanos.

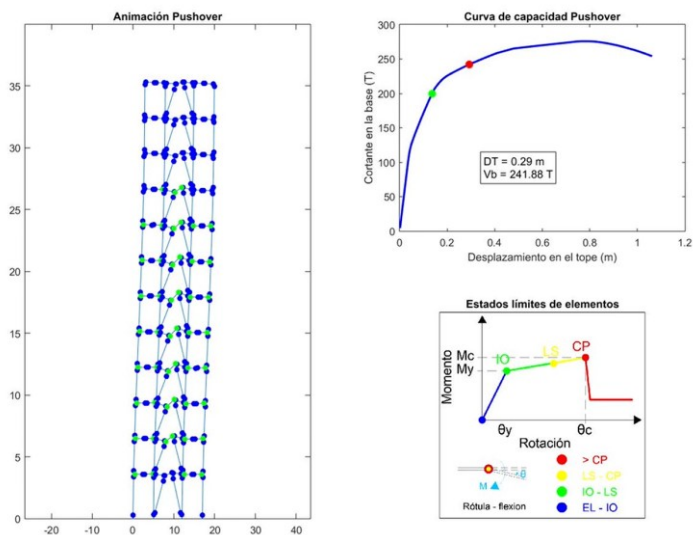
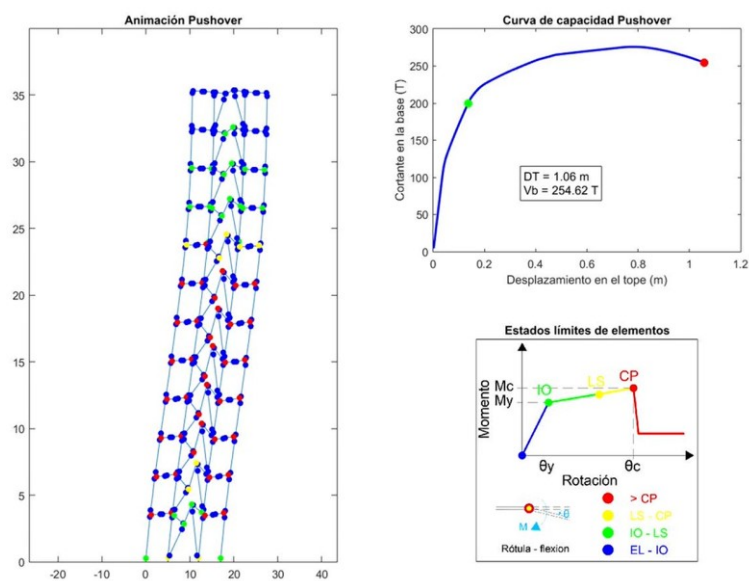


Figura 255

Curvas de capacidad en desplazamiento último – EBF, elemento de enlace empotrado

L=1.75 m, 12 pisos 3 vanos.



Para mejor interpretación del lector, en la Tabla 12 se presenta los enlaces que contiene las animaciones de todo el proceso de la secuencia de formación de rótulas y el Pushover con la curva de capacidad de cada estructura.

Tabla 12

Animaciones de Secuencias de rótulas y Pushover de las 27 tipologías de estudio.

Tipo	Pisos_Vanos_Tipo	Secuencia de rótulas	Curva Pushover
SMF	a_Edif_4P_3V_SMF	https://vimeo.com/599091117/7609db9b82	https://vimeo.com/599090692/aab106084c
	a_Edif_8P_3V_SMF	https://vimeo.com/599091210/8ff5c73204	https://vimeo.com/599090821/e112ebbac5
	a_Edif_12P_3V_SMF	https://vimeo.com/599091388/6ce0749254	https://vimeo.com/599091047/b3508571ad
V invertida	b_Edif_4P_3V_Vinvertida	https://vimeo.com/599092208/83a42196be	https://vimeo.com/599091630/cf60dc5c7f
	b_Edif_8P_3V_Vinvertida	https://vimeo.com/599092367/a007b8da27	https://vimeo.com/599091727/d67e5e7e5d
	b_Edif_12P_3V_Vinvertida	https://vimeo.com/599092681/cd518b38f8	https://vimeo.com/599091973/42c735bffb
X	b_Edif_4P_3V_X	https://vimeo.com/599092320/48901ba2cc	https://vimeo.com/599091688/524f652cd1
	b_Edif_8P_3V_X	https://vimeo.com/599092437/1da4146cdd	https://vimeo.com/599091937/e83819ee74
	b_Edif_12P_3V_X	https://vimeo.com/599092786/577ec281a7	https://vimeo.com/599092070/09dbed9360
E_ART_L1	c_Edif_4P_3V_Art_L1	https://vimeo.com/599093406/2610a3548c	https://vimeo.com/599093016/d7e0186229
	c_Edif_8P_3V_Art_L1	https://vimeo.com/599595709/a28ab69fa7	https://vimeo.com/599596677/a05fcbe095
	c_Edif_12P_3V_Art_L1	https://vimeo.com/600245617/a19aef174a	https://vimeo.com/600244723/5bcbc54bfc
E_ART_L2	c_Edif_4P_3V_Art_L2	https://vimeo.com/599093423/2c07b85dc7	https://vimeo.com/599093059/9e1bdb1f5c
	c_Edif_8P_3V_Art_L2	https://vimeo.com/599595822/6ff409e6de	https://vimeo.com/599596826/2c724afa09
	c_Edif_12P_3V_Art_L2	https://vimeo.com/600245869/f1635b9c26	https://vimeo.com/600244843/ddd0377278
E_ART_L3	c_Edif_4P_3V_Art_L3	https://vimeo.com/599093496/0400bb5894	https://vimeo.com/599093090/294a9fd2fa
	c_Edif_8P_3V_Art_L3	https://vimeo.com/599596103/24f05d13e5	https://vimeo.com/599597022/4cc4e1d201
	c_Edif_12P_3V_Art_L3	https://vimeo.com/600245995/9d978048a0	https://vimeo.com/600245061/cd8bc65856
E_EMP_L1	c_Edif_4P_3V_Emp_L1	https://vimeo.com/599093603/82ff812cb8	https://vimeo.com/599093126/10d58f7663
	c_Edif_8P_3V_Emp_L1	https://vimeo.com/599596269/5695278891	https://vimeo.com/599595288/03b345a940
	c_Edif_12P_3V_Emp_L1	https://vimeo.com/600246117/2264853cde	https://vimeo.com/600245156/4216e731d9

Tipo	Pisos_Vanos_Tipo	Secuencia de rótulas	Curva Pushover
	c_Edif_4P_3V_Emp_L2	https://vimeo.com/599093651/52385eb72b	https://vimeo.com/599093263/aaf15c22d1
E_EMP_L2	c_Edif_8P_3V_Emp_L2	https://vimeo.com/599596408/c1c7ef6be2	https://vimeo.com/599595361/d2fc2cd1e8
	c_Edif_12P_3V_Emp_L2	https://vimeo.com/600244383/812ff094c6	https://vimeo.com/600245261/dabb156ff1
	c_Edif_4P_3V_Emp_L3	https://vimeo.com/599093691/36bb058433	https://vimeo.com/599093339/c808b8b75d
E_EMP_L3	c_Edif_8P_3V_Emp_L3	https://vimeo.com/599596592/834d50f83a	https://vimeo.com/599595517/11af7dd964
	c_Edif_12P_3V_Emp_L3	https://vimeo.com/600244648/a1cc89f1e6	https://vimeo.com/600245506/7b4742745f

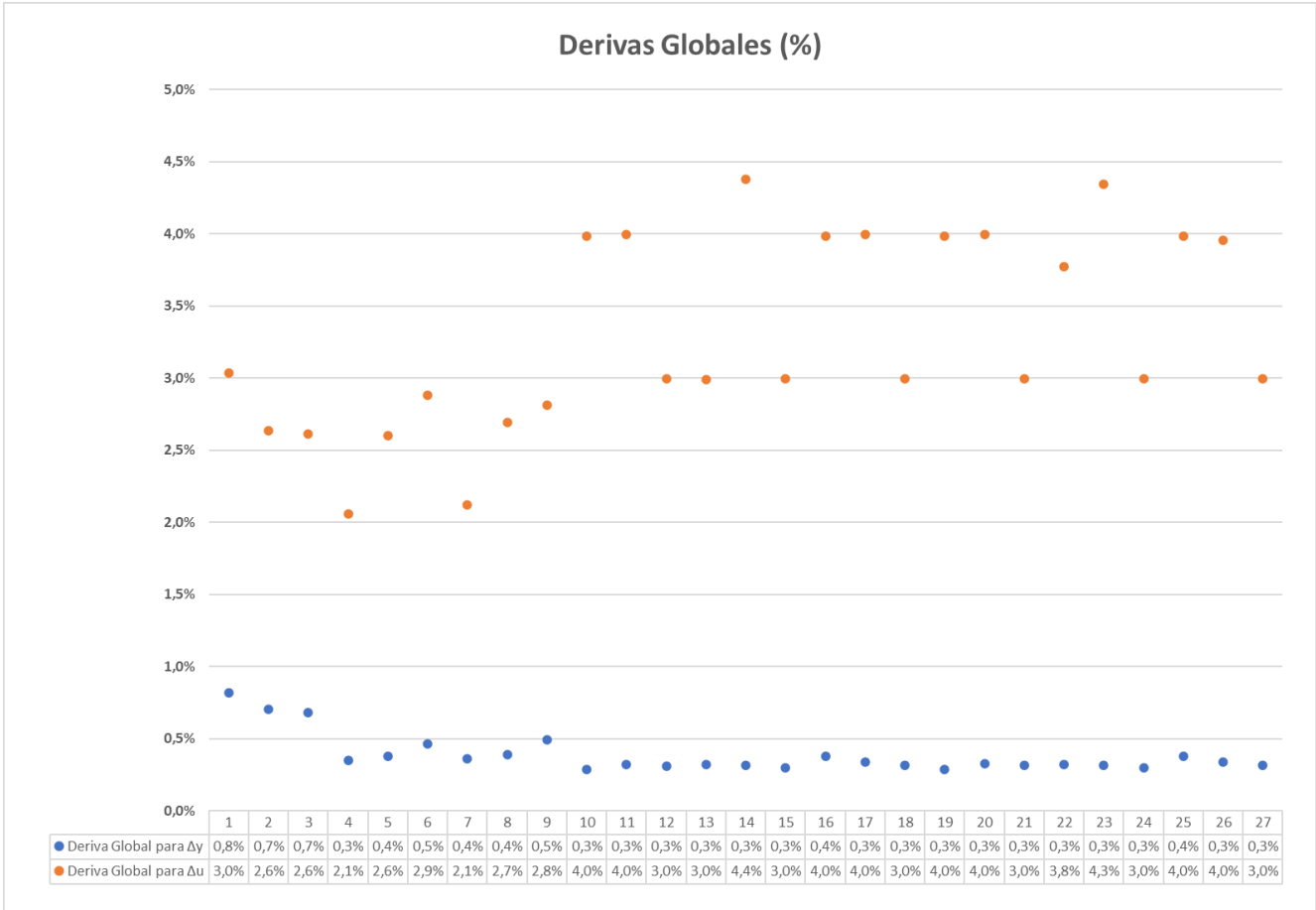
En la Figura 256 se representan los periodos de vibración según la NEC-15 y los periodos de vibración del diseño de las 27 tipologías de estudio, se evidencia que los periodos de vibración de la NEC-15, con ecuaciones simplificadas en función de la altura de la estructura, son mayores a los periodos obtenidos en el CEINCI-LAB con las propiedades dinámicas de cada estructura.

En la Figura 257 se representa de manera gráfica los valores de las derivas globales de las estructuras, considerando el desplazamiento último (puntos naranjas) y el desplazamiento de fluencia (puntos azules), se evidencia que las derivas globales últimas son mayores a las de fluencia, porque estos desplazamientos son mayores.

En la tabla de datos que se encuentra a final de cada gráfica se reflejan los valores de cada una de las estructuras, se enumeran de manera consecutiva las 27 tipologías y se recalca que los valores del 1 al 3 corresponden a estructuras sin arriostramientos, los valores del 4 al 6 corresponden a las estructuras con arriostramientos concéntricos en V invertida, los valores del 7 al 9 corresponden a las estructuras con arriostramientos concéntricos en X en múltiples pisos, los valores del 10 al 27 corresponden a las estructuras con arriostramientos excéntricos y elementos de enlace articulado de 0.75 m, 1.25 m, y 1.75 m y enlace empotrado de 0.75 m, 1.25 m y 1.75 m respectivamente.

Figura 257

Derivas globales de fluencia y desplazamiento último de las 27 tipologías de análisis.



Cálculo del punto de desempeño

En la Tabla 13 se presentan el resumen de los resultados para la determinación del punto de desempeño de las 27 tipologías de estudio. Luego de encontrado el desplazamiento objetivo se puede definir el nivel de desempeño de las estructuras y se evidencia que 20 de las 27 tipologías de estudio se mantienen en un nivel de desempeño “Funcional”, lo que significa que se esperan daños mínimos en la estructura y esta permanece en condiciones aptas para mantenerse operacional. 5 de las 27 tipologías de análisis se encuentran en un nivel de desempeño “Inmediatamente Ocupacional”, lo que significa que, no existe daño significativo en la estructura, por tanto, los elementos estructurales mantienen su función y la estructura puede ser utilizada luego de pequeñas reparaciones. Finalmente, 2 de las 27 tipologías se encuentran en un nivel de desempeño de “Seguridad de Vida”, lo que significa que, los elementos estructurales han sufrido daños significativos que han reducido su rigidez, sin embargo, la estructura, aún mantiene un nivel de seguridad y podrá ser funcional, luego de las reparaciones o los refuerzos necesarios.

Tabla 13

Resumen de resultados y definición del nivel de desempeño de las 27 tipologías de estudio.

TIPO	Pisos_Vanos_Tipo	Piso	DESPLAZA			DESPLAZAMIENTO OBJETIVO	NIVEL DE DESEMPEÑO			
			ρ	Ω_E	Ω_G					
			$V_{m\acute{a}x}/V_y$	V_y/V_d	$V_{m\acute{a}x}/V_d$	u	R_u	$R_u \cdot \rho \cdot \Omega_E$		
SMF	a_Edif_4P_3V_SMF	4	1,15	4,12	4,72	3,70	1,54	1,42	6,72	Funcional
	a_Edif_8P_3V_SMF	8	1,10	3,74	4,13	3,73	1,94	1,80	7,43	Seguridad de Vida
	a_Edif_12P_3V_SMF	12	1,18	3,29	3,90	3,82	2,08	1,97	7,67	Seguridad de Vida
V invertida	b_Edif_4P_3V_Vinvertida	4	1,41	6,26	8,86	5,93	0,79	0,86	7,60	Ocupacional
	b_Edif_8P_3V_Vinvertida	8	1,23	4,74	5,81	6,90	1,39	1,30	7,54	Funcional
	b_Edif_12P_3V_Vinvertida	12	1,23	5,17	6,37	6,19	1,29	1,24	7,88	Funcional
X	b_Edif_4P_3V_X	4	1,31	6,79	8,90	5,86	0,77	0,85	7,54	Ocupacional
	b_Edif_8P_3V_X	8	1,24	4,70	5,82	6,94	1,39	1,30	7,55	Funcional
	b_Edif_12P_3V_X	12	1,21	5,39	6,50	5,72	0,97	0,97	6,31	Ocupacional
E_ART_L1	c_Edif_4P_3V_Art_L1	4	1,70	4,53	7,72	13,91	0,97	0,98	7,56	Ocupacional
	c_Edif_8P_3V_Art_L1	8	1,55	3,58	5,57	12,53	1,49	1,36	7,60	Funcional
	c_Edif_12P_3V_Art_L1	12	1,66	2,37	3,94	9,67	2,21	1,95	7,69	Funcional
E_ART_L2	c_Edif_4P_3V_Art_L2	4	1,62	3,87	6,27	9,33	1,21	1,15	7,18	Funcional
	c_Edif_8P_3V_Art_L2	8	1,49	3,11	4,62	13,98	1,82	1,61	7,46	Funcional
	c_Edif_12P_3V_Art_L2	12	1,55	2,24	3,47	10,11	2,49	2,17	7,55	Funcional
E_ART_L3	c_Edif_4P_3V_Art_L3	4	1,43	3,76	5,37	10,53	1,39	1,28	6,87	Funcional
	c_Edif_8P_3V_Art_L3	8	1,46	2,77	4,03	11,91	2,10	1,83	7,39	Funcional
	c_Edif_12P_3V_Art_L3	12	1,57	2,10	3,30	9,58	2,60	2,28	7,53	Funcional
E_EMP_L1	c_Edif_4P_3V_Emp_L1	4	1,70	4,56	7,77	13,91	0,96	0,97	7,58	Ocupacional
	c_Edif_8P_3V_Emp_L1	8	1,54	3,67	5,67	12,33	1,46	1,34	7,61	Funcional
	c_Edif_12P_3V_Emp_L1	12	1,66	2,41	4,01	9,50	2,17	1,92	7,71	Funcional
E_EMP_L2	c_Edif_4P_3V_Emp_L2	4	1,59	3,97	6,30	11,83	1,20	1,14	7,16	Funcional
	c_Edif_8P_3V_Emp_L2	8	1,47	3,18	4,67	13,79	1,80	1,60	7,46	Funcional
	c_Edif_12P_3V_Emp_L2	12	1,47	2,39	3,51	10,01	2,45	2,15	7,53	Funcional
E_EMP_L3	c_Edif_4P_3V_Emp_L3	4	1,41	3,81	5,39	10,60	1,39	1,27	6,86	Funcional
	c_Edif_8P_3V_Emp_L3	8	1,47	2,77	4,06	11,75	2,09	1,82	7,40	Funcional
	c_Edif_12P_3V_Emp_L3	12	1,56	2,12	3,33	9,52	2,58	2,27	7,53	Funcional

Conclusiones

Al evaluar el nivel de desempeño sísmico de las 27 tipologías, bajo las condiciones de diseño establecidas, se puede concluir que únicamente 2 de las 27 estructuras (8 y 12 pisos sin arriostramientos) sufren daños significativos en sus elementos estructurales, sin embargo, mantiene un nivel de seguridad que permitirá a la estructura ser funcional luego de reparaciones o refuerzos. Las 25 tipologías restantes mantienen un nivel de seguridad que le permite a la estructura mantenerse funcional o recuperar su funcionalidad con inmediatez.

El análisis estático lineal de las 27 tipologías ejecutado bajo los lineamientos de la NEC-15, permitió evidenciar principalmente los desplazamientos, derivas y fuerza cortante en cada piso, de ello se puede concluir que las derivas de piso se reducen significativamente en estructuras arriostradas, por tanto, un sistema con arriostramientos resulta más eficiente que un sistema aporticado sin arriostramientos. Además, que las derivas de piso de un sistema con arriostramientos concéntricos con diagonales en forma de V invertida y un sistema con arriostramientos concéntricos en forma de X en múltiples pisos, son similares, es decir, ambos sistemas aportan rigideces similares a la estructura. Lo propio ocurre con las estructuras arriostradas excéntricamente, si bien la longitud del enlace puede definir si el enlace fluye a corte, flexión o ambas, el comportamiento de las estructuras con arriostramientos excéntricos y elementos de enlace articulados o empotrados, con respecto a las derivas de piso, es similar, dentro de este tipo de sistema estructural. Se evidenció también que las derivas de piso incrementaban de acuerdo con el tamaño del elemento de enlace.

El análisis estático no lineal (Pushover) permite visualizar las curvas de capacidad de las estructuras, de estas podemos concluir que, la capacidad de las

estructuras con arriostramientos concéntricos y excéntricos, son mayores que la capacidad de la estructura sin arriostramientos. Además, que, en el caso de estructuras con arriostramientos concéntricos, independiente de su tipo de diagonal, en V invertida o en X en múltiples pisos, la capacidad es similar en ambos casos. Finalmente, en el caso de estructuras con arriostramientos excéntricos, no existe mayor variación en su capacidad si se evalúa el tipo de conexión del enlace (articulado o empotrado), sin embargo, la capacidad de la estructura es mayor con elementos de enlace menores y viceversa.

El análisis estático no lineal permitió además conocer el mecanismo de falla y la secuencia de formación de rótulas plásticas de las estructuras, en este punto se puede concluir que la formación de rótulas se concentró en los pisos inferiores de las estructuras, independiente de su número de pisos o su configuración estructural.

El nivel de desempeño sísmico de las estructuras sin arriostramientos, es menor en comparación de las estructuras arriostradas, los casos críticos dentro de los parámetros de este estudio, los tiene las estructuras de 8 y 12 pisos, consideradas estructuras de mediana altura, sin embargo, las estructuras presentan un comportamiento que permiten tomar acciones y evitar pérdidas catastróficas al momento de un evento sísmico, es decir, su nivel de desempeño se mantiene en un rango de "Seguridad de vida".

Los programas desarrollados de CEINCI-LAB y OpenSees permiten que el usuario ingrese los valores de dimensiones de perfiles y propiedades de material, además de modificar los códigos en función de sus requerimientos. Por tanto, es factible incluir errores de dimensiones en la fabricación de perfiles estructurales o cambios en las propiedades del material.

La formación de rotulas plásticas para pórticos resistentes a momento se concentran en las vigas, para pórticos con arriostramientos concéntricos en las diagonales y en arriostramientos excéntricos se tiene rotulas plásticas fundamentalmente en los elementos de enlace.

Todas las estructuras diseñadas cumplen con niveles de desempeño adecuados, además generan mecanismos de colapsos aceptables desde la perspectiva estructural, es decir daños en vigas, diagonales o elementos de enlace y rotulas en pie de columnas de planta baja.

En el diseño de las estructuras analizadas los valores de modificación de la respuesta sísmica, R , empleados son 6. En el análisis no lineal estático para el nivel de desplazamiento objetivo se tiene valores similares al de diseño.

Recomendaciones

En el análisis Pushover de pórticos con el acoplamiento de OpenSees y CEINCI LAB, donde exista una gran cantidad de nudos y elementos en los cuales se requiere generar resultados, el computador limita la cantidad de archivos de texto que se generan de manera automática. Lo descrito previamente ocurrió durante el análisis de pórticos con diagonales concéntricas y excéntricas de 12 pisos, se solucionó el inconveniente ejecutando el modelo 2 veces y guardando los resultados de la mitad de los elementos y nudos en un primer análisis y en el segundo análisis los restantes.

Luego de analizados los resultados, es recomendable el uso de elementos de arriostramiento para estructuras de mediana y gran altura, estos elementos permiten garantizar la seguridad de la estructura y prevenir daños permanentes en la misma.

Se recomienda el uso del sistema computacional de CEINCI-LAB y su acoplamiento con OpenSees para el análisis estático no lineal. Las nuevas funciones desarrolladas en esta interface permiten el ingreso de datos de manera más práctica y los resultados que generan son completos lo que permite una amplia interpretación al usuario.

Se recomienda realizar una actualización a las ecuaciones para calcular los periodos aproximados de la NEC-SE-DS 2015 para las estructuras analizadas, además incluir más detalles de los requisitos de diseño de los sistemas con arriostramientos concéntricos y excéntricos en la NEC-SE-AC 2015.

Referencias

- ACI-318. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete*. Instituto Americano del Hormigón.
- Aguiar, R. (2008). *Análisis Sísmico de Edificios*. Quito : Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército.
- Aguiar, R. (2017). *Microzonificación Sísmica de Quito (2 ed.)*. Quito: IPGH.
- Aguiar, R., Cagua, B., & Pilatasig, J. (2019). Nuevas funciones del sistema CEINCI-LAB para análisis sísmico espacial. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 24(3), 259-276.
- Aguiar, R., Cagua, B., & Pilatasig, J. (2020). *Pushover con Acoplamiento de CEINCI-LAB y OpenSees*. Barcelona: A.H. Barbat.
- Aguiar, R., Cagua, B., & Pilatasig, J. (2020). Pushover con el acoplamiento de CEINCI-LAB con OpenSees. *Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria (CIMNE)*.
- Aguiar, R., Cagua, B., Pilatasig, J., & Zambrano, E. (2019). Interface for CEINCI-LAB and new functions. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 24(2), 167-199.
- Aguiar, R., Cagua, B., Romero, J., & Pilatasig, J. (2019). Dos modelos numéricos de análisis sísmico de estructuras con disipadores TADAS. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 24(4), 405-426.
- Aguilar, K. (2015). *Estudio comparativo de edificios de acero de gran altura con diagonales excéntricas, concéntricas y diagonales con amortiguadores en la ciudad de Quito*. Quito: PUCE.
- AISC/ANSI. (2016). *AISC/ANSI 360-16 Specification for Strcutural Steel Building*. Chicago: American Institute of Steel Construction.

- AISC/ANSI. (2016). *ANSI/AISC 341-16 Seismic Provisions for Structural Steel*. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- AISC/ANSI. (2016). *ANSI/AISC 358-16 Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- Applied Technology Council . (2017a). *Guidelines for nonlinear structural analysis and design of building part I - general (No. NIST GCR 17-917-46v1)*. Gaithersburg, MD: National Intitute of Standards and Technology.
- Applied Technology Council. (2017b). *Guidelines for nonlinear structural analysis and design of buildings. part IIa - steel moment frames (No. NIST GCR 17-917-46v2)*. Gaithersburg, MD: National Intitute of Standards and Technology.
- ASCE/SEI. (2016). *ASCE 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Virginia: American Society of Civil Engineers.
- ASCE/SEI. (2017). *ASCE 41-17 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers.
- Aslani, F., & Goel, S. (1991). Stitch spacing and local buckling in seismic resistant double angle bracing members. *Structural Engineering*, 2442-2463.
- Astaneh-Asl, A., & Goel, S. (1984). Cyclic in-plane buckling of fouble angle bracing. *Strcutural Engineering*, 2036-2055.
- Astaneh-Asl, A., Goel, S., & Hanson, R. (1985). Cyclic outof- plane buckling of double-angle bracing. *Strcutural Engineering* , 1135-1153.
- Astaneh-Asl, A., Goel, S., & Hanson, R. (1986). Earthquakeresistant design of double angle bracing. *Engineering*, 23(4), 133-147.

- Astudillo, B. (2018). *Modelación y análisis por desempeño de una estructura de acero, considerando deterioro para la predicción del colapso*. Cuenca: Universidad de Cuenca.
- Barbagallo, F., Bosco, M., Gherzi, A., Marino, E., & Rossi, P. (2019). The Open Construction and Building Technology Journal. *Seismic assessment of steel MRFs by cyclic pushover analysis*, 13(1), 12-26.
- Barrera, D. (2018). *Modelación elasto-plástica y análisis no lineal de una estructura especial de acero utilizando OpenSees*. Cuenca: Universidad de Cuenca.
- Berman, J., & Bruneau, M. (2008). Tubular Links for Eccentrically Braced Frames. I: Finite Element Parametric Study . *Structural Engineering* .
- Bertero, V., Uang, C., Llopiz, C., & Igarashi, K. (1989). Earthquake simulator testing of concentric braced dual system. *Structural Engineering*, 1877-1894.
- Bosco, M., & Tirca, L. (2017). Numerical simulation of steel I-shaped beams. *Journal of Contructional Steel Reseach*, 133, 241-255.
- Bosco, M., Marino, E., & Rossi, P. (2015). Modelling of steel link beams of short, intermediate or long length. *Engineering structures*, 84, 406-418.
- Bruneau, M., Uang, C., & Sabelli, R. (2011). *Ductile design of steel structures*. McGraw-Hill.
- Bustos, J. (2018). *Desempeño Sísmico de Marcos Excéntricos con los enlaces largos en edificaciones ubicadas en Chile*. Santiago de Chile: Universidad de Chile .
- Cagua, B. (2021). Acoplamiento de OpenSees con CEINCI-LAB para análisis no lineal estático. *A Spanish-Speaking OpenSees Meeting Space* , (pp. 1-32). Quito.
- Cagua, B., Aguiar, R., & Pilatasig, J. (2021). Nuevas funciones de CEINCI-LAB para el análisis y diseño de pórticos de acero con arriostramientos excéntricos. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 26(2), 199-283.

- Cagua, B., Aguiar, R., Pilatasig, J., & Mora, D. (2020). Acoplamiento de OpenSees con CEINCI-LAB para análisis estático no lineal. Primera parte: reforzamiento sísmico con diagonales de acero. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 25(3), 367-420.
- Cagua, B., Pilatasig, J., & Aguiar, R. (2019). Nuevas funciones del sistema CEINCI-LAB para análisis sísmico espacial de estructuras irregulares. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 25(1), 61-95.
- Calo, B. (2018). *Desempeño sísmico de edificaciones con marcos arriostrados excéntricamente con enlaces cortos diseñados según la NCh433*. Santiago de Chile: Universidad de Chile .
- Carr, A. (2009). *RUAUMOKO theory manual*. New Zealand: University of Canterbury.
- Celik, O., Berman, J., & Bruneau, M. (2005). Cyclic testing of braces laterally restrained by steel studs. *Structural Engineering*, 1114-1124.
- Costanzo, S., Tartaglia, R., Di Lorenzo, G., & De Martino, A. (2019). Seismic Behaviour of EC8-Compliant Moment Resisting and Concentrically Braced Frames. *Buildings*, 9(9), 196.
- Crisafulli, F. (2018). *Diseño sismoresistente de estructuras de acero*. Mendoza: Asociación Latinoamericana del Acero - Alacero.
- Del Pozo, J. (1995). Diseño por capacidad: Estrategia Neozelandesa de Diseño Sismorresistente. *Academia.edu*.
- Dusicka, P., & Lewis, G. (2010). Investigation of Replaceable Sacrificial Steel Links. *Earthquake Spectra* .
- Engelhardt, M., & Popov, E. (1989). On desing of eccentrically braced frames . *Earthquake spectra*.

- Engelhardt, M., & Popov, E. (1992). Experimental performance of long links in eccentrically braced frames. *Structural Engineering*.
- Foutch, D., Goel, S., & Roeder, C. (1987). Seismic testing of full scale steel building. Part I. *Structural Engineering*, 2111-2129.
- Fujimoto, M., Aoyagi, T., Ukai, K., Wada, A., & Saito, K. (1972). Structural Characteristics of Eccentric K-Braced Frames Tans. *Arch. Inst. Jap*, 195, 39-49.
- Gándara, C. (2019). *Análisis comparativo de diseño por desempeño de dos estructuras de acero (PEM y PAE)*. Samborondín: UEES.
- Ghanaat, Y., & Clough, R. (1982). Shaking table tests of tubular steel frame model. *Univ. of California, Berkeley, CA*.
- Goel, S., & Lee, S. (1992). A fracture criterion for concrete-filled tubular bracing members under cyclic loading. *Proceedings of the 1992 ASCE Structures*, 922-925.
- Granber, K. (2018). *Performance assessment of special concentrically-braced frames in moderate seismic regions*. Urbana: University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Gugerli, H., & Goel, S. (1980). Large scale tests for the hysteresis behavior of inclined bracing members. *Internacional Association of Earthquake Engineering*, 87-94.
- Herrera, M., Parra, K., Palacios, P., Palacios, P., Olmedo, J., Cagua, B., . . . Palma, D. (2019). Análisis sísmico espacial de estructuras reforzadas con diagonales de acero utilizando CEINCI-LAB. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 24(4), 343-363.
- Hjelmstad, K., & Popov, E. (1983). Cyclic behavior and desing of link beams. *Structural Engineering*.
- Hjelmstad, K., & Popov, E. (1984). Characteristics of eccentrically braces frames. *Structural Engineering*.

- Imanpour, A., & Tremblay, R. (2017). Analysis methods for the design of special concentrically braced frames with three or more tiers for inplane seismic demand. *Structural Engineering*.
- Imanpour, A., Tremblay, R., Davaran, A., Stoakes, C., & Fahnestock, L. (2016a). Seismic performance assessment of multitiered steel concentrically braced frames designed in accordance with the 2010 AISC seismic provisions. *Structural Engineering*.
- Imanpour, A., Tremblay, R., Fahnestock, L., & Stoakes, C. (2016b). Analysis and design of two-tiered steel braced frames under in-plane seismic response. *Structural Engineering*.
- Izadinia, M., Rahgozar, M., & Mohammadrezaei, O. (2012). Response modification factor for steel moment-resisting frames by different pushover analysis methods. *Journal of Constructional Steel Research*, 83-90.
- Karamodin, A., & Zanganeh, A. (2017). Seismic design and performance of dual moment and eccentrically braced frame system using PBPD method. *Latin American Journal of Solids and Structures*, 441-463.
- Kasai, K., & Popov, E. (1986). Cyclic web buckling control for shear link beams. *Structural Engineering*.
- Krawinkler, H., & Seneviratna, G. (1998). Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering Structures*, 20(4-6), 452-464.
- Longo, A., Montuori, R., & Piluso, V. (2016). Moment frames—concentrically braced frames dual systems: analysis of different design criteria. *Structure and infrastructure engineering*, 12(1), 122-141.
- López, M. (2018). *Evaluación de los Efectos de la no linealidad geométrica y del material en pórticos de acero inoxidable*. Barcelona: UPC BARCELONA TECH.

- Malley, J., & Popov, E. (1984). Shear links in eccentrically braced frames. *Structural Engineering*.
- Manheim, D., & Popov, E. (1983). Plastic shear hinges in steel frames. *Structural Engineering*.
- Mansour, N., Christopoulos, C., & Tremblay, R. (2011). Experimental Validation of Replaceable Shear Links for Eccentrically Braced Steel Frames . *Journal of Structural Engineering*, 1141-1152.
- Marino, E., & Nakashima, M. (2005). Seismic performance and new desing procedure for chvevron-braced frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34, 434-452.
- Mastrandrea, L., & Piluso, V. (2009). Plastic design of eccentrically braced frames, I: Moment–shear interaction. *Journal of Constructional Steel Research*, 65(5), 1007-1014.
- Molina, J. (2009). *Elaboración de un manual de diseño sismorresistente de edificaciones en acero bajo sistemas SMF, SCBF y EBF basado en normas ANSI/AISC 360-06 y 341-05*. Caracas: Universidad Central de Venezuela .
- Musavi-Z, M., & Sheidaii, M. (2020). Effect of seismic resistance capacity of moment frames on progressive collapse response of concentrically braced dual systems. *Asian Journal of Civil Engineering* , 1-9.
- NEC–SE–AC, Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *Estructuras de Acero*. Quito: Dirección de Comunicación Social MIDUVI.
- NEC-SE-CG, Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *Cargas (No Sísmicas)*. Quito: Dirección de Comunicación Social MIDUVI.
- NEC-SE-DS, Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *Peligro Sísmico-Diseño Sismo Resistente*. Quito: Dirección de Comunicación Social MIDUVI.

- NEC-SE-HM, Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *Estructuras de Hormigón Armado*. Quito: Dirección de Comunicación Social MIDUVI.
- Oyarzún, J. (2012). *Evaluación de los Parámetros de Diseño para Marco Excéntrico en Chile*. Santiago de Chile : Universidad de Chile.
- Pilatasig, J., Aguiar, R., Cagua, B., Andachi, O., & Cerón, P. (2021). Análisis del reforzamiento de una estructura de acero con diagonales concéntricas. Caso del UVC de Manta. *Revista de Ingeniería de Construcción*.
- Pilatasig, J., Cagua, B., Aguiar, R., & Vaca, F. (2020). Generación automática y análisis de estructuras porticadas de hormigón armado con CEINCI-LAB. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 421-443.
- Popov, E., & Black, R. (1981). Steel struts under severe cyclic loadings. *Structural Division*, 107(9), 1857-1881.
- Proaño, J. (2014). *Análisis y Diseño Sísmico de un edificio en acero con aisladores sísmicos, modelamiento en el ETABS*. Quito: UCE.
- Ramadan, T., & Ghobarah, A. (1995). Behaviur of bolted link-column joints in eccentrically braced frames . *Canadian Journal of Civil Engineering*.
- RCDF-04. (2004). *Reglamento de Construccipnes del Distrito Federal* . Ciudad de México: PAOT.
- Ricles, J., & Popov, E. (1989). Composite action in eccentrically braced frames . *Structural Engineering*.
- Roeder, C., & Popov, E. (1978). Eccentrically Braced Steel Frames for Eartquakes . *Strcutural Division* , 391-412.
- Roeder, C., Foutch, D., & Goel, S. (1987). Seismic Testing of Full-Scale Steel Building part II . *Structural Engineering* .
- Safina, S. (2002). *Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones Esenciales*. Barcelona .

- Schneider, S. P., & Roeder, C. W. (1991). *Seismic Performance of Weak Column Strong-Beam Steel Moment Resisting Frames*. Seattle: University of Washington Department of Civil Engineering.
- Shaback, B., & Brown, T. (2003). Behavior of square hollow structural steel braces with end connections under reversed cyclic axial loading. *Civil Engineering*, 30(4), 745-753.
- Shen, J., Wen, R., & Akbas, B. (2015). Mechanisms in two-story X-braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 106, 258-277.
- Shen, J., Wen, R., Akbas, B., Doran, B., & Uckan, E. (2014). Seismic demand on brace-intersected beams in two-story X-braced frames. *Engineering Structures*, 76, 295-312. *Journal of Constructional Steel Research*, 258-277.
- Soong, T., & Spencer, B. (2002). Supplemental energy dissipation: State of the art and state of the practice. *Engineering Structures*, 243-259.
- Steneker, P., Wiebe, L., & Filiantrault, A. (2018). A Comparison of Recently Developed Analytical Models for Steel Moment-Resisting Frame Connections. *CSCE Conference Proceeding*. Fredericton, NB.
- Stoakes, C., & Fahnstock, L. (2016). Strong-axis stability of wide flange steel columns in the presence of weak-axis flexural yielding. *Structural Engineering*.
- Suswanto, B., Rizki, A., Wahyuni, E., & Wilson, J. (2017). Numerical behavior study of short link, intermediate link and long link in eccentrically braced frame steel structure. *International Journal of Applied Engineering Research*, 12(21), 11460-11471.
- Tanabashi, R., Naneta, K., & Ishida, T. (1974). On the Rigidity and Ductility of Steel Bracing Assemblage. *Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering* (pp. 834-840). Rome: IAEE.

- Tapia, E., & Gutierrez, S. (2016). Respuesta inelástica de edificios de acero usando diferentes patrones de carga lateral. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 21(1), 105-122.
- Tapia, E., & Tena, A. (2013b). Diseño Sísmico de marcos de acero contraventeados. Parte 2: Evaluación de la Metodología. *Revista de Ingeniería Sísmica*(88), 69-90.
- Tapias, E., & Tena, A. (2013a). Diseño Sísmico de marcos de acero contraventeados. Parte 1: Recomendaciones de Diseño. *Revista de Ingeniería Sísmica*(88), 43-68.
- Tremblay, R. (2002). Inelastic seismic response of bracing members. *Journal of Constructional Steel Research*, 58(5-8), 665-701.
- Tremblay, R., & Filiatrault, A. (1996). Seismic impact loading in inelastic tension-only concentrically braced steel frames: Myth or reality. *Earthquake Engineering Structural*, 25(12), 1373-1389.
- Tremblay, R., Archambault, M., & Filiatrault, A. (2003). Seismic performance of concentrically braced steel frames made with rectangular hollow bracing members. *Journal Structural Engineering*, 1626-1636.
- Uang, C. M., & Bruneau, M. (2018). State-of-the-art review on seismic design of steel structures. *Doctoral dissertation, American Society of Civil Engineers*, 144(4).
- Vanegas, J. (2018). *Estudios de las causas de demolición de edificios afectados por el sismo del 16 de abril del 2016 en Chone*. Guayaquil: UCSG.
- Whittaker, A., Uang, C.-M., & Bertero, V. (1989). Seismic Testing of Eccentrically Braced Dual Steel Systems. *Earthquake Spectra*.
- Yang, M.-S. (1985). Shaking table studies of an eccentrically braced Steel structure. *Proc., 8th World Conf. Earthquake Engineering*. 4, pp. 257–264. San Francisco: IAEE.
- Zayas, A., Shing, P., Mahin, S., & Popov, E. (1980). Cyclic inelastic buckling of tubular steel braces. *Univ. of California, Berkeley, CA*.

Anexos