

**ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO DE UNA EDIFICACIÓN DE MUROS
PORTANTES CON UN MODELO DE FIBRAS**

**KEVIN GIOVANNI CARO JAIMES
JUAN SEBASTIÁN ARIAS NAVARRO**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICOMECHANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA**

2018

***ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO DE UNA EDIFICACIÓN DE MUROS
PORTANTES CON UN MODELO DE FIBRAS***

**KEVIN GIOVANNI CARO JAIMES
JUAN SEBASTIÁN ARIAS NAVARRO**

**Tesis de grado en la modalidad de Investigación para optar al título de:
Ingeniero Civil**

**Director:
GUSTAVO CHÍO CHO
PhD em Ingeniería de Caminos Canales y Puertos**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICOMECHANICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2018

CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCION	17
1. OBJETIVOS.....	19
1.1 OBJETIVO GENERAL	19
1.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS.....	19
2. MARCO TEÓRICO	20
2.1 VULNERABILIDAD SÍSMICA	20
2.1.1 Clasificación de la vulnerabilidad sísmica	20
2.1.1.1 Vulnerabilidad sísmica de elementos estructurales	21
2.1.1.2 Vulnerabilidad sísmica de elementos no estructurales	22
2.2 DEMANDA SÍSMICA:	22
2.2.1 Espectros de respuesta	23
2.3 MÉTODOS DE EVALUACIÓN DE CAPACIDAD ESTRUCTURAL.....	24
2.3.1 Métodos lineales	24
2.3.1.1 Análisis estático lineal	25
2.3.1.2 Distribución de fuerzas horizontales equivalentes	26
2.3.1.3 Análisis dinámico lineal.....	27
2.3.2 Análisis estático no lineal	31
2.3.2.1 Método espectral de capacidad (pushover):	32
2.3.3 Análisis dinámico no lineal.....	37
2.4 MODELADO DE LAS PROPIEDADES NO LINEALES DE LOS MATERIALES	38
2.4.1 Modelo de plasticidad concentrada.....	38
2.4.1.1 Diagrama Momento-Curvatura:.....	39
2.4.2 Modelo de plasticidad por fibras	40
2.4.3 Propiedades mecánicas del concreto reforzado	43

2.4.3.1 Propiedades mecánicas del concreto no confinado	43
2.4.3.2 Propiedades mecánicas del acero de refuerzo	45
2.4.3.3 Propiedades mecánicas del concreto confinado	46
2.4.4 Caracterización de los mecanismos de falla	47
2.4.4.1 Rótulas plásticas	49
2.4.4.2 Efectos P-Delta	49
2.4.5 Definición de los niveles de desempeño:	50
3. DESARROLLO METODOLOGICO Y EXPERIMENTAL	51
3.1 GENERALIDADES DE LA ESTRUCTURA.....	51
3.1.1 Configuración en planta y altura.	52
3.1.2. Características de los materiales	53
3.1.2.1. Concreto	53
3.1.3 Acero de refuerzo	53
3.1.4 Dimensionamiento de los elementos estructurales.....	54
3.1.4.1 Muros estructurales y losa	54
3.1.5 Zona de amenaza sísmica.	55
3.1.6 Tipo de suelo.	56
3.1.7 Coeficiente de capacidad de disipación de energía (R).....	56
3.2 ESTIMACIÓN DE CARGAS GRAVITACIONALES Y SÍSMICAS.	57
3.2.1 Carga muerta, viva y peso propio	57
3.3 FUERZAS SÍSMICAS.	57
3.3.1 Parámetros espectro elástico de diseño	57
3.3.2 Parámetros de la Fuerza Horizontal Equivalente	61
3.4 ANÁLISIS TRIDIMENSIONAL DE LA ESTRUCTURA.....	62
3.4.1 Método de la Fuerza Horizontal Equivalente.	63
3.4.2 Análisis Modal Espectral.	66
4. ANÁLISIS DE DATOS Y RESULTADOS DEL ANÁLISIS ELASTICO.	67
4.1. DERIVAS	67
4.2 CORTANTE BASAL.....	70
4.2.1 Desplazamientos máximos	70

4.3 MODOS DE VIBRACIÓN.....	84
4.4 DISEÑO DE LOS MUROS ESTRUCTURALES.....	85
4.4.1 Configuración de refuerzo.....	92
4.4.2 Verificación	92
4.4.2.1 Control de fuerzas axiales y momentos	92
4.4.2.2 Capacidad a cortante	92
5. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	94
5.1 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL UTILIZANDO DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN SEGÚN LOS PARÁMETROS DEL FEMA-440 Y FEMA 356.	94
5.1.1 Características inelásticas de los materiales	94
5.1.1.1 Concreto	94
5.1.1.2 Acero.....	94
5.1.2 Refuerzos de los muros estructurales.....	96
5.1.2.1 Cargas permanentes	96
5.1.3 Casos de carga del Pushover	96
5.1.4 Nodos maestros.....	96
5.1.5 Efectos P-▲	97
5.1.6 Niveles de desempeño	97
5.1.7 Propiedades de las rotulas plásticas.....	98
5.2 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL UTILIZANDO DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN SEGÚN LOS PARÁMETROS DEL ANÁLISIS DE LA SECCIÓN TRASVERSAL CON UN MODELO DE FIBRAS.....	103
5.2.1 Modelo de fibras para os muros más críticos.....	104
6. ANÁLISIS DE DATOS Y RESULTADOS.....	118
6.1 COMPARACIÓN DE DERIVAS	118
6.2 COMPARACIÓN DE CORTANTES BASALES.....	120
6.3 NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	122
6.4 ÍNDICES DE FLEXIBILIDAD Y RESISTENCIA	130
7. CONCLUSIONES	134
8. RECOMENDACIONES.....	137

9. OBSERVACIONES.....138
BIBLIOGRAFÍA.....139

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Representación gráfica de la obtención de un espectro de respuesta para un sistema de un grado de libertad.....	24
Figura 2. Diagrama equivalente de un grado de libertad	26
Figura 3. Representación gráfica de un sistema de vibración de un grado de libertad.	28
Figura 4. Modelo de espectro elástico de diseño NSR-10.	31
Figura 5. Curva de capacidad tipo.	33
Figura 6. Esquema del procedimiento para determinar la curva de capacidad.....	33
Figura 7. Espectro de Capacidad.....	34
Figura 8. Espectro de capacidad-demanda.	37
Figura 9. Ejemplo de rótulas concentradas en vigas.....	39
Figura 10. Diagrama Momento-Curvatura tipo.....	39
Figura 11. Modelo de análisis por fibras de secciones de concreto reforzado.	41
Figura 12. Modelo de miembro estructural con secciones de Gauss.....	42
Figura 13. Modelo de ejes de referencias.	42
Figura 14. Aplicación del modelado por fibras.	43
Figura 15. Curvas de resistencias de concreto simple.....	44
Figura 16. Curvas esfuerzo-deformación bajo cargas cíclicas para concreto simple.	44
Figura 17. Curva esfuerzo-deformación del acero.	45
Figura 18. Curva esfuerzo-deformación del acero bajo cargas cíclicas.	46
Figura 19. Curva esfuerzo-deformación del concreto reforzado con diferentes niveles de confinamiento.	47
Figura 20. Diagramas de momento-rotación.....	48

Figura 21. Parámetros y criterios de aceptación para procedimientos no lineales en muros portantes de concreto reforzado. FEMA356. Table 6.-18.	49
Figura 22.. Modelos matemáticos para modelar la no linealidad geométrica por efectos P-delta.	50
Figura 23. Plano arquitectónico de planta tipo	52
Figura 24. Plano estructural planta tipo.....	53
Figura 25. Modelo tridimensional Midas Gen	63
Figura 26 Asignación de caso de carga sísmica Fuerza Horizontal Equivalente ...	64
Figura 27. Parámetros específicos de la Fuerza Horizontal Equivalente En Dirección X y Y.	65
Figura 28. Derivas máximas en %.	69
Figura 29. Desplazamientos máximos.	71
Figura 30. Factores de reducción según NSR-10.	89
Figura 31. Propiedades del material de refuerzo.	90
Figura 32. Características del refuerzo.	91
Figura 33. Propiedades inelásticas del Concreto.	95
Figura 34. Propiedades inelásticas del Acero.	95
Figura 35. Niveles de desempeño.....	98
Figura 36. Configuración de las rotulas en cada piso de la estructura.....	99
Figura 37. Características generales del Análisis Pushover.	100
Figura 38. Casos de cargas del Análisis Pushover.	101
Figura 39. Propiedades de la rotulas plásticas.	102
Figura 40. Discretización tipo en modelo de fibras.....	104
Figura 41. Muro 1.....	105
Figura 42. Muro 3.	105
Figura 43. Muro 5.....	105
Figura 44. Muro 21.....	105
Figura 45. Muro 88.....	106
Figura 46. Definición de caso de carga modelo de fibras.	106

Figura 47. Resultados modelo de fibras y asignación de resultados en el programa Midas Gen Muro 1.	107
Figura 48. Resultados modelo de fibras y asignación de resultados en el programa Midas Gen Muro 3.	109
Figura 49. Resultados modelo de fibras y asignación de resultados en el programa Midas Gen Muro 5.	111
Figura 50. Resultados modelo de fibras y asignación de resultados en el programa Midas Gen Muro 21.	113
Figura 51. Resultados modelo de fibras y asignación de resultados en el programa Midas Gen Muro 88.	115
Figura 52. Asignación de las propiedades del modelo de fibras en la rotulas plásticas en el programa Midas Gen.....	116
Figura 53. Esfuerzo vs deformación.....	117
Figura 54. Resumen de pasos en análisis Pushover.	118
Figura 55. Derivas en dirección X.	119
Figura 56. Derivas en dirección Y.	120

LISTA DE GRÁFICAS

	Pág.
Gráfica 1. Espectro de diseño elástico.....	61
Gráfica 2. Perfil sísmico en dirección X y Y.	66
Gráfica 3. Derivas en dirección X por análisis lineales.....	67
Gráfica 4. Derivas en dirección Y por análisis lineales.....	68
Gráfica 5. Derivas en dirección combinada X-Y.....	68
Gráfica 6. Modos de vibración.	84
Gráfica 7. Curva Fuerza Vs Deformación.	98
Gráfica 8. Cortante basal en dirección X.....	121
Gráfica 9. Cortante basal en dirección Y.....	121
Gráfica 10. Curva de capacidad.....	122
Gráfica 11. Curva de desempeño.	123
Gráfica 12. Desempeño rótulas PX, Fibras a la izquierda. y FEMA a la derecha.	124
Gráfica 13. Desempeño rótulas PY, Fibras a la izquierda. y FEMA a la derecha.	124
Gráfica 14. Estado rótulas PX según FEMA-440	125
Gráfica 15. Estado rótulas PY según FEMA-440.....	126
Gráfica 16. Estado rótulas PX según modelo de fibras.....	126
Gráfica 17. Estado rótulas PY según modelo de fibras.....	127
Gráfica 18. Índice de flexibilidad en X.....	130
Gráfica 19. Índice de flexibilidad en Y.....	131
Gráfica 20. Momentos flectores últimos en cada caso.....	131
Gráfica 21. Cargas axiales últimas en cada caso.	132
Gráfica 22. Índice de resistencia carga axial.....	132
Gráfica 23. Índice de resistencia momento flector.	133

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Características de la estructura.....	51
Tabla 2. Características de los muros estructurales	54
Tabla 3. Cargas muertas y vivas.....	57
Tabla 4. Valores de espectro elástico.....	58
Tabla 5. Parámetros para cálculo de la Fuerza Horizontal equivalente.....	61
Tabla 6. Cortante en la base.....	70
Tabla 7. Desplazamientos y cumplimiento de requisito de la deriva.....	72
Tabla 8. Modos de Vibración.....	85
Tabla 9. Combinaciones de carga.....	86
Tabla 10 Características muro N°1	88
Tabla 11. Cargas iniciales Pushover.....	96
Tabla 12. Caso de carga Pushover.....	96
Tabla 13. Nodos maestros.....	97
Tabla 14. Muros Críticos dirección X.....	104
Tabla 15. Muros críticos dirección Y.....	104
Tabla 16. Rotulación de la estructura.....	127
Tabla 17. Desempeño estructura.....	128

RESUMEN

TITULO: ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO DE UNA EDIFICACIÓN DE MUROS PORTANTES CON UN MODELO DE FIBRAS*

AUTORES: KEVIN GIOVANNI CARO JAIMES
JUAN SEBASTIÁN ARIAS NAVARRO**

PALABRAS CLAVE: Muros en concreto reforzado, Análisis Estático no Lineal, Push-over, Rótulas Plásticas, Modelo de Fibras, Cortante Basal, Desempeño

DESCRIPCION

El presente caso de estudio es una edificación residencial existente de 20 pisos, la cual se encuentra situada en la ciudad de Bucaramanga Santander, en una zona de amenaza sísmica alta; su sistema estructural es de muros portantes. Este artículo tiene tres objetivos principales: i) por medio del software Midas GEN®¹, obtener el diseño de los muros portantes de una edificación, en base al análisis modal espectral y el método de fuerza horizontal equivalente, que se encuentran bajo la normativa nacional NSR-10. De estos se obtienen las derivas, fuerzas internas, períodos de la estructura, etc. ii) contrastar los resultados del índice de resistencia y flexibilidad de la estructura entre el análisis estático no lineal (push-over) utilizando los parámetros del FEMA-440 o 356 en las rótulas concentradas y otro análisis estático no lineal (push-over) utilizando en las rótulas concentradas los resultados obtenidos por modelos de fibras. Las comparaciones se llevarán a cabo considerando como variables de control el desplazamiento máximo del piso más alto, el cortante basal, las fuerzas internas, etc. iii) evaluar el nivel de comportamiento de la edificación según el FEMA-440, efectuando los mismos análisis nombrados anteriormente para obtener la curva de desempeño de la edificación, estado de las rótulas concentradas, etc.

* trabajo de Grado

** Facultad de ingenierías fisicomecánicas Escuela de ingeniería civil Director: Gustavo Chío Cho Ingeniero Civil, PhD

¹ MIDAS GEN®, V.2.1, 2018, Licencia académica grupo de investigación INME-UIS

ABSTRACT

TITLE: STATIC NON-LINEAR ANALYSIS OF A BUILDING OF PORTUROUS WALLS WITH A MODEL OF FIBERS*

AUTHORS: KEVIN GIOVANNI CARO JAIMES
JUAN SEBASTIÁN ARIAS NAVARRO**

KEYWORDS: Shear walls, non-linear static analysis, pushover, plastic hinge, fiber model, basal shear, performance.

The case study is an existing residential building of 20 story building, which is located in the city of Bucaramanga, Santander, which is a zone of high seismic hazard; its structural system is shear walls. This article has three main objectives: i) with the Midas GEN software, obtain the shear walls design of the building, based on the spectral modal analysis and the equivalent horizontal force method, which are found under the national norm NSR- 10 From these are obtained the drifts, internal forces, periods of the structure, etc. ii) contrast the results of the strength index and flexibility of the structure between the static non-linear analysis (pushover) using the parameters of the FEMA-440 in the pushover hinges and another static non-linear analysis (pushover) using in the pushover hinges results obtained by fiber models. The comparisons will be carried out considering as control variables the maximum displacement of the highest floor, the basal shear, the internal forces, etc. iii) evaluate the level of behavior of the building according to the FEMA-440, carrying out the same analyzes previously mentioned to obtain the building performance curve, state of the pushover hinge, etc.

* trabajo de Grado

** Facultad de ingenierías físicas y mecánicas Escuela de ingeniería civil Director: Gustavo Chío Cho Ingeniero Civil, PhD

INTRODUCCION

La construcción de edificaciones basadas en el sistema estructural de muros carga se encuentra en un gran auge en los últimos años en nuestro país, ya que aportan gran rigidez y resistencia lateral, cuando se ubican en una posición estratégica para aprovechar sus propiedades, evitando así desplazamientos laterales que dañen la integridad de la estructura.

El análisis y estudio de este tipo de sistemas estructurales es de gran importancia para la mayoría del personal relacionado con el sector de la construcción, por esta razón es muy significativo hacer diversos tipos de análisis sísmicos basados en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10 Decreto 926, 2010), el cual permite hacer análisis estáticos y dinámicos en el rango elástico, y tiene una corta descripción del procedimiento de análisis sísmicos no lineales; también estipula el diseño de estos muros, con diversos estudios experimentales se especificó el espesor mínimo y todo el diseño detallado del acero de refuerzo, sin embargo, se han presentado casos de falla en muros estructurales, las cuales no tenían por qué presentarse, ya que eran algunas veces por cargas de servicio, o un movimiento telúrico leve, por este tipo de razones necesitamos un análisis más detallado para poder diseñar los elementos estructurales de manera correcta.

En la actualidad existen análisis que permiten tener un mejor detalle del comportamiento de la estructura ante una fuerza sísmica y además incursionan en el estudio del rango no lineal de los materiales. En actual proyecto se abordarán metodologías de diseño y análisis tradicionales basados en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10 Decreto 926, 2010) donde se arrojarán detalles del comportamiento de la estructura, además se profundizará realizando un análisis estático no lineal basado en los lineamientos del FEMA-440

y FEMA 356, el cual permite saber el nivel de desempeño de la estructura y además evaluar los índices de resistencia y flexibilidad de la edificación.

Finalmente se hará una comparativa entre el análisis estático no lineal con rótulas concentradas según los parámetros del FEMA440 y 356 y otro con rótulas obtenidas con modelos de fibras, correlacionando los valores de análisis elástico inicial y los obtenidos mediante los análisis estáticos no lineales, para así revisar la posibilidad de mejorar el diseño inicial de los elementos estructurales.

1. OBJETIVOS

1.1 OBJETIVO GENERAL

- Evaluar el nivel de comportamiento sísmico de una edificación con un sistema estructural de muros de carga de mediana altura, ubicada en la ciudad de Bucaramanga, a través de un análisis estático no lineal en un modelo de fibras de la sección transversal.

1.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Diseñar los muros portantes por medio del programa Midas Gen de una edificación de concreto reforzado de máximo 20 pisos, localizado en la ciudad de Bucaramanga, sobre un estrato de suelo competente, para uso residencial y según la normatividad colombiana NSR-10.
- Comparar los resultados del índice de resistencia y flexibilidad de los muros más críticos evaluados mediante el método de análisis no lineal (Pushover) utilizando diagramas de interacción según los parámetros del FEMA 440 y/o FEMA 356 y los obtenidos mediante un análisis de la sección transversal con un modelo de fibras.
- Evaluar el nivel de comportamiento de la edificación según el método del FEMA 440 y/o FEMA 356 modelada mediante el método de análisis estático no lineal (Pushover) utilizando diagramas de interacción según los para metros del FEMA 440 y/o FEMA 356 y los obtenidos mediante un análisis de la sección transversal con un modelo de fibras

2. MARCO TEÓRICO

El análisis estático lineal de la estructura considera que las fuerzas laterales externas (sismo), son soportadas únicamente por las columnas de la estructura, efectuando la respuesta de la estructura en desplazamientos y el cortante basal principalmente. El análisis dinámico lineal considera que, de estas fuerzas laterales y de la zona sísmica, se obtienen las fuerzas internas de los elementos y la geometría de los modos de vibración. Del análisis estático no lineal se obtiene la respuesta de los materiales para un desplazamiento expuesto, desplazamientos y cortantes basales, en base a unos pasos.

2.1 VULNERABILIDAD SÍSMICA

La vulnerabilidad sísmica de una estructura, grupo de estructuras o de una zona urbana completa, se define como la tendencia específica a ser afectado o de ser susceptible a sufrir daño, ante la ocurrencia de un movimiento sísmico y está asociada directamente con las características físicas y estructurales de diseño.

2.1.1 Clasificación de la vulnerabilidad sísmica: Para la realización de un buen estudio de vulnerabilidad se tiene la necesidad de establecer una clasificación en la cual se vean implicados todos los elementos que interactúan en la estructura, como son elementos funcionales, estructurales y no estructurales, los cuales cada uno de ellos incorporará partes específicas en el diseño y funcionamiento de la edificación. Es por ello que se divide la edificación en tres aspectos básicos como son: elementos estructurales, elementos no estructurales y los atributos de funcionalidad en el edificio; que afectan tanto de forma particular como tal a los aspectos antes

mencionados y a los cuales se les establece la vulnerabilidad existente en caso de un sismo.

2.1.1.1 Vulnerabilidad sísmica de elementos estructurales: Está asociada a los componentes estructurales, y se refiere a aquellos elementos que forman parte del sistema resistente o estructura de la edificación. Esto incluye cimentaciones, columnas, muros portantes, vigas y sistemas de losa. El nivel de daño estructural que sufrirá una edificación depende tanto del comportamiento global como local de la estructura; además está relacionado con la calidad de los materiales utilizados, las características de los elementos estructurales, su disposición en el diseño resistente y con las cargas actuantes.

Los daños estructurales se pueden catalogar en términos cualitativos o cuantitativos, esto para establecer el nivel de deterioro de una estructura, y de esta manera representar la vulnerabilidad estructural a la que la construcción está comprometida.

Desde el punto de vista cualitativo, se establecen diferentes niveles o descripciones de daño, cuya disposición se estipula en la observación e identificación de deterioros o daños característicos de los diversos elementos estructurales verificados después de la ocurrencia de un sismo. Un ejemplo de esto ocurre cuando a una causa de sismos fuertes es común que se presenten grietas diagonales en columnas causadas por cortante y/o torsión, grietas verticales, desprendimiento del recubrimiento, aplastamiento del concreto y pandeo de las barras longitudinales por exceso de esfuerzos de flexo-compresión; en las vigas se presentan grietas diagonales y rotura de estribos, grietas verticales, rotura del refuerzo longitudinal y aplastamiento del concreto por la flexión. Las conexiones o uniones entre elementos estructurales son, por lo general, los puntos más críticos. En estos nodos el cortante produce grietas diagonales y es común ver fallas por adherencia y anclaje del refuerzo longitudinal de las vigas a causa del poco

desarrollo del mismo. En las losas se presentan grietas por punzonamiento alrededor de las columnas y vigas.

2.1.1.2 Vulnerabilidad sísmica de elementos no estructurales: El término no estructural se refiere a elementos de un edificio que están unidos a las partes estructurales, tales como muros en mampostería, ventanas, techos, puertas, cielos rasos, etc. Que cumplen funciones específicas en el edificio o que simplemente están dentro de la edificación, siendo agrupados en componentes arquitectónicos, instalaciones y equipos. Los elementos no estructurales generalmente poseen un mayor costo que la estructura resistente, además estos elementos tienden a sufrir un mayor daño en comparación con la estructura a causa de sismos de magnitud moderada y baja, por lo cual una edificación puede permanecer en pie después de un evento sísmico, pero a la vez inhabilitado por la pérdida de los elementos no estructurales.

2.2 DEMANDA SÍSMICA:

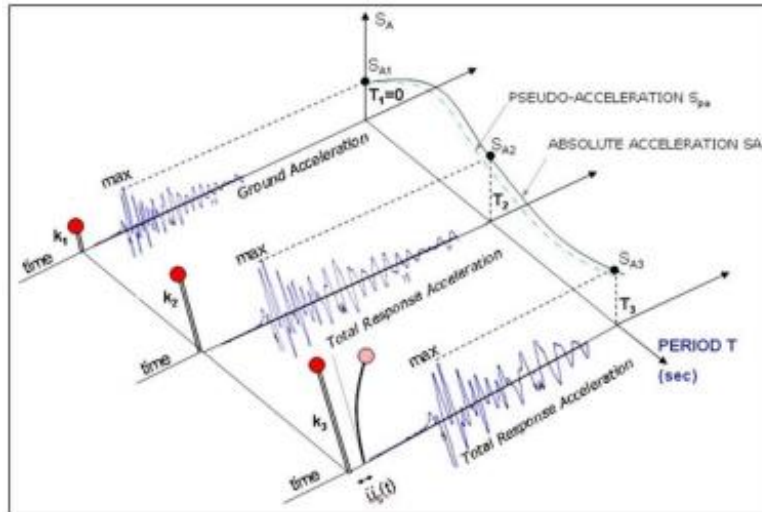
La energía liberada por un terremoto se transfiere a la corteza terrestre mediante ondas sísmicas que siguen un recorrido altamente aleatorio en función de múltiples variables como la profundidad de falla, las características del terreno, entre otras. El material que se encuentra en la corteza disipa la energía sísmica, razón por la cual el movimiento fuerte del terreno producido por un sismo usualmente sólo se registra en distancias cercanas al punto de liberación de energía. Sin embargo, existen casos en que, a pesar de la mencionada disipación de energía, es posible registrar el movimiento fuerte del terreno a distancias considerables del epicentro debido a efectos locales o topográficos, Acevedo (Acevedo, 2012). Al valor esperado de estas acciones sísmicas, en el sitio de interés, se le llama amenaza sísmica y se cuantifica en términos de una aceleración horizontal del terreno, que tiene una probabilidad de excedencia dada en un lapso predeterminado. La principal

manera de caracterizar la amenaza sísmica es en base al espectro de respuesta elástico y se utiliza en el método de análisis modal espectral, definido en la normativa Colombiana, la cual proporciona mapas de amenaza sísmica que permiten obtener coeficientes para calcular espectros de respuesta para cualquier zona ubicada en el país.

2.2.1 Espectros de respuesta: Los espectros de respuesta son diagramas que representan la respuesta máxima de aceleración, velocidad o desplazamiento de un oscilador de un grado de libertad ante una excitación dinámica dada. En el eje de las abscisas, contienen la frecuencia o el período fundamental del sistema y en el eje de las ordenadas, la respuesta máxima de aceleración.

El espectro de respuesta es un concepto práctico que permite caracterizar los movimientos sísmicos y su efecto sobre las estructuras. El espectro de respuesta sísmico se obtiene resolviendo la ecuación dinámica de equilibrio para un sistema de un grado de libertad considerando como dato de entrada el registro de las aceleraciones generalmente producidas por un sismo. La variable independiente en los espectros de respuesta suele ser el período y si se quiere, el amortiguamiento, tal como se muestra en la Figura 1.

Figura 1. Representación gráfica de la obtención de un espectro de respuesta para un sistema de un grado de libertad.



Fuente: Adaptado de Lectures Anastasios Sextos Bauhaus-Universitat Weimar

2.3 MÉTODOS DE EVALUACIÓN DE CAPACIDAD ESTRUCTURAL

La capacidad estructural es la habilidad que posee un edificio de soportar demandas sísmicas y depende de la resistencia y deformación máxima de cada uno de sus elementos. Para determinar esta capacidad se utilizan procedimientos lineales y no lineales, los cuales se pueden aplicar considerando a un modelo estático o dinámico.

2.3.1 Métodos lineales: Estos mantienen el uso tradicional de una relación tensión-deformación lineal, pero incorporan ajustes a las deformaciones globales del edificio, y también incluyen requerimientos en la calidad de los materiales utilizados, para permitir una mejor consideración de probables características no lineales para la respuesta sísmica. Estos procedimientos generalmente se utilizan cuando las estructuras poseen una regularidad estructural en planta y en elevación. Si la estructura posee una o más irregularidades, los procedimientos lineales no se

podrán utilizar. Los procedimientos lineales son aproximados, pero pueden brindar resultados inexactos si se aplican a edificios con asimetrías geométricas en planta y elevación.

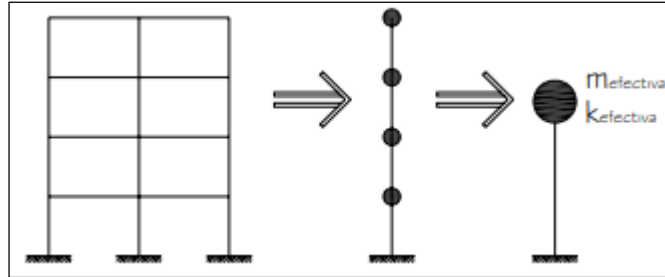
2.3.1.1 Análisis estático lineal: Principalmente la estructura se modela como un grado de libertad y una rigidez elástica lineal. La acción sísmica se modela mediante una distribución de fuerzas laterales equivalentes, las cuales son obtenidas mediante la distribución en altura del cortante en la base, y se determinan, mediante este análisis, las fuerzas internas y desplazamientos de los elementos. Este tipo de procedimiento se utiliza para propósito de diseño y un análisis básico aproximado en estructuras que no tengan gran altura y que el primer modo de vibración es el predominante. Este método también es conocido como Fuerza Horizontal Equivalente.

En este procedimiento se definen estados de fuerzas laterales estáticas y procedimientos elásticos para determinar la relación demanda-capacidad de los elementos, proporcionando buena aproximación de la capacidad elástica y de la primera cedencia, pero no pueden predecir mecanismos de falla, ni tomar en cuenta la redistribución de fuerzas en el progreso de la cedencia. La magnitud de la carga lateral se selecciona con la intensión que, cuando se aplique el modelo elástico del edificio se obtengan desplazamientos de diseño aproximados a los desplazamientos máximos esperados durante el sismo de diseño. Se realizan modificaciones para la respuesta del desplazamiento del edificio para tener una mejor consideración del posible comportamiento no lineal de la estructura, ya que unos desplazamientos son los mejores indicadores del daño en un rango no lineal.

La estructura se modela como un sistema de un grado de libertad, tal como se muestra en la Figura 2, con una rigidez elástica lineal. La acción sísmica se modela mediante una distribución de fuerzas horizontales equivalentes, a partir de la primera estimación de la primera frecuencia fundamental de la estructura, usando

relaciones empíricas o el método de Rayleigh, se determina, la aceleración espectral S_a , la cual, al multiplicarse por la masa de la estructura, se obtiene el cortante basal. Esta fuerza se distribuye en toda la altura del edificio en base a unos coeficientes.

Figura 2. Diagrama equivalente de un grado de libertad



2.3.1.2 Distribución de fuerzas horizontales equivalentes: De acuerdo con las disposiciones establecidas por el Título A [NSR-10], la distribución vertical en altura de la fuerza sísmica se puede calcular utilizando la expresión:

$$F_x = C_{vx} \cdot V \quad [2.3.1]$$

$$C_{vx} = \frac{\omega \cdot h^k}{\sum(\omega_i \cdot h_i^k)} \quad [2.3.2]$$

Donde:

C_{vx} : Facto de distribución vertical

T : Período de vibración de la estructura

K : 2.0 para $T \geq 2.5$ segundos, 0 para $T \leq 0.5$ segundos

V : Cortante basal del edificio

ω : Porción del peso total del edificio W asignado al nivel x

ω_i : Porción del peso total del edificio W asignado al nivel i

h : Altura en metros desde la base del edificio hasta el nivel x

h_i : Altura en metros desde la base del edificio hasta el nivel i

Donde el subíndice i se especifica para cualquier entrepiso de la estructura y el x para el entrepiso en estudio.

A. Distribución horizontal de la fuerza sísmica:

Las fuerzas sísmicas para cada nivel se pueden determinar, utilizando la expresión, donde V_s es el cortante en la base:

$$V_s = \Sigma \left(\frac{F_i \cdot \omega}{\Sigma \omega_i} \right) \quad [2.3.3]$$

B. Combinaciones de carga:

Las combinaciones de carga principales impuestas por la normativa Colombiana, en el Título B [NSR-10] son:

$$1.4D \quad [2.3.4]$$

$$1.2D + 1.6L \quad [2.3.5]$$

$$1.2D + 1.0E + 1.0L \quad [2.3.6]$$

$$0.9D + 1.0E + 1.6H \quad [2.3.7]$$

2.3.1.3 Análisis dinámico lineal: La estructura se modela como un sistema de múltiples grados de libertad mediante una matriz de rigidez elástica lineal y una matriz de amortiguamiento, la acción sísmica se modela utilizando un análisis modal espectral. También se determinan las fuerzas internas y desplazamientos de los elementos. Se debe realizar en absolutamente todas las estructuras sin importar su condición, ya que es la respuesta más aproximada del comportamiento en tiempo real de la estructura, y además, es accesible a la mayoría de herramientas computacionales.

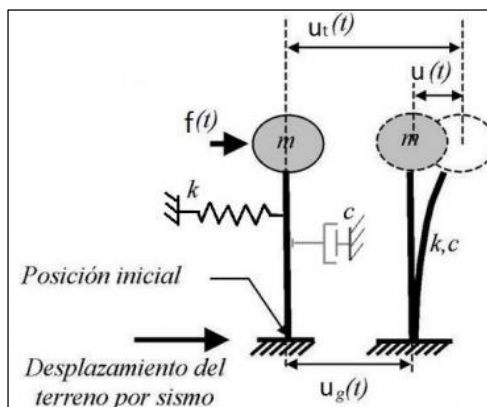
A partir de un espectro de respuesta se puede calcular de una manera aproximada la fuerza y la deformación que actuarían sobre una estructura ante la señal que originó el espectro. Es decir, los espectros de respuesta contienen los valores máximos del movimiento del terreno de forma indirecta a partir del filtro que establece el sistema de un grado de libertad que representa cada estructura. Por tanto, teóricamente, el espectro de diseño de una zona debería ser una curva envolvente de los espectros de respuesta de los registros acelerográficos de los sismos que se esperan en dicha zona en un determinado tiempo.

En la Figura 3 se muestra un esquema de un sistema de un grado de libertad cuya ecuación de equilibrio dinámico viene dada por la siguiente ecuación

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = f(t) \quad [2.3.8]$$

donde m es la masa del sistema, c el amortiguamiento, k la rigidez, $f(t)$ es la fuerza aplicada a la estructura, u'' , u' y u son la aceleración, velocidad y desplazamiento, respectivamente.

Figura 3. Representación gráfica de un sistema de vibración de un grado de libertad.



Fuente: Adaptado de Oviedo & Duque, Rev. EIA.Esc.Ing.Antioq no.6 Envigado July/Dec. 2006.

La rigidez del sistema k se puede calcular a partir de:

$$k = m\omega^2 \quad [2.3.9]$$

donde m es la masa del sistema y ω su frecuencia angular. La frecuencia angular y el período fundamental del sistema se relacionan mediante la siguiente ecuación:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad [2.3.10]$$

En la mayoría de los sistemas sometidos a vibraciones, existen fuerzas de amortiguamiento que se encargan de hacer que el sistema vuelva al estado de reposo en ausencia de excitadores externos. En el caso de los sistemas estructurales usados en la ingeniería civil, estas fuerzas de amortiguamiento se consideran como una fracción del amortiguamiento crítico del sistema, C_{cr} , el cual se puede expresar con la siguiente ecuación:

$$C_{cr} = 2m\omega \quad [2.3.11]$$

La fracción de amortiguamiento crítico, ξ , es la relación entre el amortiguamiento del sistema, c , y el amortiguamiento crítico de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\xi = \frac{c}{C_{cr}} \quad [2.3.12]$$

El factor de amortiguamiento crítico, en estructuras civiles típicas, oscila entre 0.02 y 0.2. Al sustituir estas ecuaciones anteriores en la ecuación [2.3.8] se obtiene:

$$m\ddot{u}(t) + 2\xi m\omega\dot{u}(t) + m\omega^2u(t) = f(t) \quad [2.3.13]$$

$$\ddot{u}(t) + 2\xi\dot{u}(t) + \omega^2u(t) = \ddot{u}g(t) \quad [2.3.14]$$

Debido al carácter aleatorio de los terremotos, la anterior ecuación se debe resolver con un método numérico, el más conveniente es el de la integral de Duhamel, como se muestra a continuación:

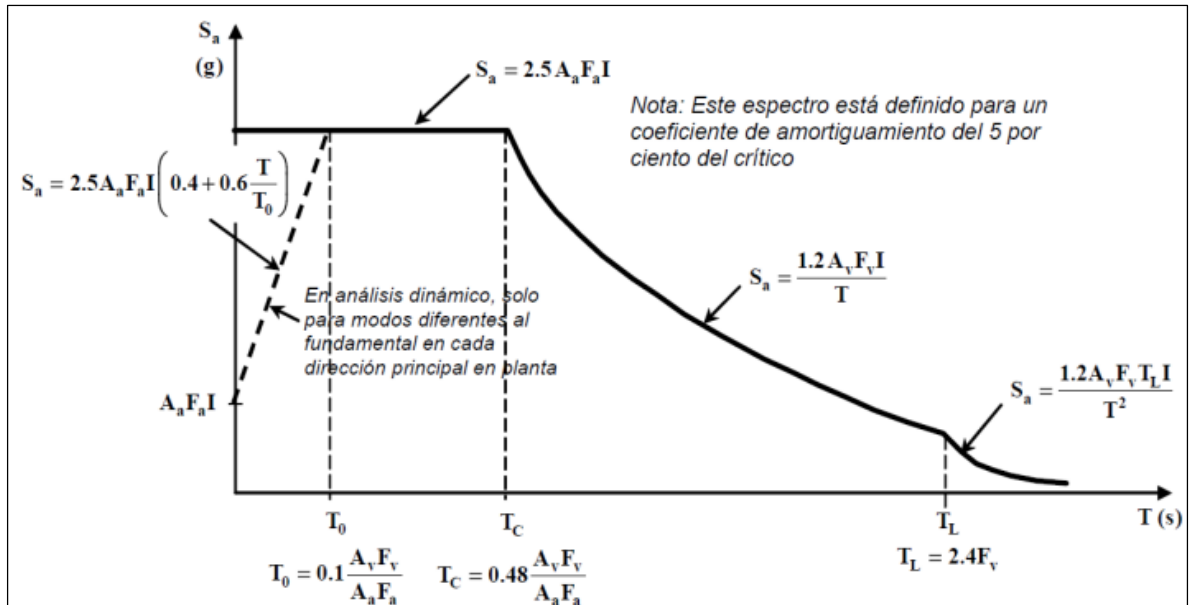
$$u(t) = \frac{1}{\omega_D} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{sen}(\omega_D(t-\tau)) d\tau \quad [2.3.15]$$

El intervalo de períodos considerados habitualmente va de 0 a 10 segundos. En este intervalo se suelen situar la mayoría de estructuras civiles. Es importante destacar que el cálculo de un espectro de respuesta requiere un tiempo computacional considerable, debido a que se debe evaluar la respuesta para múltiples períodos y, además, el acelerograma puede llegar a tener miles de puntos. Por esta razón conviene calcular los espectros de la forma más eficiente posible.

a. Espectros elásticos de diseño:

Tal y como se mencionó anteriormente, los espectros de respuesta son calculados a partir de acelerogramas no representan todos los posibles terremotos de una zona. Por esto, la normativa colombiana provee funciones suavizadas que se obtienen a partir del análisis de bases de datos de acelerogramas y estudios de vulnerabilidad sísmica, que se denomina NSR-10 y es de obligatorio cumplimiento. En esta se proponen espectros de diseño para una fracción de amortiguamiento $\xi=5\%$, los cuales se calculan por medio de las ecuaciones en la Figura 4.

Figura 4. Modelo de espectro elástico de diseño NSR-10.



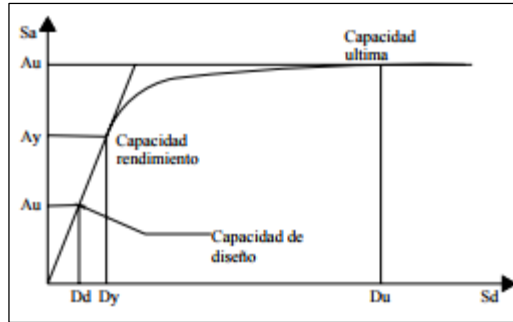
Fuente: Adaptado de Reglamento Colombiano de construcción sismo-resistente NSR-10, (Figura A.2.6-1).

2.3.2 Análisis estático no lineal. La filosofía del diseño sísmico de edificios se ha enfocado tradicionalmente en reducir el riesgo de pérdidas humanas y materiales en el momento de un sismo de gran magnitud. En este sentido, se han desarrollado métodos de análisis sísmicos lineales y no lineales que son empleados para estimar el posible daño al que pueda estar sometida la estructura ante una excitación sísmica. Estos análisis se pueden usar no sólo para realizar el diseño de una edificación, sino para evaluar una estructura ya existente y verificar su diseño sísmico. Existen varios métodos empleados para evaluar analíticamente el comportamiento de las edificaciones ya existentes, tanto para el rango elástico como el inelástico. Los métodos de análisis elásticos incluyen procedimientos de fuerza lateral estática, de fuerza lateral dinámica y procedimientos elásticos usando cuantías de demanda-capacidad (Applied Technology Council – ATC40). Los métodos de análisis inelásticos evalúan el comportamiento global de la estructura en el rango plástico, usando procedimientos de fuerza lateral elástica y empleando metodologías basadas en una curva de capacidad-demanda.

En este tipo de análisis, el modelo de la estructura incorpora directamente las características no lineales de la relación fuerza-deformación de los elementos y componentes individuales debidas a la respuesta inelástica del material; la representación más común para este análisis es la curva de capacidad de carga o curva “pushover”, la cual corresponde a la relación entre el cortante basal y el desplazamiento en el nivel superior de la estructura. Adicional a esto, en el análisis no lineal se tiene en cuenta el diseño estructural de manera detallada, en el caso de concreto reforzado, se tiene en cuenta el acero de refuerzo en el concreto, lo cual no influye en los análisis lineales, teniendo así una respuesta de la estructura mucho más aproximada.

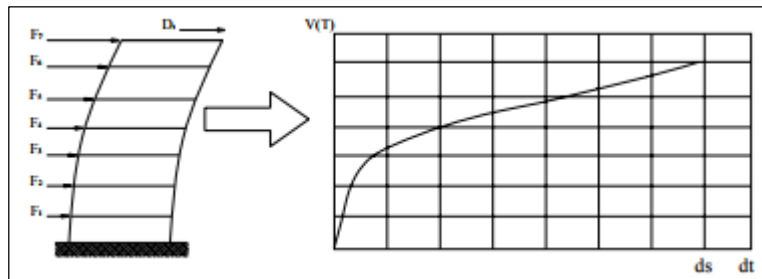
2.3.2.1 Método espectral de capacidad (pushover): Es una técnica simple y eficiente para obtener la capacidad, resistencia-deformación de una estructura bajo una distribución de fuerzas inerciales esperadas. En este análisis la estructura se somete a un patrón de cargas laterales que se incrementan de manera monótonica hasta que la estructura alcanza su capacidad en crear una curva de capacidad (pushover) de una estructura, luego transformarla a coordenadas espectrales con el fin de intersecarla con un espectro de respuesta reducido para estimar el desplazamiento máximo de la edificación debido a la aplicación de fuerzas sísmicas. En otras palabras, la curva de capacidad de una estructura se refiere a la representación gráfica del desplazamiento total lateral de una edificación en función de la carga sísmica aplicada con el fin de estimar un desplazamiento máximo. El espectro de respuesta reducido o espectro de demanda corresponde al movimiento del suelo ocasionado por un sismo en particular al cual está sometida una edificación [ATC-40]. Utilizando este procedimiento es posible identificar el agrietamiento, cedencia y fallo de cada uno de los componentes, los estaos límites de servicio y el historial de deformaciones y cortantes en la estructura, que corresponde a la curva de la capacidad.

Figura 5. Curva de capacidad tipo.



La forma en la que están distribuidas las fuerzas horizontales, tiene una gran influencia en la determinación de la curva de capacidad.

Figura 6. Esquema del procedimiento para determinar la curva de capacidad.

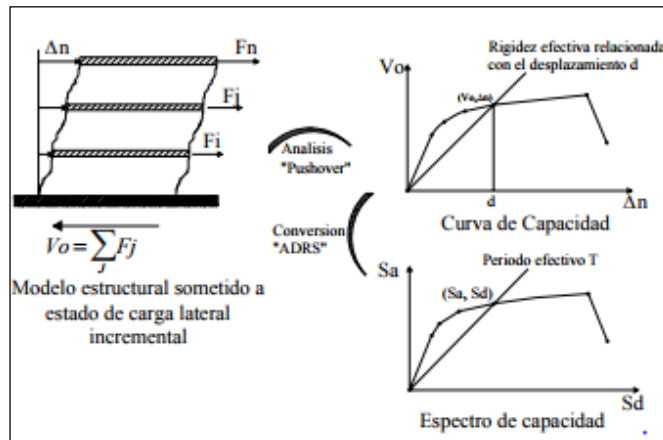


Este método permite estimar gráficamente el desempeño sísmico de un edificio a través de la intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda, se basa en una representación aproximada de las características globales no lineales de la estructura, obtenida mediante el reemplazo del sistema no lineal por un sistema lineal equivalente, usando como base procedimientos del análisis de fuerza horizontal equivalente. Es necesario mencionar que estos son sólo válidos para estructuras con comportamiento lineal.

A. Espectro de capacidad:

Este se determina por medio del análisis estático no lineal, determinando por medio de varios incrementos de carga horizontal, la curva de capacidad consiste en una serie de segmentos de rectas de pendientes decrecientes, asociados a la progresiva degradación de la rigidez de la estructura, la cedencia de elementos y en general, al daño. Usando propiedades modales asociadas al modo fundamental de vibración, es posible transformar la curva de capacidad a un nuevo formato ADRS (Acceleration Displacement Response Spectra), es decir a un espectro de respuesta aceleración-desplazamiento; donde se representa la aceleración espectral S_a , respecto al desplazamiento vertical S_d , denominado espectro de capacidad.

Figura 7. Espectro de Capacidad.



B. Espectro de demanda:

La demanda sísmica inicialmente se caracteriza usando el espectro de respuesta elástico de aceleración, típicamente definido para un amortiguamiento del 5%, el cual debe ser transformado a un formato ADRS, es decir, un espectro de respuesta aceleración-desplazamiento (S_a como una fracción de la aceleración de gravedad) respecto el desplazamiento espectral S_d .

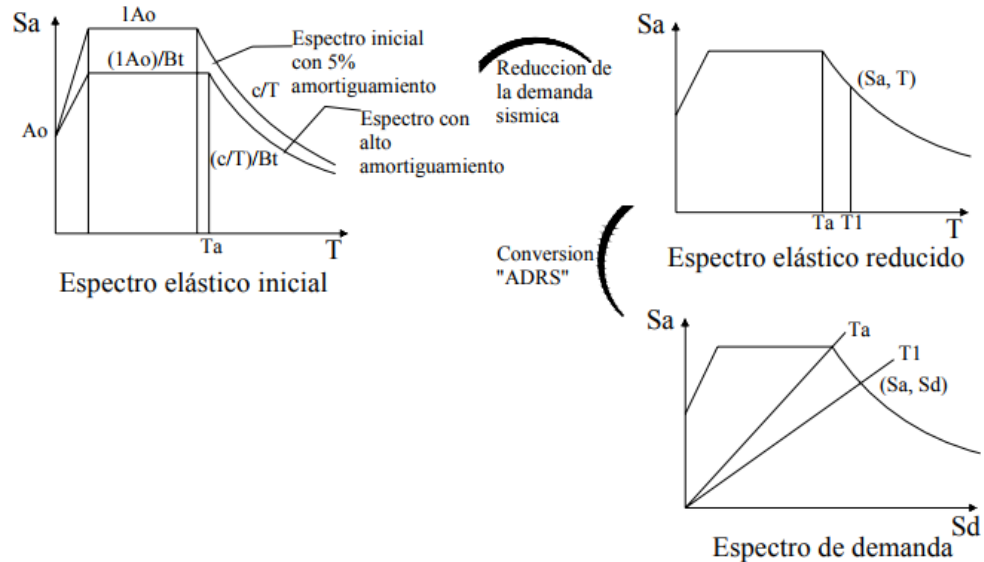
Para dicha conversión cada punto (S_{ai} , T_i) del espectro de respuesta donde T_i es el período en segundos, corresponde a un punto (S_{ai} , S_{di}) del espectro de demanda, según la siguiente ecuación:

$$S_{di} = \frac{T_i^2 \cdot S_{ai} \cdot g}{4\pi^2} \quad [2.3.16]$$

De manera que el espectro de demanda es una representación gráfica de la aceleración máxima de respuesta respecto el correspondiente desplazamiento máximo, para un período y nivel de amortiguamiento dado. Estos valores máximos corresponden a los valores pseudo-espectrales siempre que se trate de pequeños valores del amortiguamiento.

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

Figura 9. Espectro de demanda sísmica



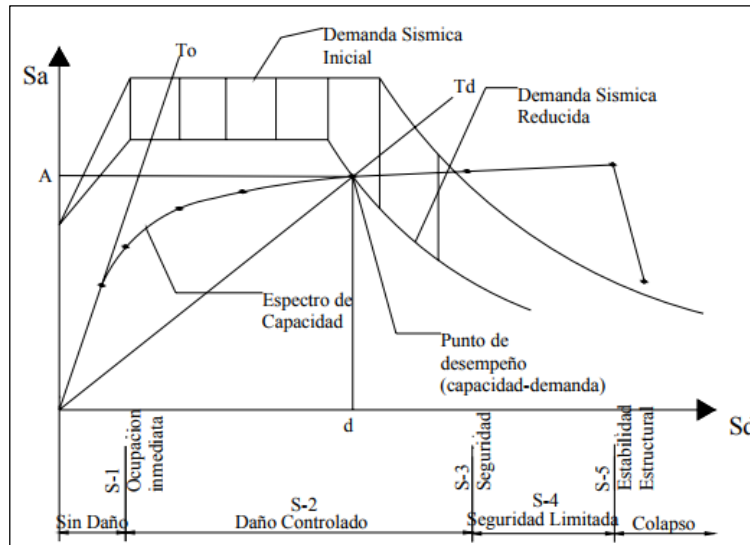
C. Estimación de la respuesta sísmica máxima:

Superponiendo el espectro de capacidad con el espectro de la demanda sísmica es posible identificar la intersección de las curvas, definiendo así el punto de desempeño (A,d) donde se igualan la demanda y la capacidad, como se observa en la Figura 10. Este punto representa la respuesta estructural correspondiente al modo fundamental de vibración en términos de pseudo-aceleración y pseudo-desplazamiento espectral asociado al máximo desplazamiento, que permiten la determinación del desplazamiento impuesto y un cortante basal como respuesta.

La Figura 10 describe el procedimiento de manera gráfica. En la misma se observa como el espectro de demanda sísmica inicial debe ser apropiadamente reducido tomando en consideración un factor de amortiguamiento compatible con la capacidad de disipación de energía del sistema, el cual está asociado con el nivel de deformaciones esperado y determinado por el punto de desempeño sobre el espectro de capacidad. Asociando en el eje de las abscisas los correspondientes valores espectrales de desplazamientos que determinan los diferentes rangos del

desempeño estructural, es posible calificar de manera directa el desempeño de la estructura para los diferentes niveles de la amenaza sísmica considerados.

Figura 8. Espectro de capacidad-demanda.



Tomado de SSCS, 1996.

De este modo, el espectro de capacidad-demanda, constituye una herramienta gráfica bastante práctica que permite determinar entre otras cosas:

- La respuesta estructural máxima del sistema
- Calificar el desempeño sísmico que experimentará el edificio durante un movimiento sísmico específico, lo cual requiere la definición de los rangos de desplazamientos espectral asociado a cada nivel de desempeño estructural.
- La modificación del período de vibración efectivo durante el sismo respecto al obtenido en el régimen elástico para bajos niveles de deformación.
- Evaluar la eficiencia de un esquema de intervención estructural propuesto.

2.3.3 Análisis dinámico no lineal: En este tipo de análisis, la estructura se modela de forma similar al estático no lineal, la gran diferencia es que la acción sísmica se modela con acelerogramas reales obtenidos de sismos y terremotos presentes en algún lugar del planeta. Éste es el procedimiento más sofisticado para predecir las

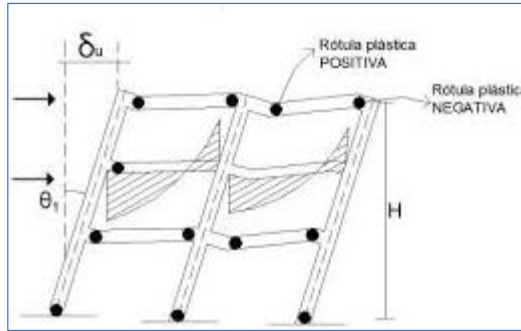
fuerzas internas y desplazamientos internos de los elementos de una estructura sometida a un sismo en la realidad.

2.4 MODELADO DE LAS PROPIEDADES NO LINEALES DE LOS MATERIALES

El mayor efecto significativo del comportamiento no lineal de los materiales se representa por medio de rótulas plásticas, las cuales se generan en zonas específicas a lo largo de la longitud de un elemento. Una rótula plástica se define como aquel punto en que la sección no es capaz de absorber mayor momento a flexión y empieza únicamente a fallar. Este punto se genera a una longitud que varía de acuerdo con el tipo de conexión entre elementos, así como de las características propias de la sección. En realidad, no existe la rótula plástica, pero es una definición que se utiliza en el campo de la Ingeniería Sísmica para encontrar fórmulas que simplifican algún problema [Aguilar Falconi, 2000]. Las rótulas plásticas se encuentran en las zonas rígidas de los elementos, principalmente en sus extremos, estas rótulas pueden ser modeladas de diferentes formas, dependiendo de la calidad y exactitud de resultados que se requieran para la evaluación, también depende del modelo de plasticidad que se emplee, se puede utilizar un modelo de plasticidad concentrada, en el cual, el daño se concentra en un solo punto, no considera longitud de daño; y si se requieren resultados más precisos donde se considere la longitud de daño se puede usar la modelación de rótulas plásticas por análisis de fibras.

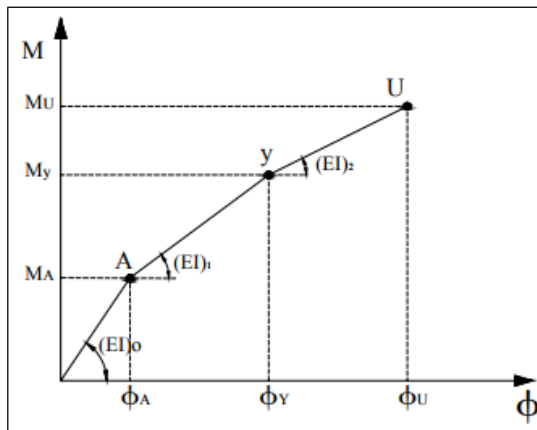
2.4.1 Modelo de plasticidad concentrada: Por este método la falla se concentra en un solo punto, es un modelo muy sencillo pero se obtienen buenos resultados [Paulina, 2004].

Figura 9. Ejemplo de rótulas concentradas en vigas



2.4.1.1 Diagrama Momento-Curvatura: La formación de rótulas plásticas se da por la constante degradación de la rigidez de los elementos. Para verificar el cambio en la rigidez se establece el diagrama de momento-curvatura para la sección de un elemento determinado.

Figura 10. Diagrama Momento-Curvatura tipo



El comportamiento elástico de la sección se define hasta el punto A, el punto Y es cuando el acero a tensión fluye, convirtiéndose en una zona potencial de rótula plástica, ya que la sección ha comenzado a fluir; y en el punto Y se refiere a la capacidad última a compresión del concreto.

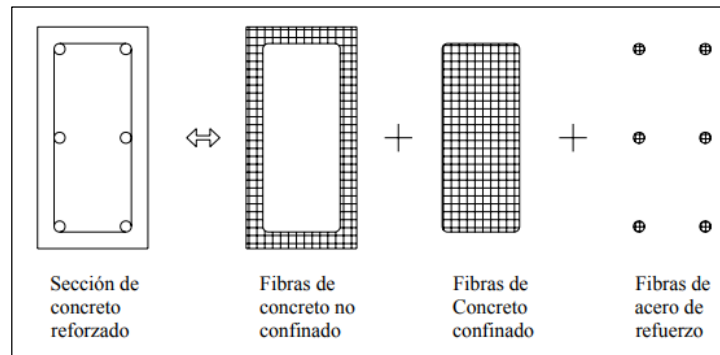
Conocer el diagrama Momento-Curvatura de una sección de un elemento es muy importante ya que podemos conocer cuál es la capacidad máxima de ductilidad por curvatura del elemento. Si un elemento posee poca capacidad de ductilidad por curvatura, este presentará una falla frágil cuando la estructura ingrese en el rango no lineal, que no es deseable. Lo ideal sería que el elemento posea una capacidad de ductilidad por curvatura alto para que la estructura disipe la mayor cantidad de energía, y que se realice una distribución de momentos para que todos los elementos trabajen de una forma adecuada. Los modelos de plasticidad se utilizan para simular el daño que sufrirán los elementos de la estructura ante una demanda sísmica cuando el momento actuante supere a M_a . De manera general, en este modelo se establece que la rótula plástica se formará en la unión de la parte rígida con la flexible en el instante que el acero a tensión en un elemento alcance la fluencia, se considera que en ese punto la sección del elemento no será capaz de soportar las acciones impuestas.

2.4.2 Modelo de plasticidad por fibras: Los elementos estructurales son considerados, generalmente, en el análisis de daño o modelación de estos en forma de “línea” o elemento barra, el método por modelo de fibras pretende establecer un acercamiento del refuerzo de los elementos, esto permite la estimación exacta de distribución de daño estructural y la prolongación de la inelasticidad del material a lo largo de la longitud del miembro como en el área de la sección esto se puede representar explícitamente a través de este método.

El estado de esfuerzo-tensión particular de los elementos de la estructura se obtiene a través de la integración uniaxial de la respuesta no lineal del esfuerzo-tensión de las fibras individuales en las que la sección se ha subdividido, esto se realiza haciendo uso de la discretización de la sección de concreto reforzada en un conjunto de fibras unidimensionales con sus respectivas propiedades mecánicas; esta discretización de la estructura permite su resolución planteando un sistema de ecuaciones lineales y se aplica fácilmente a cualquier estructura. Esta

discretización puede observarse en la Figura 13, se observa que el análisis inicia dividiendo la sección completa en elementos con forma sencilla elegida, para el caso elementos cuadrados, estableciéndose para cada uno de ellos las condiciones de contorno y equilibrio a través de los nodos, luego separando la sección en tres partes, concreto confinado, concreto no confinado y acero longitudinal; el concreto confinado se realiza para incluir el efecto del confinamiento del concreto por el refuerzo transversal.

Figura 11. Modelo de análisis por fibras de secciones de concreto reforzado.



La distribución de la inelasticidad a lo largo de la longitud del miembro se establece como un punto de formulación cúbica inelástica en los elementos de la viga o columna, en donde el modelado se lleva a cabo a través del empleo de dos integraciones de tensiones de fibras en los puntos de control de Gauss en cada sección del elemento estructural para la integración numérica de las ecuaciones gobernantes de la formulación cúbica, tal como se indica en la figura 14. En este sistema local se emplean seis grados de libertad básicos, como se muestra en la Figura 15, en los que se definen los desplazamientos y fuerzas interiores. Si se emplea un número suficiente de fibras, la distribución de la no linealidad del material por el área de la sección se modela con precisión, incluso en un rango muy inelástico.

Figura 12. Modelo de miembro estructural con secciones de Gauss.

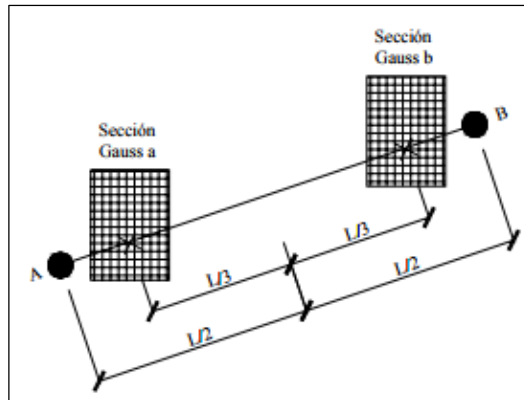
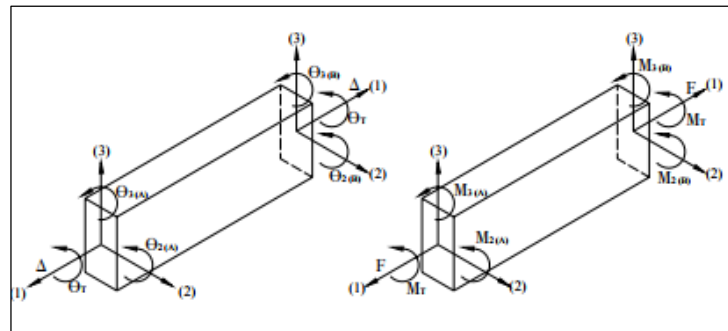


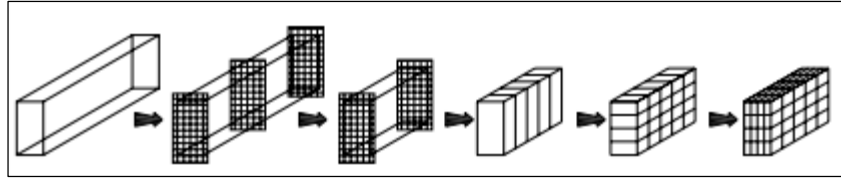
Figura 13. Modelo de ejes de referencias.



La interacción entre la fuerza axial y la deformación transversal del elemento está implícitamente incorporada en el elemento la formulación cúbica sugerida por Izzuddin en 1991, en donde los estados de tensión dentro del elemento son completamente definidos por la tensión axial generalizada y curvatura a lo largo del eje de referencia del elemento.

A diferencia del modelo de rótula concentrada, las rótulas tipo fibra permiten: Una transición gradual entre el rango elástico y plástico de la sección, considerar la interacción entre los distintos tipos de esfuerzos, y evaluar en forma sencilla los esfuerzos en el elemento a partir de una integración sobre la sección.

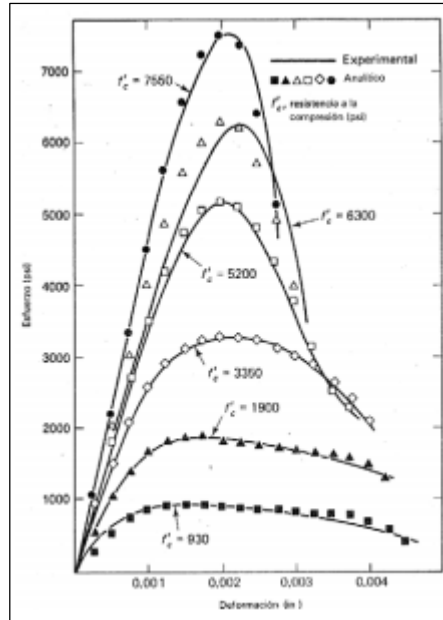
Figura 14. Aplicación del modelado por fibras.



2.4.3 Propiedades mecánicas del concreto reforzado: Para que las estructuras de concreto reforzado se comporten de manera adecuada con un desempeño sísmico aceptable, es necesario que posean un gran grado de ductilidad y no fragilidad. Una forma de lograr el estudio del concreto reforzado es mediante el empleo del concepto de curvas de histéresis o comportamiento histerético, en ellas se define el comportamiento de las secciones de concreto reforzado ante la aplicación de cargas cíclicas, las cuales producen deformaciones en el rango elástico. Las cargas cíclicas son capaces de originar daños, sin ser éstas de gran magnitud, debido a las fases de carga, descarga y recarga; lo que provoca que los componentes fallen por tracción y compresión.

2.4.3.1 Propiedades mecánicas del concreto no confinado: La resistencia a la compresión del concreto se obtiene a partir de los ensayos de cilindros de concreto a compresión después de 28 días. La Figura 17 muestra las curvas típicas de esfuerzo-deformación para concretos de diferentes resistencias.

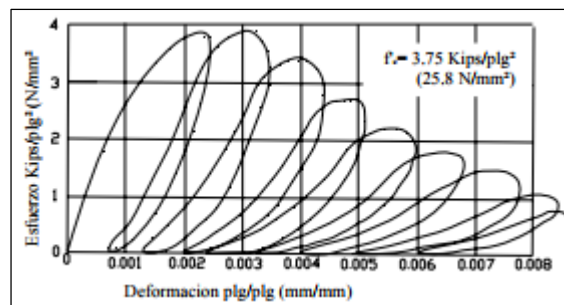
Figura 15. Curvas de resistencias de concreto simple.



Tomado de Nawy, E., 1988.

Las cargas a compresión de elevada intensidad producen un efecto pronunciado de histéresis. La Figura 1 muestra los ciclos obtenidos por Sinha et al. (1964) para tasas lentas de deformación. Este resultado ha sido de gran ayuda para la modelación del comportamiento histerético del concreto reforzado [Park & Paulay, 1994].

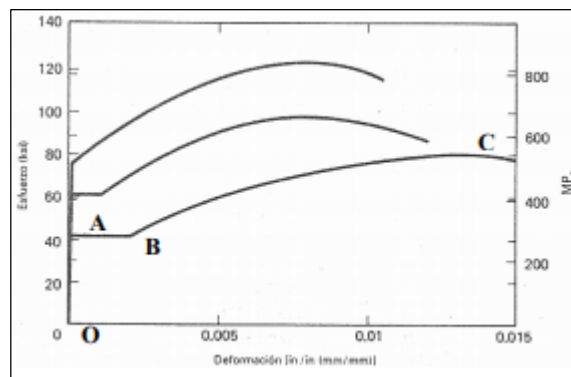
Figura 16. Curvas esfuerzo-deformación bajo cargas cíclicas para concreto simple.



Tomado de Bonnet Díaz, 2003.

2.4.3.2 Propiedades mecánicas del acero de refuerzo: El acero es el elemento del concreto reforzado encargado de proporcionar la ductilidad y resistencia ante ciclos repetitivos de carga, sin disminuir significativamente su resistencia, aun cuando se encuentra en niveles muy altos de deformación. En la Figura 19 se observa la zona elástica lineal O-A, el endurecimiento hasta el esfuerzo máximo en B-c, las deformaciones de endurecimiento y fluencia, respectivamente.

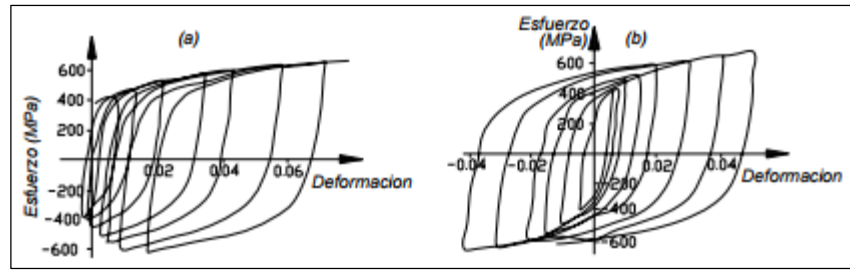
Figura 17. Curva esfuerzo-deformación del acero.



Tomado de Nawy, E., 1988.

Cuando el acero es sometido a cargas cíclicas, dentro del rango inelástico, la plataforma de fluencia desaparece y la curva esfuerzo-deformación exhibe el efecto “Bauschinger” según el cual, el comportamiento no lineal comienza para un nivel de esfuerzo mucho más bajo que la resistencia inicial de fluencia. Este efecto consiste en que las curvas esfuerzo-deformación exhiben una forma redondeada durante la fluencia. La Figura 20 muestra el resultado de los diferentes tipos de ensayos de carga cíclica del acero de refuerzo. Los comportamientos típicos en refuerzos en rótulas plásticas de las vigas corresponden al primer caso, sólo deformaciones por tracción. En el segundo caso se presenta deformación por tracción y compresión alternadamente, produciendo ciclos de histéresis simétricos, este se presenta durante las respuestas cíclicas de columnas con carga axial moderadas o altas.

Figura 18. Curva esfuerzo-deformación del acero bajo cargas cíclicas.



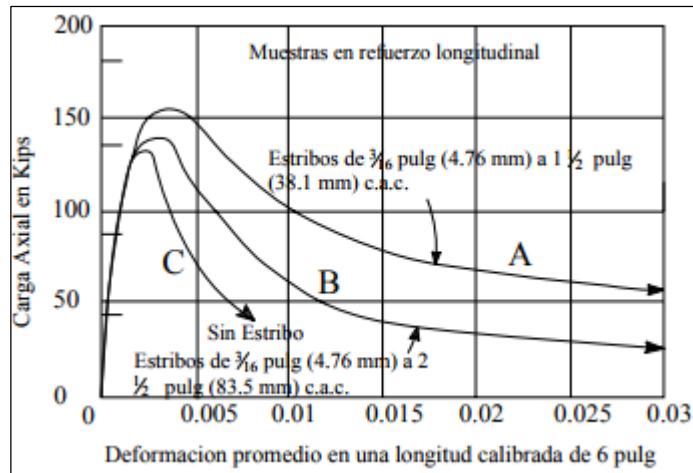
Tomado de Bonett Díaz, 2003.

2.4.3.3 Propiedades mecánicas del concreto confinado: El concreto reforzado se logra mediante la utilización del acero para confinar el concreto simple, con el fin de reducir las deformaciones transversales elevadas que generan un agrietamiento interno o fallas por compresión, generando pandeos en el refuerzo longitudinal.

En ensayos se ha demostrado que el confinamiento por refuerzo en espiral proporciona un mejor confinamiento que el generado por la utilización de estribos rectangulares o circulares; debido a que el refuerzo en espiral es de forma axial, en cambio en los estribos rectangulares los esfuerzos se concentran en las esquinas, y en ciertos casos se pueden generar deformaciones en las partes laterales.

La Figura 21 muestra tres cruvas, donde se observa la influencia de los refuerzos transversales. Las curvas A y B, que corresponden a vigas de concreto con estribos a diferentes separaciones, y la curva C es en concreto simple.

Figura 19. Curva esfuerzo-deformación del concreto reforzado con diferentes niveles de confinamiento.



Tomado de Bonett Díaz, 2003.

Se puede concluir de esta gráfica:

- La relación entre el volumen del acero transversal y el volumen del núcleo de concreto, debido a que un elevado contenido de acero transversal involucra una elevada presión de confinamiento.
- La resistencia a la fluencia del acero transversal, lo cual proporciona un límite superior a la presión de confinamiento.
- La relación entre el espaciamiento del acero transversal y las dimensiones del núcleo de concreto, debido a que un espaciado más pequeño conduce a un confinamiento más efectivo.
- La relación entre el diámetro de la varilla transversal y la longitud no soportada de las varillas transversales en el caso de estribos o aros rectangulares, debido a que un diámetro grande de varilla conduce a un confinamiento más efectivo.

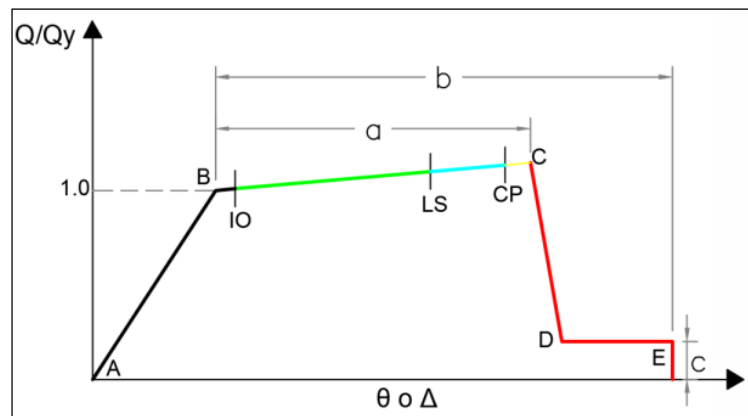
2.4.4 Caracterización de los mecanismos de falla: Cuando un edificio es sometido a movimientos telúricos severos, su respuesta suele ser no lineal. La filosofía del diseño sismorresistente de edificaciones, supone la disipación de energía sísmica a través del comportamiento inelástico de la estructura. Esta

consideración permite obtener un diseño más eficiente con una relación costo beneficio más alta. Para el análisis no lineal, ya sea estático o dinámico, es necesario conocer las relaciones momento-curvatura de los elementos. De estos diagramas se obtiene la rigidez de una sección de acuerdo con el nivel de cargas que actúa sobre la misma, Aguiar et al. (Aguiar, Mora, & Rodriguez, 2015).

La Figura 22 es una idealización del comportamiento de la relación momento-curvatura de un elemento de concreto reforzado. De acuerdo a este esquema, cuando la deformación del elemento se incrementa, la carga actuante varía siguiendo las leyes de comportamiento vinculadas a cada tramo. De acuerdo al ASCE 41 (ASCE 41, 2011) y al FEMA 356, los puntos *A*, *B*, *C*, *D* y *E* que se muestran en la Figura son los puntos notables del diagrama de momento-curvatura. El punto *B* corresponde a la fluencia; el *C* está vinculado al esfuerzo máximo y el segmento *DE* es el momento residual. En el eje horizontal se indica el desplazamiento, y en el eje vertical se muestra la carga actuante, el momento flector, Aguiar et al, (2015).

El paso de curvatura a rotación se realiza por medio de la longitud plástica L_p , cuando la sección ingresa al rango no lineal se obtiene la longitud plástica con base en el diagrama de momentos, Ger (Ger and Cheng, 2012).

Figura 20. Diagramas de momento-rotación.



Fuente: Federal Emergency Management Agency. FEMA 356.

2.4.4.1 Rótulas plásticas: En concreto reforzado una rótula plástica es un concepto teórico que idealiza el comportamiento de una sección en la que el refuerzo de acero que trabaja a tracción alcanza la plastificación y gira bajo incrementos de carga sin apenas aumentar el momento. En la Figura 23 se observa la tabla de rótulas plásticas para muros portantes.

Figura 21. Parámetros y criterios de aceptación para procedimientos no lineales en muros portantes de concreto reforzado. FEMA356. Table 6.-18.

Conditions	Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation (radians)						
	a	b		c	Performance Level					
			Component Type							
			Primary		Secondary ⁴					
				ID		LS	CP	LS	CP	
I. Shear walls and wall segments										
$\frac{(A_g - A'_g) f_y + P}{l_w A_w \sqrt{f'_c}}$	Shear $\frac{V_u}{l_w A_w \sqrt{f'_c}}$	Confined Boundary ¹								
≤ 0.1	≤ 3	Yes	0.015	0.020	0.75	0.005	0.010	0.015	0.015	0.020
≤ 0.1	≥ 6	Yes	0.010	0.015	0.40	0.004	0.006	0.010	0.010	0.015
≥ 0.25	≤ 3	Yes	0.009	0.012	0.60	0.003	0.006	0.009	0.009	0.012
≥ 0.25	≥ 6	Yes	0.005	0.010	0.30	0.0015	0.003	0.005	0.005	0.010
≤ 0.1	≤ 3	No	0.008	0.015	0.60	0.002	0.004	0.006	0.006	0.015
≤ 0.1	≥ 6	No	0.006	0.010	0.30	0.002	0.004	0.006	0.006	0.010
≥ 0.25	≤ 3	No	0.003	0.005	0.25	0.001	0.002	0.003	0.003	0.005
≥ 0.25	≥ 6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.001	0.002	0.002	0.004
II. Columns supporting discontinuous shear walls										
Transverse reinforcement ²										
Conforming			0.010	0.015	0.20	0.003	0.007	0.010	n.a.	n.a.
Nonconforming			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	n.a.	n.a.
III. Shear wall coupling beams										
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement ³		Shear $\frac{V_u}{l_w A_w \sqrt{f'_c}}$								
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement		≤ 3	0.025	0.050	0.75	0.010	0.02	0.025	0.025	0.050
		≥ 6	0.02	0.040	0.50	0.005	0.010	0.020	0.020	0.040
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement		≤ 3	0.020	0.035	0.50	0.006	0.012	0.020	0.020	0.035
		≥ 6	0.010	0.025	0.25	0.005	0.008	0.010	0.010	0.025
Diagonal reinforcement		n.a.	0.030	0.050	0.80	0.006	0.016	0.030	0.030	0.050

1. Requirements for a confined boundary are the same as those given in ACI 308.

2. Requirements for conforming transverse reinforcement in columns are: (a) hoops over the entire length of the column at a spacing ≤ d/2, and (b) strength of hoops V_u ≥ required shear strength of column.

3. Conventional longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the coupling beam. Conforming transverse reinforcement consists of: (a) closed stirrups over the entire length of the coupling beam at a spacing ≤ d/3, and (b) strength of closed stirrups V_u ≥ 1/4 of required shear strength of the coupling beam.

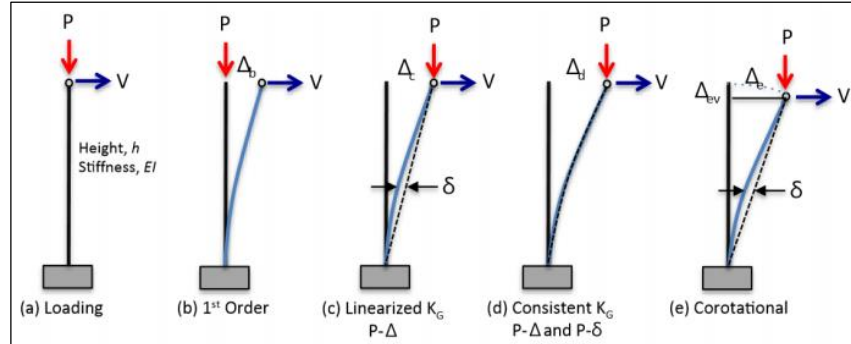
4. For secondary coupling beams spanning $\leq 4^{\circ}$, with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, secondary values shall be permitted to be doubled.

2.4.4.2 Efectos P-Delta: El colapso de una estructura puede ser local o global, así como de tipo progresivo o incremental; el primero consiste en la propagación de un fallo local a otros elementos y el segundo se produce cuando existen desplazamientos muy grande que producen efectos de segundo orden. Este último

también es denominado colapso por desplazamiento lateral, Ibarra et al, (Ibarra & Krawinkler, 2005). El efecto de segundo orden también llamado de degradación en el ciclo o efecto P-delta, Asimakopulos, et al. (Asimakopulos, Karabalis, & Beskos, 2007), se define como la acción de cargas de gravedad que aparecen debido a desplazamientos horizontales en edificios de varios pisos. También lo definen como la amplificación de las demandas de una estructura sometida a desplazamientos laterales debido a la acción de cargas verticales.

El efecto P-delta representa el efecto de una carga alta de compresión que afecta la rigidez transversal de un elemento, esta compresión reduce la rigidez lateral y aumenta la deformación lateral. El efecto P-delta es un tipo de no linealidad geométrica. En la Figura 24 se muestra el efecto P-delta.

Figura 22.. Modelos matemáticos para modelar la no linealidad geométrica por efectos P-delta.



Fuente: Adaptado de F. Charney (2015).

2.4.5 Definición de los niveles de desempeño:

3. DESARROLLO METODOLOGICO Y EXPERIMENTAL

En esta etapa se van a definir las características principales de la edificación, cálculo de cargas aplicadas y un modelo aproximado apoyado en el análisis estructural por el software Midas GEN. Se revisan los requisitos básicos de desempeño de la estructura bajo cargas sísmicas según los criterios de la normativa NSR-10 (Decreto 926, 2010) revisando resultados de desplazamientos y fuerzas internas de diseño en los elementos de resistencia sísmica.

3.1 GENERALIDADES DE LA ESTRUCTURA.

Se seleccionó una edificación residencial existente de 20 pisos de altura, ubicada en la ciudad de Bucaramanga (Colombia), con un sistema estructural de muros portantes con espesores constantes. En la siguiente tabla se muestran las características generales de la estructura:

Tabla 1. Características de la estructura.

Características	Datos	Unidades
Nº Pisos	20	Pisos
Altura	50	m
Área en Planta	852.15	m ²
Nº Apartamentos por piso	8	Unid
Área placa construida	741,4	m ²
Espesor Losa	0,1	m
Espesor Muros	0,15	m

3.1.1 Configuración en planta y altura. La estructura cuenta con un sistema de resistencia vertical y lateral de muros en concreto reforzado, la configuración en fachada y planta se presentan en la Figura 21 y 22:

Figura 23. Plano arquitectónico de planta tipo

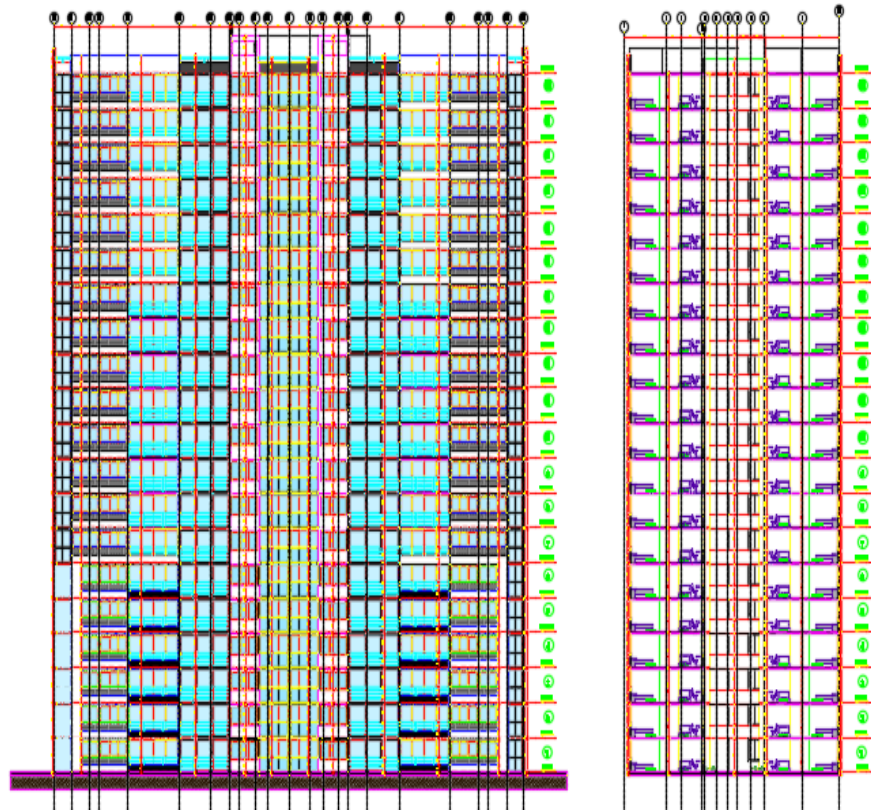
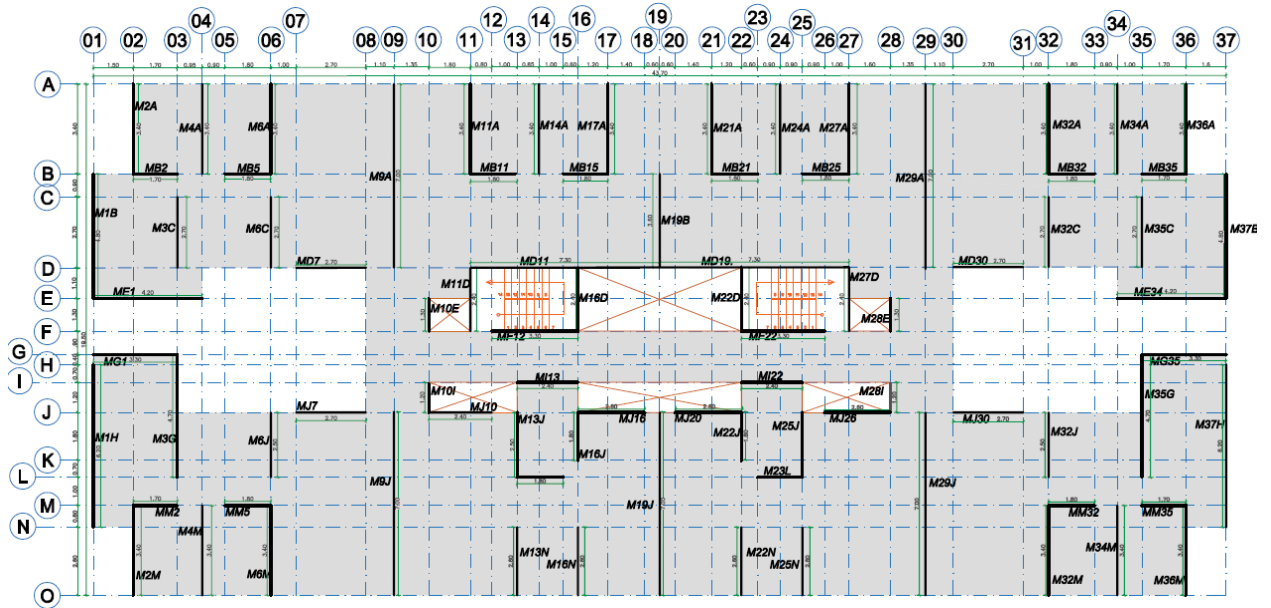


Figura 24. Plano estructural planta tipo.



3.1.2. Características de los materiales Todos los elementos estructurales son en concreto reforzado in-situ, con las siguientes características en sus respectivos materiales.

3.1.2.1. Concreto La resistencia del concreto no confinado es de $f'c = 28MPa$, El módulo de elasticidad se calcula según la expresión para concreto de densidad normal, $Ec = 4700\sqrt{f'c} = 4700\sqrt{28} = 24870.06 MPa$ y la deformación unitaria máxima del concreto a compresión es $\epsilon u = 0.003^2$.

3.1.3 Acero de refuerzo El acero de refuerzo especificado para todos los diámetros es corrugado, conforme a la norma NTC 2289 según indicaciones de NSR-10 (Decreto 926, 2010). La resistencia a fluencia del refuerzo es $Fy = 400MPa$, el módulo de elasticidad es $Es = 200000MPa^3$.

² DECRETO 926. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10). Bogotá D.C., Colombia: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Subcomité A del Comité AIS 100, C.8.5.1, C.21.1.5. 2010

³ Ibíd.

3.1.4 Dimensionamiento de los elementos estructurales. En la figura 22 se muestra la planta de la edificación con los respectivos espesores de muros y losa que componen el sistema estructural. En planta existe un sistema de coordenadas (X y Y) las cuales corresponden a las principales direcciones de la estructura.

3.1.4.1 Muros estructurales y losa En general todos los muros tienen un espesor constante de 0.15 metros en toda su altura según los diseños originales de la estructura. En la Tabla 2 se sintetiza el tipo de muro, su dirección (X o Y), longitud (L) y espesor(h). Por otra parte, el espesor de la losa es de 0.10 metros para todos los pisos incluyendo la cubierta.

Tabla 2. Características de los muros estructurales

Muro	Dirección X		Muro	Dirección Y	
	Longitud [m]	Espesor [m]		Longitud [m]	Espesor [m]
MB2	1.70	0.15	MJ7	2.70	0.15
MB5	1.80	0.15	MM2	1.70	0.15
ME1	4.20	0.15	MM5	1.80	0.15
MD7	2.70	0.15	MJ10	2.40	0.15
MB11	1.80	0.15	MI13	2.40	0.15
MB15	1.80	0.15	MJ16	2.60	0.15
MB21	1.80	0.15	MJ20	2.60	0.15
MB25	1.80	0.15	ML23	1.80	0.15
MD11	7.30	0.15	MI22	2.40	0.15
MF12	3.30	0.15	MJ26	2.60	0.15
MD19	7.30	0.15	MJ30	2.70	0.15
MF22	3.30	0.15	MG35	3.30	0.15
MD30	2.70	0.15	MM35	1.70	0.15
MB32	1.80	0.15	MM32	1.80	0.15
MB35	1.70	0.15	MJ30	2.70	0.15
ME34	4.20	0.15	ML16	1.80	0.15
MG1	3.30	0.15	MI21	2.40	0.15

Dirección Y

Muro	Longitud [m]	Espesor [m]	Muro	Longitud [m]	Espesor [m]
M2A	3.40	0.15	M21A	3.40	0.15
M4A	3.40	0.15	M24A	3.40	0.15
M6A	3.40	0.15	M27A	3.40	0.15
M1B	4.80	0.15	M22D	2.40	0.15
M3C	2.70	0.15	M27D	2.40	0.15
M6C	2.70	0.15	M28E	1.30	0.15
M9A	7.00	0.15	M29A	7.00	0.15
M10E	1.30	0.15	M32A	3.40	0.15
M11A	3.40	0.15	M34A	3.40	0.15
M14A	3.40	0.15	M36A	3.40	0.15
M17A	3.40	0.15	M32C	2.70	0.15
M11D	2.40	0.15	M35C	2.70	0.15
M16D	2.40	0.15	M37B	4.80	0.15
M19B	3.60	0.15	ME34	4.2	0.15
M1H	6.20	0.15	M22J	1.80	0.15
M3G	4.70	0.15	M25J	2.50	0.15
M2M	3.40	0.15	M28I	1.20	0.15
M4M	3.40	0.15	M29J	7.00	0.15
M6M	3.40	0.15	M32J	2.50	0.15
M6J	2.50	0.15	M32M	3.40	0.15
M9J	7.00	0.15	M34M	3.40	0.15
M10I	1.20	0.15	M36G	4.70	0.15
M13J	2.50	0.15	M37H	6.20	0.15
M16J	1.80	0.15	M16N	2.60	0.15
M13N	2.60	0.15	M19J	7.00	0.15

3.1.5 Zona de amenaza sísmica. La estructura residencial se encuentra ubicada en la ciudad de Bucaramanga Santander(Colombia), la cual se cataloga como una zona de amenaza sísmica alta según la tabla A.2.3-2 de la NSR-10.

3.1.6 Tipo de suelo. Según las características de suelo para la ciudad de Bucaramanga presenta los siguientes parámetros:

- Tipo de perfil de suelo: C.
- Coeficiente $Aa = 0.25 g$
- Coeficiente $Av = 0.25 g$
- Coeficiente $Fa = 1.15 g$
- Coeficiente $Fv = 1.55 g$
- Coeficiente de importancia $I = 1.00$

Todos los parámetros anteriores son regidos por el reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10 (Decreto 926, 2010).

3.1.7 Coeficiente de capacidad de disipación de energía (R). El factor R se utiliza para reducir la intensidad de las cargas elásticas usadas para diseño de niveles inelásticos⁴ [3]. Para el sistema estructural de muros de carga con especial disipación de energía se tienen los valores de $R_o = 5.0$ y $\Omega_o = 2.5$ ⁵.

y chequeando los criterios del Capítulo 3 de la NSR-10 (Decreto 926, 2010), se comprueba que la estructura no presenta irregularidades de ningún tipo por lo consiguiente $\phi_a = 1.0, \phi_p = 1.0, \phi_r = 1.0$. según lo anterior:

$$R = \phi_a \phi_p \phi_r R_o = 1.0 * 1.0 * 1.0 * 5.0 = 5.$$

⁴ AWAD R., Análisis y diseño sísmico de edificios, segunda edición, Medellín Colombia, 2012, P 41,57

⁵ DECRETO 926. Op. Cit,

3.2 ESTIMACIÓN DE CARGAS GRAVITACIONALES Y SÍSMICAS.

3.2.1 Carga muerta, viva y peso propio Las cargas sobrepuestas dependen del uso de la edificación, en nuestro caso es de servicio residencial se asignarán las siguientes cargas según los parámetros de capítulo B.3 (Cargas muertas) y B.4 (Cargas vivas) de NSR-10 (Decreto 926, 2010)⁶.

Tabla 3. Cargas muertas y vivas.

Carga	Valor	Unidades
Carga Muerta	4.6	kN/m ²
Carga Viva	1.8	kN/m ²

El peso propio de la estructura corresponde al peso de los elementos estructurales y se le da la asignación de una carga muerta.

3.3 FUERZAS SÍSMICAS.

3.3.1 Parámetros espectro elástico de diseño El espectro elástico es una herramienta que permite diseñar las construcciones teniendo en cuenta las condiciones sismo-tectónicas regionales y las condiciones locales de la respuesta del subsuelo de fundación⁷. Teniendo en cuenta los datos del estudio geotécnico se calcula el espectro de acuerdo con el capítulo 2 de NSR-10 (Decreto 926, 2010)⁸ y se presentan los valores obtenidos en la tabla 4 y su respectiva gráfica.

⁶ Ibíd

⁷ AWAD R., Op, Cit.,

⁸ DECRETO 926 Op. Cit.

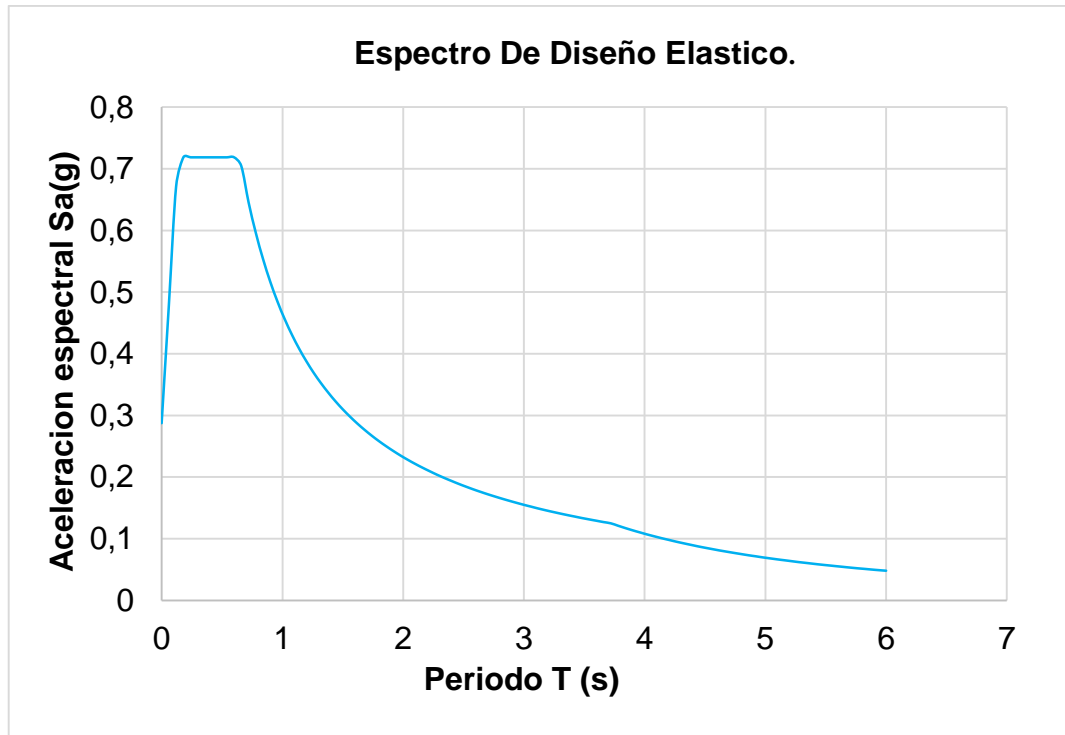
Tabla 4. Valores de espectro elástico.

Periodo T(s)	Aceleración Sd(g)
0	0.2875
0.06	0.4795
0.12	0.6715
0.18	0.7188
0.24	0.7188
0.3	0.7188
0.36	0.7188
0.42	0.7188
0.48	0.7188
0.54	0.7188
0.6	0.7188
0.66	0.7045
0.72	0.6458
0.78	0.5962
0.84	0.5536
0.9	0.5167
0.96	0.4844
1.02	0.4559
1.08	0.4306
1.14	0.4079
1.2	0.3875
1.26	0.369
1.32	0.3523
1.38	0.337
1.44	0.3229
1.5	0.31
1.56	0.2981
1.62	0.287
1.68	0.2768
1.74	0.2672
1.8	0.2583
1.86	0.25
1.92	0.2422
1.98	0.2348
2.04	0.2279
2.1	0.2214

Periodo T(s)	Aceleración Sd(g)
2.16	0.2153
2.22	0.2095
2.28	0.2039
2.34	0.1987
2.4	0.1938
2.46	0.189
2.52	0.1845
2.58	0.1802
2.64	0.1761
2.7	0.1722
2.76	0.1685
2.82	0.1649
2.88	0.1615
2.94	0.1582
3	0.155
3.06	0.152
3.12	0.149
3.18	0.1462
3.24	0.1435
3.3	0.1409
3.36	0.1384
3.42	0.136
3.48	0.1336
3.54	0.1314
3.6	0.1292
3.66	0.127
3.72	0.125
3.78	0.1211
3.84	0.1173
3.9	0.1137
3.96	0.1103
4.02	0.107
4.08	0.1039
4.14	0.1009
4.2	0.0981
4.26	0.0953
4.32	0.0927
4.38	0.0902

Periodo T(s)	Aceleración Sd(g)
4.44	0.0877
4.5	0.0854
4.56	0.0832
4.62	0.081
4.68	0.079
4.74	0.077
4.8	0.0751
4.86	0.0732
4.92	0.0715
4.98	0.0697
5.04	0.0681
5.1	0.0665
5.16	0.065
5.22	0.0635
5.28	0.062
5.34	0.0607
5.4	0.0593
5.46	0.058
5.52	0.0568
5.58	0.0556
5.64	0.0544
5.7	0.0532
5.76	0.0521
5.82	0.0511
5.88	0.05
5.94	0.049
6	0.0481

Gráfica 1. Espectro de diseño elástico.



3.3.2 Parámetros de la Fuerza Horizontal Equivalente A continuación, en la Tabla 3 se describen los datos necesarios para el cálculo de la fuerza horizontal equivalente aplicando los requerimientos de los capítulos A.2 y A.4 de NSR-10 (Decreto 926, 2010)⁹.

Tabla 5. Parámetros para cálculo de la Fuerza Horizontal equivalente.

Parámetros	Datos
Zona Sísmica	Alta
Tipo de suelo	C
Aa (Aceleración pico efectiva)	0.25
Av (Velocidad pico efectiva)	0.25
I (Coeficiente de importancia)	1.00

⁹ Ibíd.

Parámetros	Datos
Ct	0.049
α	0.75
h	50 m
Cu	1.285

Con la mayoría de los datos necesarios para realizar Análisis Modal espectral y el de la Fuerza Horizontal Equivalente se procede a modelar la estructura en el programa Midas GEN®¹⁰.

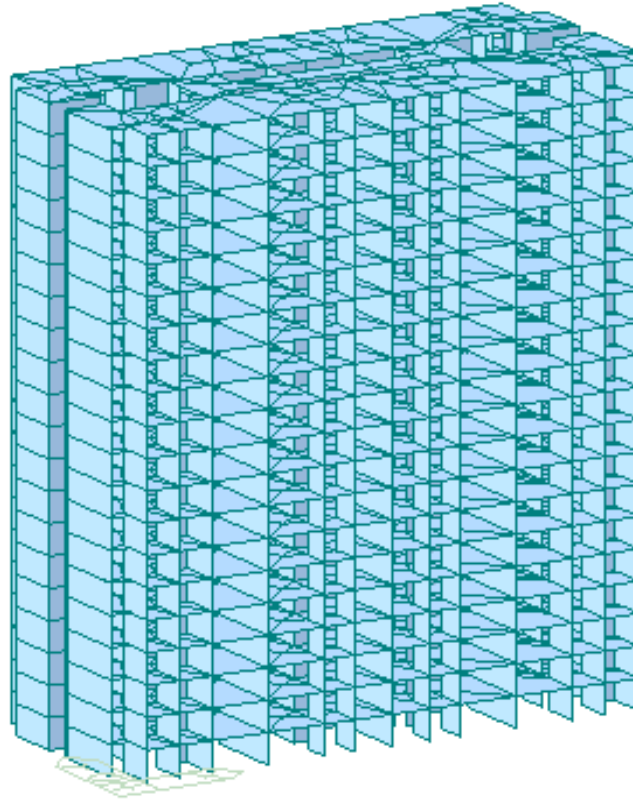
3.4 ANÁLISIS TRIDIMENSIONAL DE LA ESTRUCTURA

La geometría del modelo se define a partir de los planos arquitectónicos mostrados en la Sección 3.1.1. En la Figura 22 se ilustra el modelo tridimensional de la estructura en el software Midas GEN®¹¹.

¹⁰ MIDAS GEN®, Op. Cit.

¹¹ Ibíd.

Figura 25. Modelo tridimensional Midas Gen



La configuración de los muros estructurales se ubicó según las distribuciones planteadas en la Sección 3.1.3.1. La losa de entrepiso tiene un espesor particular (0.10 m) en toda la planta de la edificación, se asigna un diafragma rígido en cada piso y se consideran apoyos con empotramiento perfecto en la base.

3.4.1 Método de la Fuerza Horizontal Equivalente. Se define dos tipos de cargas sísmicas FHX para dirección X y FHY para dirección Y, luego se caracteriza cada una de las cargas sísmicas con las propiedades de la Tabla 3, según los parámetros del Capítulo A.4 de NSR-10 (Decreto 926, 2010)¹² como se presentan en las figuras a continuación:

¹² DECRETO 926. Op. Cit.

Figura 26 Asignación de caso de carga sísmica Fuerza Horizontal Equivalente

Static Load Cases ✕

Name : Add

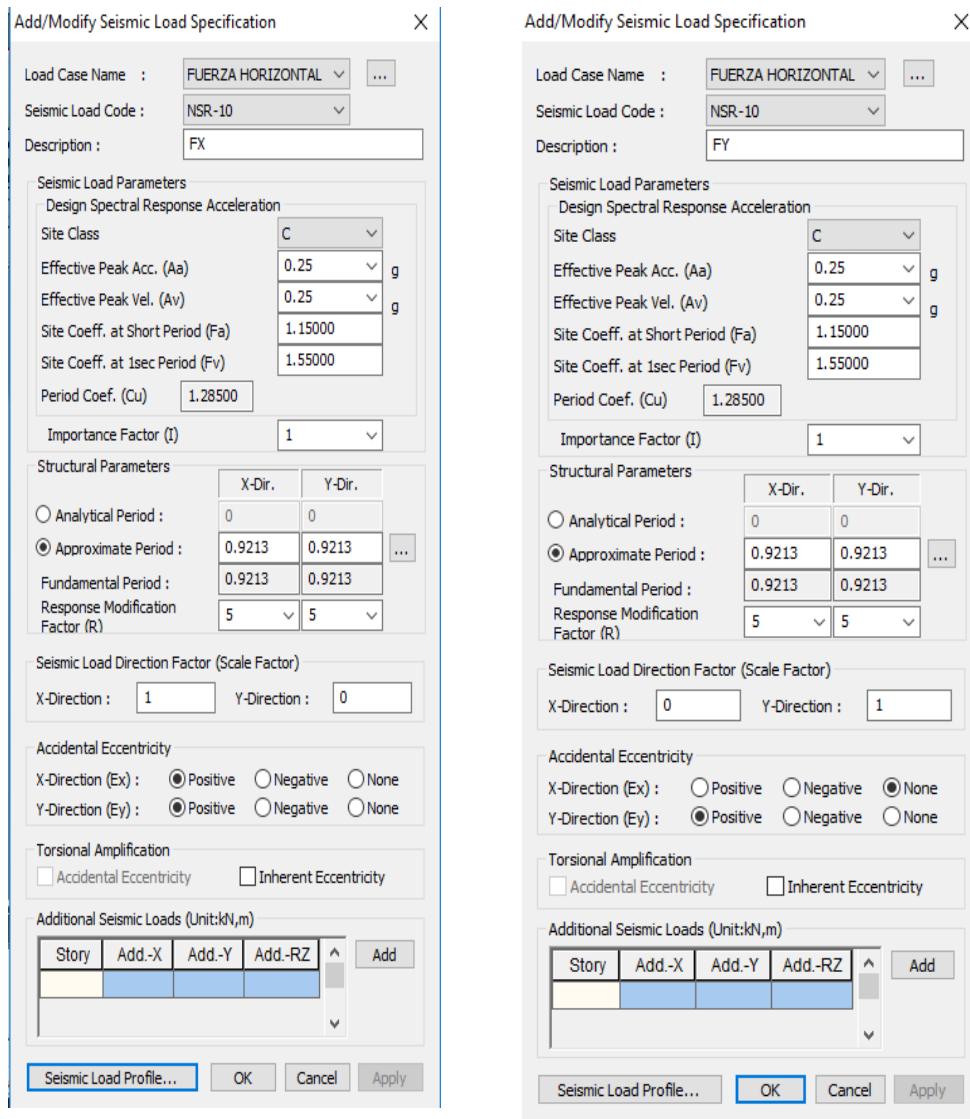
Type : Modify

Description : Delete

	No	Name	Type	Descriptor ^
▶	1	FUERZA HORIZONTAL	Earthquake (E)	
	2	FUERZA HORIZONTAL	Earthquake (E)	
*				

Close

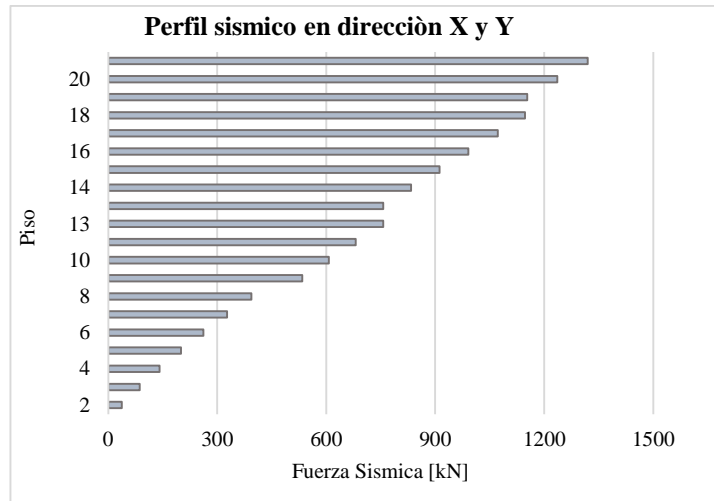
Figura 27. Parámetros específicos de la Fuerza Horizontal Equivalente En Dirección X y Y.



Teniendo en cuenta las propiedades asignadas anteriormente en el Software Midas GEN®¹³ crea los perfiles sísmicos para cada una de las direcciones como se muestra en la Grafica 2.

¹³ MIDAS GEN®, Op. Cit.

Gráfica 2. Perfil sísmico en dirección X y Y.



Finalmente, este método nos proporciona un periodo aproximado en base a la ecuación A.4.2.2 de NSR-10 (Decreto 926, 2010)¹⁴.

$$T_a = C t h^\alpha = 0.049 * 50^{0.75} = 0.9213 \text{ [s]}$$

3.4.2 Análisis Modal Espectral. Se define un caso de carga para cada dirección de la estructura, RSX para la dirección X y RSY para dirección Y. Se aplica como caso de carga dinámica el espectro de la Sección 3.3.1. Completados los pasos anteriores se procede a iniciar el análisis sísmico en el rango elástico por medio del programa Midas GEN®¹⁵.

¹⁴ DECRETO 926. Op. Cit.

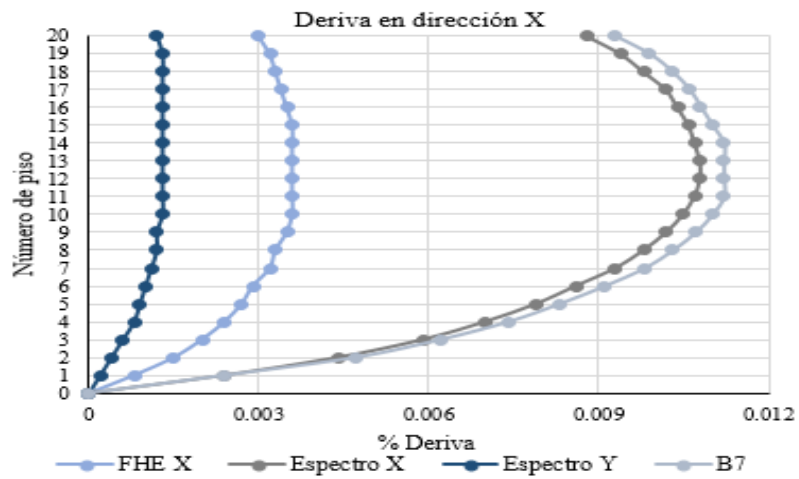
¹⁵ MIDAS GEN®, Op. Cit.

4. ANÁLISIS DE DATOS Y RESULTADOS DEL ANÁLISIS ELÁSTICO.

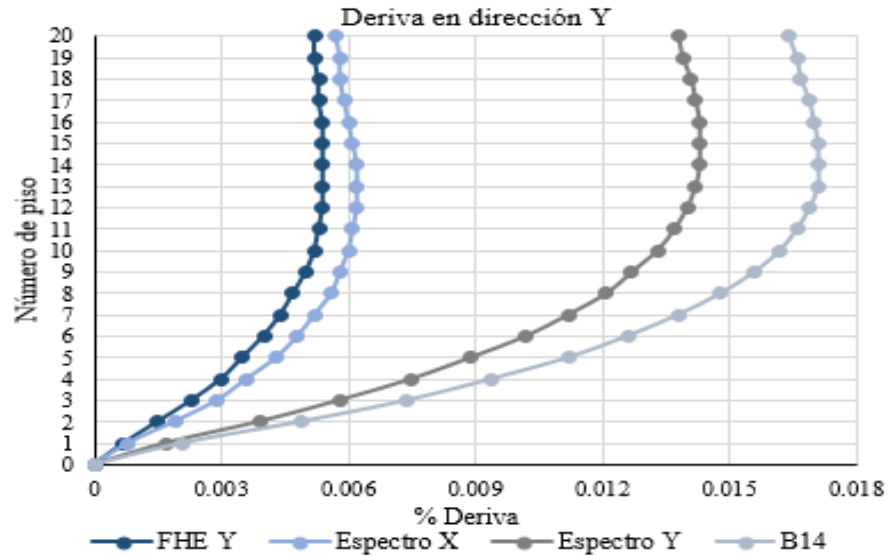
4.1. DERIVAS

Se presentan en las Gráficas 4, 5 y 6 las derivas gráficas en las direcciones X, Y, X-Y, con los casos de Fuerza sísmicas y combinaciones de carga más críticos.

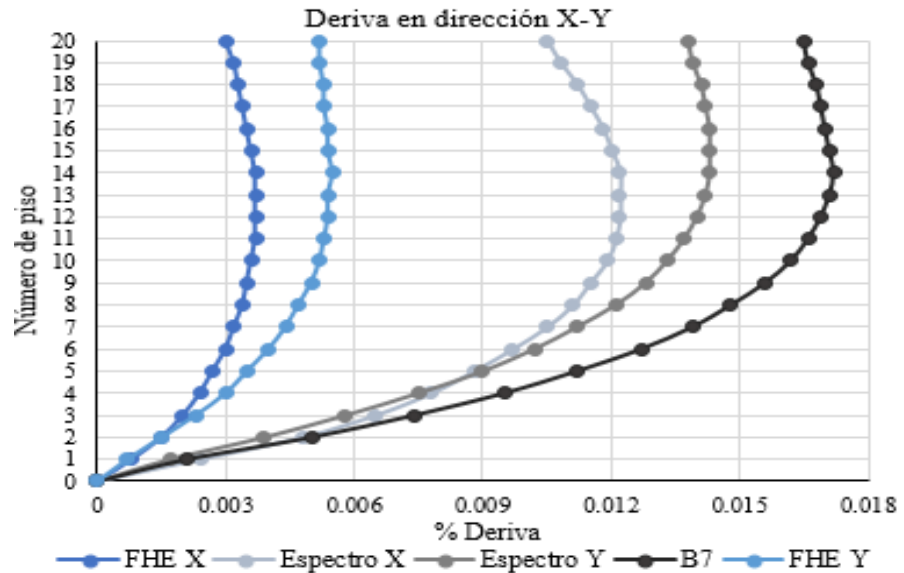
Gráfica 3. Derivas en dirección X por análisis lineales.



Gráfica 4. Derivas en dirección Y por análisis lineales.



Gráfica 5. Derivas en dirección combinada X-Y.



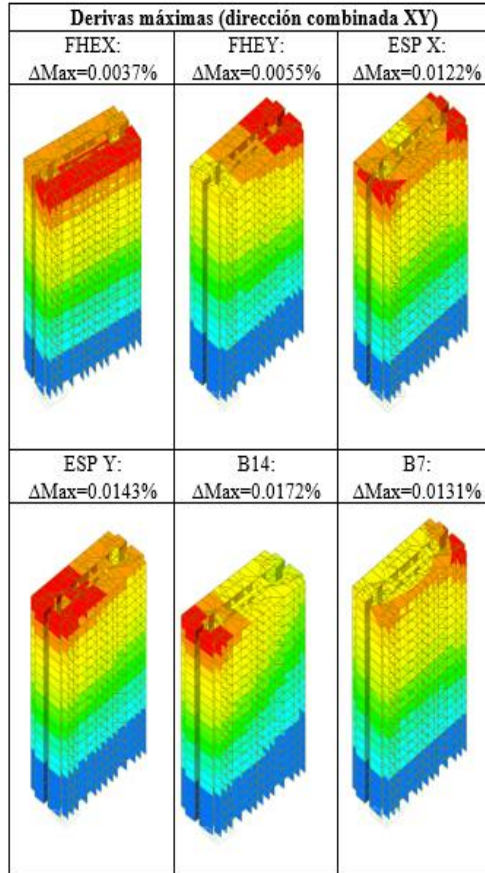
Descripción de los casos de cargas presentes en las gráficas 3, 4, y 5 de derivas:

- FHE X-Y (Fuerza Horizontal Equivalente).
- Espectro X-Y (Espectro de diseño elástico).
- $B7=(1.2D+(1.0)(ESPECTROX(RS)+ ESPECTROX(ES)) +1.0L)$.

$$B14=(1.2D-(1.0)(ESPECTROY(RS)- ESPECTROY(ES)) + 1.0L).$$

En la Figura 26 se presentan las derivas máximas de la Fuerza Horizontal Equivalente, el Análisis Modal y de las combinaciones de carga más críticas.

Figura 28. Derivas máximas en %.



Según los parámetros del Capítulo A.4 de NSR-10 (Decreto 926, 2010)¹⁶ en ningún caso la deriva total es superior al 1.00% de la altura total de piso, también se verifica que en la dirección X es la más rígida de la estructura ya que posee menor porcentaje de derivas que la dirección Y.

¹⁶ DECRETO 926 Op. Cit.

4.2 CORTANTE BASAL

En la tabla 4 se tabulan los resultados del cortante basal del Análisis Modal y la Fuerza horizontal equivalente.

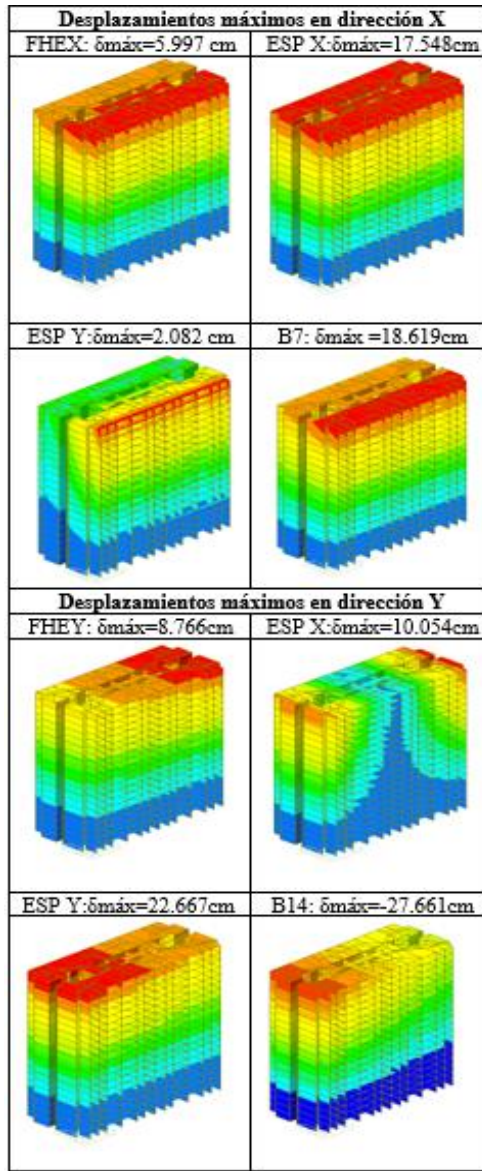
Tabla 6. Cortante en la base.

FHE X-Y	13157.18 kN	13157.18 kN
Espectro X	41809.35 kN	1875.8 kN
Espectro Y	1875.8 kN	37483.42 kN

Los valores de cortante basal para el Espectro X, Y son mayores que los de la FHX, Y lo que cumple con las exigencias del capítulo A.5.4.5. de NSR-10 (Decreto 926, 2010) [2].

4.2.1 Desplazamientos máximos En la Figura 27 están los desplazamientos máximos de la estructura necesarios para el análisis Pushover y además se comprueba que la dirección X es la más rígida de la estructura.

Figura 29. Desplazamientos máximos.



Los datos Generales de todas las derivas y desplazamientos de la estructura se presentan en la tabla 5.

Tabla 7. Desplazamientos y cumplimiento de requisito de la deriva.

DIRECCIÓN X	Estructura		Desplazamientos			Derivas	
Caso de carga	Piso	Altura [m]	$\delta_{\text{máx}}$ [m]	δ_{prom} [m]	$\delta_{\text{máx}}/\delta_{\text{prom}}$	$\Delta_{\text{máx}}$ [%]	
FHE X	Techo	50	0.06	0.0552	1.0861	0.003	O.K.
FHE X	20	47.5	0.057	0.0525	1.0871	0.0032	O.K.
FHE X	19	45	0.0539	0.0496	1.0875	0.0033	O.K.
FHE X	18	42.5	0.0506	0.0465	1.0875	0.0034	O.K.
FHE X	17	40	0.0472	0.0434	1.0872	0.0035	O.K.
FHE X	16	37.5	0.0437	0.0402	1.0869	0.0036	O.K.
FHE X	15	35	0.0402	0.037	1.0866	0.0036	O.K.
FHE X	14	32.5	0.0366	0.0337	1.0862	0.0036	O.K.
FHE X	13	30	0.0329	0.0303	1.0857	0.0036	O.K.
FHE X	12	27.5	0.0293	0.027	1.0851	0.0036	O.K.
FHE X	11	25	0.0257	0.0237	1.0843	0.0036	O.K.
FHE X	10	22.5	0.0221	0.0204	1.0833	0.0035	O.K.
FHE X	9	20	0.0186	0.0172	1.0821	0.0033	O.K.
FHE X	8	17.5	0.0153	0.0141	1.0807	0.0032	O.K.
FHE X	7	15	0.0121	0.0112	1.0791	0.0029	O.K.
FHE X	6	12.5	0.0092	0.0085	1.0771	0.0027	O.K.
FHE X	5	10	0.0065	0.006	1.0744	0.0024	O.K.
FHE X	4	7.5	0.0041	0.0039	1.0692	0.002	O.K.
FHE X	3	5	0.0022	0.002	1.0575	0.0015	O.K.
FHE X	2	2.5	0.0008	0.0007	1.1277	0.0008	O.K.
FHE X	1	0	0	0	0	0	O.K.
ESPECTRO X(RS)	Techo	50	0.1755	0.1649	1.0642	0.0088	O.K.
ESPECTRO X(RS)	20	47.5	0.1668	0.1566	1.0652	0.0094	O.K.
ESPECTRO X(RS)	19	45	0.1575	0.1478	1.0655	0.0098	O.K.
ESPECTRO X(RS)	18	42.5	0.1479	0.1388	1.0653	0.0102	O.K.
ESPECTRO X(RS)	17	40	0.1379	0.1295	1.065	0.0104	O.K.
ESPECTRO X(RS)	16	37.5	0.1277	0.1199	1.0646	0.0106	O.K.
ESPECTRO X(RS)	15	35	0.1173	0.1102	1.0643	0.0107	O.K.
ESPECTRO X(RS)	14	32.5	0.1068	0.1004	1.0639	0.0108	O.K.
ESPECTRO X(RS)	13	30	0.0962	0.0904	1.0634	0.0108	O.K.
ESPECTRO X(RS)	12	27.5	0.0856	0.0805	1.0628	0.0107	O.K.
ESPECTRO X(RS)	11	25	0.0751	0.0707	1.0621	0.0105	O.K.
ESPECTRO X(RS)	10	22.5	0.0647	0.061	1.0613	0.0102	O.K.
ESPECTRO X(RS)	9	20	0.0547	0.0516	1.0602	0.0098	O.K.

DIRECCIÓN X	Estructura		Desplazamientos			Derivas	
Caso de carga	Piso	Altura [m]	$\delta_{\text{máx}}$ [m]	δ_{prom} [m]	$\delta_{\text{máx}}/\delta_{\text{prom}}$	$\Delta_{\text{máx}}$ [%]	
ESPECTRO X(RS)	8	17.5	0.045	0.0425	1.0589	0.0093	O.K.
ESPECTRO X(RS)	7	15	0.0358	0.0338	1.0575	0.0086	O.K.
ESPECTRO X(RS)	6	12.5	0.0272	0.0257	1.0558	0.0079	O.K.
ESPECTRO X(RS)	5	10	0.0193	0.0183	1.0535	0.007	O.K.
ESPECTRO X(RS)	4	7.5	0.0124	0.0118	1.0488	0.0059	O.K.
ESPECTRO X(RS)	3	5	0.0065	0.0063	1.0357	0.0044	O.K.
ESPECTRO X(RS)	2	2.5	0.0024	0.0021	1.1263	0.0024	O.K.
ESPECTRO X(RS)	1	0	0	0	0	0	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	Techo	50	0.06	0.0024	9.4927	0.0012	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	20	47.5	0.057	0.0023	9.5019	0.0013	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	19	45	0.0539	0.0021	9.5163	0.0013	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	18	42.5	0.0506	0.002	9.5411	0.0013	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	17	40	0.0472	0.0019	9.5789	0.0013	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	16	37.5	0.0437	0.0017	9.6298	0.0013	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	15	35	0.0402	0.0016	9.6945	0.0013	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	14	32.5	0.0366	0.0014	9.7748	0.0013	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	13	30	0.0329	0.0013	9.8736	0.0013	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	12	27.5	0.0293	0.0011	9.9951	0.0013	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	11	25	0.0257	0.001	10.1452	0.0013	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	10	22.5	0.0221	0.0008	10.3317	0.0012	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	9	20	0.0186	0.0007	10.5645	0.0012	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	8	17.5	0.0153	0.0005	10.857	0.0011	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	7	15	0.0121	0.0004	11.2267	0.001	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	6	12.5	0.0092	0.0003	11.7151	0.0009	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	5	10	0.0065	0.0002	12.3867	0.0008	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	4	7.5	0.0041	0.0001	13.2866	0.0006	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	3	5	0.0022	0	14.5046	0.0004	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	2	2.5	0.0008	0	16.0982	0.0002	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	1	0	0	0	0	0	O.K.
1.2D+ESP X(RS)+ESP X(ES)+1.0L	Techo	50	0.0229	0.166	1.1219	0.0093	O.K.
1.2D+ESP X(RS)+ESP X(ES)+1.0L	20	47.5	0.0217	0.1576	1.1227	0.0099	O.K.

DIRECCIÓN X	Estructura		Desplazamientos			Derivas	
	Caso de carga	Piso	Altura [m]	$\delta_{\text{máx}}$ [m]	δ_{prom} [m]	$\delta_{\text{máx}}/\delta_{\text{prom}}$	$\Delta_{\text{máx}}$ [%]
1.2D+ESP X(RS)+ESP X(ES)+1.0L	19	45	0.0204	0.1488	1.123	0.0103	O.K.
1.2D+ESP X(RS)+ESP X(ES)+1.0L	18	42.5	0.0192	0.1397	1.1228	0.0106	O.K.
1.2D+ESP X(RS)+ESP X(ES)+1.0L	17	40	0.0179	0.1303	1.1225	0.0108	O.K.
1.2D+ESP X(RS)+ESP X(ES)+1.0L	16	37.5	0.0165	0.1207	1.1222	0.011	O.K.
1.2D+ESP X(RS)+ESP X(ES)+1.0L	15	35	0.0152	0.1109	1.1219	0.0112	O.K.
1.2D+ESP X(RS)+ESP X(ES)+1.0L	14	32.5	0.0138	0.101	1.1216	0.0112	O.K.
1.2D+ESP X(RS)+ESP X(ES)+1.0L	13	30	0.0125	0.091	1.1212	0.0112	O.K.
1.2D+ESP X(RS)+ESP X(ES)+1.0L	12	27.5	0.0111	0.081	1.1207	0.0112	O.K.
1.2D+ESP X(RS)+ESP X(ES)+1.0L	11	25	0.0097	0.0711	1.1199	0.011	O.K.
1.2D+ESP X(RS)+ESP X(ES)+1.0L	10	22.5	0.0083	0.0614	1.119	0.0107	O.K.
1.2D+ESP X(RS)+ESP X(ES)+1.0L	9	20	0.007	0.0519	1.1177	0.0103	O.K.
1.2D+ESP X(RS)+ESP X(ES)+1.0L	8	17.5	0.0057	0.0427	1.1161	0.0098	O.K.

DIRECCIÓN X	Estructura		Desplazamientos			Derivas	
Caso de carga	Piso	Altura [m]	$\delta_{\text{máx}}$ [m]	δ_{prom} [m]	$\delta_{\text{máx}}/\delta_{\text{prom}}$	$\Delta_{\text{máx}}$ [%]	
1.2D+ESP X(RS)+ESP X(ES)+1.0L	7	15	0.0045	0.034	1.114	0.0091	O.K.
1.2D+ESP X(RS)+ESP X(ES)+1.0L	6	12.5	0.0033	0.0259	1.1113	0.0083	O.K.
1.2D+ESP X(RS)+ESP X(ES)+1.0L	5	10	0.0023	0.0184	1.1075	0.0074	O.K.
1.2D+ESP X(RS)+ESP X(ES)+1.0L	4	7.5	0.0014	0.0118	1.1007	0.0062	O.K.
1.2D+ESP X(RS)+ESP X(ES)+1.0L	3	5	0.0007	0.0063	1.0856	0.0047	O.K.
1.2D+ESP X(RS)+ESP X(ES)+1.0L	2	2.5	0.0002	0.0021	1.1236	0.0024	O.K.
1.2D+ESP X(RS)+ESP X(ES)+1.0L	1	0	0	0	0	0	O.K.

DIRECCIÓN Y	Estructura		Desplazamientos			Derivas	
Caso de carga	Piso	Altura [m]	$\delta_{\text{máx}}$ [m]	δ_{prom} [m]	$\delta_{\text{máx}}/\delta_{\text{prom}}$	$\Delta_{\text{máx}}$ [%]	
FHE Y	Techo	50	0.0877	0.0773	1.1347	0.0052	O.K.
FHE Y	20	47.5	0.0825	0.0727	1.1345	0.0052	O.K.
FHE Y	19	45	0.0773	0.0681	1.1346	0.0053	O.K.
FHE Y	18	42.5	0.072	0.0634	1.135	0.0053	O.K.
FHE Y	17	40	0.0666	0.0587	1.1355	0.0054	O.K.
FHE Y	16	37.5	0.0613	0.0539	1.1363	0.0054	O.K.
FHE Y	15	35	0.0558	0.0491	1.1373	0.0054	O.K.
FHE Y	14	32.5	0.0504	0.0443	1.1384	0.0054	O.K.
FHE Y	13	30	0.0449	0.0394	1.1395	0.0054	O.K.
FHE Y	12	27.5	0.0395	0.0347	1.1408	0.0053	O.K.

DIRECCIÓN Y	Estructura		Desplazamientos			Derivas	
Caso de carga	Piso	Altura [m]	δ_{\max} [m]	δ_{prom} [m]	$\delta_{\max}/\delta_{\text{prom}}$	Δ_{\max} [%]	
FHE Y	11	25	0.0342	0.03	1.142	0.0052	O.K.
FHE Y	10	22.5	0.0291	0.0254	1.1433	0.005	O.K.
FHE Y	9	20	0.0241	0.0211	1.1446	0.0047	O.K.
FHE Y	8	17.5	0.0194	0.0169	1.1459	0.0044	O.K.
FHE Y	7	15	0.015	0.0131	1.1472	0.004	O.K.
FHE Y	6	12.5	0.011	0.0096	1.1484	0.0035	O.K.
FHE Y	5	10	0.0075	0.0065	1.1498	0.003	O.K.
FHE Y	4	7.5	0.0045	0.0039	1.1535	0.0023	O.K.
FHE Y	3	5	0.0022	0.0019	1.1595	0.0015	O.K.
FHE Y	2	2.5	0.0007	0.0006	1.1815	0.0007	O.K.
FHE Y	1	0	0	0	0	0	O.K.
ESPECTRO X(RS)	Techo	50	0.1005	0.0522	1.9245	0.0057	O.K.
ESPECTRO X(RS)	20	47.5	0.0949	0.0494	1.9193	0.0058	O.K.
ESPECTRO X(RS)	19	45	0.0892	0.0465	1.9163	0.0058	O.K.
ESPECTRO X(RS)	18	42.5	0.0834	0.0436	1.9139	0.0059	O.K.
ESPECTRO X(RS)	17	40	0.0775	0.0406	1.9122	0.006	O.K.
ESPECTRO X(RS)	16	37.5	0.0716	0.0375	1.9109	0.0061	O.K.
ESPECTRO X(RS)	15	35	0.0655	0.0343	1.9099	0.0062	O.K.
ESPECTRO X(RS)	14	32.5	0.0594	0.0311	1.9092	0.0062	O.K.
ESPECTRO X(RS)	13	30	0.0532	0.0279	1.9086	0.0062	O.K.
ESPECTRO X(RS)	12	27.5	0.0471	0.0247	1.9081	0.0061	O.K.
ESPECTRO X(RS)	11	25	0.041	0.0215	1.9074	0.006	O.K.
ESPECTRO X(RS)	10	22.5	0.035	0.0183	1.9065	0.0058	O.K.
ESPECTRO X(RS)	9	20	0.0291	0.0153	1.9053	0.0056	O.K.
ESPECTRO X(RS)	8	17.5	0.0236	0.0124	1.9037	0.0052	O.K.
ESPECTRO X(RS)	7	15	0.0183	0.0096	1.9014	0.0048	O.K.
ESPECTRO X(RS)	6	12.5	0.0135	0.0071	1.8984	0.0043	O.K.
ESPECTRO X(RS)	5	10	0.0093	0.0049	1.8944	0.0036	O.K.
ESPECTRO X(RS)	4	7.5	0.0056	0.003	1.8888	0.0029	O.K.
ESPECTRO X(RS)	3	5	0.0028	0.0015	1.8802	0.0019	O.K.
ESPECTRO X(RS)	2	2.5	0.0008	0.0005	1.861	0.0008	O.K.
ESPECTRO X(RS)	1	0	0	0	0	0	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	Techo	50	0.2267	0.2059	1.1009	0.0138	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	20	47.5	0.213	0.1936	1.0999	0.0139	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	19	45	0.1991	0.1812	1.099	0.0141	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	18	42.5	0.1852	0.1686	1.0984	0.0142	O.K.

DIRECCIÓN Y Caso de carga	Estructura		Desplazamientos			Derivas	
	Piso	Altura [m]	δ_{\max} [m]	δ_{prom} [m]	$\delta_{\max}/\delta_{\text{prom}}$	Δ_{\max} [%]	
ESPECTRO Y(RS)	17	40	0.1712	0.1559	1.0978	0.0143	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	16	37.5	0.157	0.1431	1.0974	0.0143	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	15	35	0.1428	0.1302	1.097	0.0143	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	14	32.5	0.1287	0.1173	1.0966	0.0142	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	13	30	0.1146	0.1045	1.0962	0.014	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	12	27.5	0.1007	0.0919	1.0958	0.0137	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	11	25	0.0871	0.0795	1.0953	0.0133	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	10	22.5	0.0739	0.0675	1.0947	0.0127	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	9	20	0.0612	0.0559	1.0941	0.0121	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	8	17.5	0.0492	0.045	1.0932	0.0112	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	7	15	0.038	0.0348	1.0922	0.0102	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	6	12.5	0.0278	0.0255	1.0911	0.0089	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	5	10	0.0189	0.0173	1.0898	0.0075	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	4	7.5	0.0114	0.0105	1.0885	0.0058	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	3	5	0.0056	0.0051	1.0887	0.0039	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	2	2.5	0.0017	0.0015	1.1016	0.0017	O.K.
ESPECTRO Y(RS)	1	0	0	0	0	0	O.K.
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	Techo	50	-	-	1.3198	0.0164	O.K.
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	20	47.5	0.2602	-0.197	1.3204	0.0166	O.K.
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	19	45	0.2436	0.1843	1.3214	0.0167	O.K.
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	18	42.5	0.2269	0.1715	1.3227	0.0169	O.K.
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	17	40	-0.21	0.1585	1.3244	0.017	O.K.
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	16	37.5	-0.193	0.1455	1.3264	0.0171	O.K.
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	15	35	0.1758	0.1323	1.3286	0.0171	O.K.
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	14	32.5	0.1587	0.1192	1.3311	0.0171	O.K.
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	13	30	0.1416	0.1062	1.3339	0.0169	O.K.

DIRECCIÓN Y	Estructura		Desplazamientos			Derivas		
	Caso de carga	Piso	Altura [m]	$\delta_{\text{máx}}$ [m]	δ_{prom} [m]	$\delta_{\text{máx}}/\delta_{\text{prom}}$	$\Delta_{\text{máx}}$ [%]	
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	12	27.5	-	-	0.1247	0.0933	1.3367	0.0166 O.K.
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	11	25	-	-	0.1081	0.0807	1.3397	0.0162 O.K.
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	10	22.5	-	-	0.0919	0.0685	1.3429	0.0156 O.K.
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	9	20	-	-	0.0763	0.0567	1.3461	0.0148 O.K.
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	8	17.5	-	-	0.0615	0.0456	1.3493	0.0138 O.K.
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	7	15	-	-	0.0477	0.0353	1.3526	0.0126 O.K.
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	6	12.5	-	-	0.0351	0.0258	1.3561	0.0112 O.K.
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	5	10	-	-	0.0239	0.0176	1.3597	0.0094 O.K.
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	4	7.5	-	-	0.0144	0.0106	1.364	0.0074 O.K.
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	3	5	-	-	0.0071	0.0052	1.3717	0.0049 O.K.
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	2	2.5	-	-	0.0021	0.0015	1.3996	0.0021 O.K.
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	1	0	0	0	0	0	0	O.K.

DIRECCIÓN XY (combinada)	Estructura		Desplazamientos			Derivas	
	Caso de carga	Piso	Altura [m]	$\delta_{\text{máx}}$ [m]	δ_{prom} [m]	$\delta_{\text{máx}}/\delta_{\text{prom}}$	$\Delta_{\text{máx}}$ [%]
FHE X	Techo	50	0.0609	0.0556	1.095	0.003	1.1
FHE X	20	47.5	0.0579	0.0528	1.0966	0.0032	1.1127
FHE X	19	45	0.0548	0.0499	1.0969	0.0033	1.1213
FHE X	18	42.5	0.0514	0.0469	1.0968	0.0034	1.123
FHE X	17	40	0.048	0.0437	1.0965	0.0035	1.1226
FHE X	16	37.5	0.0444	0.0405	1.0961	0.0036	1.1221

DIRECCIÓN XY (combinada)	Estructura		Desplazamientos			Derivas	
	Caso de carga	Piso	Altura [m]	$\delta_{\text{máx}}$ [m]	δ_{prom} [m]	$\delta_{\text{máx}}/\delta_{\text{prom}}$	$\Delta_{\text{máx}}$ [%]
FHE X	15	35	0.0408	0.0372	1.0957	0.0037	1.1218
FHE X	14	32.5	0.0371	0.0339	1.0952	0.0037	1.1217
FHE X	13	30	0.0334	0.0305	1.0946	0.0037	1.1216
FHE X	12	27.5	0.0297	0.0272	1.0938	0.0037	1.1214
FHE X	11	25	0.026	0.0238	1.0929	0.0036	1.1209
FHE X	10	22.5	0.0224	0.0205	1.0916	0.0035	1.1199
FHE X	9	20	0.0189	0.0173	1.0902	0.0034	1.1183
FHE X	8	17.5	0.0155	0.0142	1.0884	0.0032	1.1159
FHE X	7	15	0.0123	0.0113	1.0862	0.003	1.1128
FHE X	6	12.5	0.0093	0.0086	1.0837	0.0027	1.1096
FHE X	5	10	0.0066	0.0061	1.0803	0.0024	1.1074
FHE X	4	7.5	0.0042	0.0039	1.0744	0.002	1.1065
FHE X	3	5	0.0022	0.0021	1.0588	0.0015	1.0979
FHE X	2	2.5	0.0008	0.0007	1.1259	0.0008	1.1227
FHE X	1	0	0	0	0	0	0
FHE Y	Techo	50	0.0877	0.0773	1.1347	0.0052	1.1402
FHE Y	20	47.5	0.0825	0.0728	1.1344	0.0052	1.1341
FHE Y	19	45	0.0773	0.0681	1.1345	0.0053	1.1305
FHE Y	18	42.5	0.072	0.0635	1.1349	0.0053	1.1282
FHE Y	17	40	0.0667	0.0587	1.1355	0.0054	1.127
FHE Y	16	37.5	0.0613	0.0539	1.1362	0.0054	1.1268
FHE Y	15	35	0.0559	0.0491	1.1372	0.0055	1.1273
FHE Y	14	32.5	0.0504	0.0443	1.1382	0.0054	1.1285
FHE Y	13	30	0.045	0.0395	1.1394	0.0054	1.1302
FHE Y	12	27.5	0.0396	0.0347	1.1406	0.0053	1.1322
FHE Y	11	25	0.0343	0.03	1.1419	0.0052	1.1344
FHE Y	10	22.5	0.0291	0.0255	1.1431	0.005	1.1366
FHE Y	9	20	0.0241	0.0211	1.1444	0.0047	1.1388
FHE Y	8	17.5	0.0194	0.0169	1.1457	0.0044	1.141
FHE Y	7	15	0.015	0.0131	1.147	0.004	1.143
FHE Y	6	12.5	0.011	0.0096	1.1482	0.0035	1.1449
FHE Y	5	10	0.0075	0.0065	1.1495	0.003	1.1464
FHE Y	4	7.5	0.0045	0.0039	1.1528	0.0023	1.147
FHE Y	3	5	0.0022	0.0019	1.1591	0.0015	1.1511
FHE Y	2	2.5	0.0007	0.0006	1.1812	0.0007	1.1799

DIRECCIÓN XY (combinada)	Estructura		Desplazamientos			Derivas	
	Caso de carga	Piso	Altura [m]	$\delta_{\text{máx}}$ [m]	δ_{prom} [m]	$\delta_{\text{máx}}/\delta_{\text{prom}}$	$\Delta_{\text{máx}}$ [%]
FHE Y	1	0	0	0	0	0	0
ESPECTRO X(RS)	Techo	50	0.1988	0.1752	1.1348	0.0105	1.1639
ESPECTRO X(RS)	20	47.5	0.1887	0.1662	1.1351	0.0108	1.1383
ESPECTRO X(RS)	19	45	0.1781	0.1569	1.1347	0.0112	1.1391
ESPECTRO X(RS)	18	42.5	0.167	0.1473	1.1341	0.0115	1.1368
ESPECTRO X(RS)	17	40	0.1557	0.1373	1.1334	0.0118	1.1344
ESPECTRO X(RS)	16	37.5	0.144	0.1272	1.1326	0.012	1.1328
ESPECTRO X(RS)	15	35	0.1322	0.1168	1.1319	0.0122	1.132
ESPECTRO X(RS)	14	32.5	0.1203	0.1063	1.131	0.0122	1.1317
ESPECTRO X(RS)	13	30	0.1082	0.0958	1.1299	0.0122	1.1317
ESPECTRO X(RS)	12	27.5	0.0962	0.0852	1.1286	0.0121	1.1315
ESPECTRO X(RS)	11	25	0.0842	0.0747	1.127	0.0119	1.1309
ESPECTRO X(RS)	10	22.5	0.0725	0.0644	1.125	0.0115	1.1294
ESPECTRO X(RS)	9	20	0.0611	0.0544	1.1225	0.0111	1.1267
ESPECTRO X(RS)	8	17.5	0.0501	0.0447	1.1194	0.0105	1.1223
ESPECTRO X(RS)	7	15	0.0396	0.0355	1.1156	0.0097	1.1159
ESPECTRO X(RS)	6	12.5	0.03	0.027	1.1109	0.0088	1.1072
ESPECTRO X(RS)	5	10	0.0212	0.0192	1.1047	0.0078	1.1966

DIRECCIÓN XY (combinada)	Estructura		Desplazamientos			Derivas	
	Caso de carga	Piso	Altura [m]	$\delta_{\text{máx}}$ [m]	δ_{prom} [m]	$\delta_{\text{máx}}/\delta_{\text{prom}}$	$\Delta_{\text{máx}}$ [%]
ESPECTRO X(RS)	4	7.5	0.0134	0.0123	1.0951	0.0065	1.1834
ESPECTRO X(RS)	3	5	0.007	0.0065	1.0751	0.0048	1.1578
ESPECTRO X(RS)	2	2.5	0.0024	0.0022	1.1099	0.0024	1.1357
ESPECTRO X(RS)	1	0	0	0	0	0	0
ESPECTRO Y(RS)	Techo	50	0.2268	0.2062	1.0997	0.0138	1.1198
ESPECTRO Y(RS)	20	47.5	0.2131	0.1939	1.0986	0.0139	1.1135
ESPECTRO Y(RS)	19	45	0.1992	0.1815	1.0977	0.0141	1.1093
ESPECTRO Y(RS)	18	42.5	0.1853	0.1689	1.0971	0.0142	1.1061
ESPECTRO Y(RS)	17	40	0.1713	0.1562	1.0965	0.0143	1.1037
ESPECTRO Y(RS)	16	37.5	0.1571	0.1433	1.0961	0.0143	1.102
ESPECTRO Y(RS)	15	35	0.1429	0.1305	1.0958	0.0143	1.1009
ESPECTRO Y(RS)	14	32.5	0.1288	0.1176	1.0954	0.0142	1.1003
ESPECTRO Y(RS)	13	30	0.1147	0.1047	1.0951	0.014	1.0999
ESPECTRO Y(RS)	12	27.5	0.1008	0.0921	1.0947	0.0137	1.0997
ESPECTRO Y(RS)	11	25	0.0871	0.0796	1.0942	0.0133	1.0995
ESPECTRO Y(RS)	10	22.5	0.0739	0.0676	1.0935	0.0128	1.0992
ESPECTRO Y(RS)	9	20	0.0612	0.056	1.0927	0.0121	1.0989

DIRECCIÓN XY (combinada)	Estructura		Desplazamientos			Derivas	
	Caso de carga	Piso	Altura [m]	$\delta_{\text{máx}}$ [m]	δ_{prom} [m]	$\delta_{\text{máx}}/\delta_{\text{prom}}$	$\Delta_{\text{máx}}$ [%]
ESPECTRO Y(RS)	8	17.5	0.0492	0.0451	1.0918	0.0112	1.0982
ESPECTRO Y(RS)	7	15	0.038	0.0348	1.0907	0.0102	1.0971
ESPECTRO Y(RS)	6	12.5	0.0279	0.0256	1.0895	0.009	1.0954
ESPECTRO Y(RS)	5	10	0.0189	0.0174	1.0882	0.0075	1.0932
ESPECTRO Y(RS)	4	7.5	0.0114	0.0105	1.0868	0.0058	1.0901
ESPECTRO Y(RS)	3	5	0.0056	0.0051	1.0871	0.0039	1.0849
ESPECTRO Y(RS)	2	2.5	0.0017	0.0015	1.1018	0.0017	1.1044
ESPECTRO Y(RS)	1	0	0	0	0	0	0
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	Techo	50	0.2771	0.2099	1.3201	0.0165	1.1843
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	20	47.5	0.2606	0.1974	1.3207	0.0166	1.1709
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	19	45	0.244	0.1846	1.3217	0.0168	1.1706
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	18	42.5	0.2273	0.1718	1.3231	0.0169	1.1751
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	17	40	0.2104	0.1588	1.3247	0.017	1.175
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	16	37.5	0.1933	0.1457	1.3267	0.0171	1.1661

DIRECCIÓN XY (combinada)	Estructura		Desplazamientos			Derivas	
	Caso de carga	Piso	Altura [m]	$\delta_{\text{máx}}$ [m]	δ_{prom} [m]	$\delta_{\text{máx}}/\delta_{\text{prom}}$	$\Delta_{\text{máx}}$ [%]
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	15	35	0.1762	0.1326	1.329	0.0172	1.1583
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	14	32.5	0.159	0.1194	1.3315	0.0171	1.1715
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	13	30	0.1419	0.1064	1.3342	0.0169	1.1455
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	12	27.5	0.125	0.0935	1.3371	0.0166	1.1455
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	11	25	0.1084	0.0809	1.3401	0.0162	1.1849
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	10	22.5	0.0922	0.0686	1.3432	0.0156	1.1354
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	9	20	0.0765	0.0568	1.3464	0.0148	1.1457
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	8	17.5	0.0617	0.0457	1.3497	0.0139	1.1407
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	7	15	0.0478	0.0353	1.353	0.0127	1.1759
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	6	12.5	0.0352	0.0259	1.3565	0.0112	1.1411
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	5	10	0.0239	0.0176	1.3601	0.0095	1.1458

DIRECCIÓN XY (combinada)	Estructura		Desplazamientos			Derivas	
	Caso de carga	Piso	Altura [m]	$\delta_{\text{máx}}$ [m]	δ_{prom} [m]	$\delta_{\text{máx}}/\delta_{\text{prom}}$	$\Delta_{\text{máx}}$ [%]
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	4	7.5	0.0145	0.0106	1.3644	0.0074	1.1395
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	3	5	0.0071	0.0052	1.372	0.005	1.1327
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	2	2.5	0.0021	0.0015	1.3995	0.0021	1.1211
1.2D-ESP Y(RS)+ESP Y(ES)+1.0L	1	0	0	0	0	0	0

4.3 MODOS DE VIBRACIÓN

En la Grafica 6 se presentan los modos de vibración con sus respectivos periodos además en la tabla 6 se presentan las frecuencias de cada modo de vibración.

Gráfica 6. Modos de vibración.

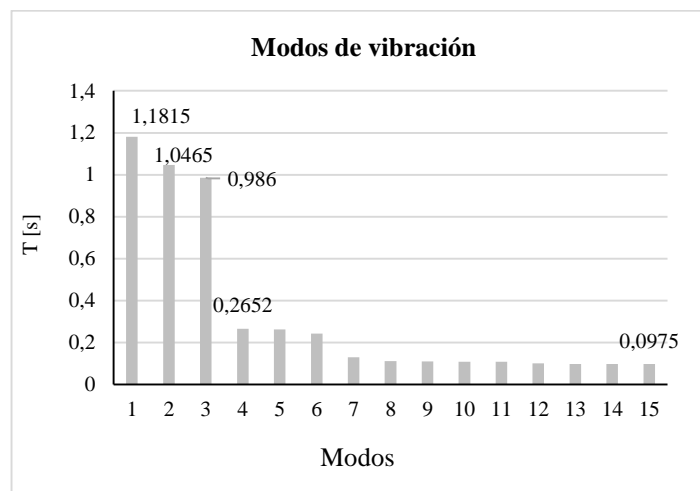


Tabla 8. Modos de Vibración.

Modo No	Frecuencia		Periodo
	(rad/sec)	(ciclo/sec)	(sec)
1	5.2427	0.8344	1.1815
2	6.0038	0.9555	1.0465
3	6.3726	1.0142	0.986
4	23.6936	3.771	0.2652
5	23.9264	3.808	0.2626
6	25.8575	4.1154	0.243
7	48.575	7.731	0.1294
8	55.9032	8.8973	0.1124
9	57.0331	9.0771	0.1102
10	57.4931	9.1503	0.1093
11	58.107	9.248	0.1081
12	62.1017	9.8838	0.1012
13	63.5715	10.1177	0.0988
14	64.3206	10.2369	0.0977
15	64.4535	10.2581	0.0975

Se escoge el modo de vibración con mayor participación de masa con un periodo fundamental de $T = 1.1815$ [s] y no debe ser mayor a $C_u * T_a = 1.285 * 0.9213 = 1.1839$ [s] según el Capítulo A.5.4.5 de NSR-10 (Decreto 926, 2010).

4.4 DISEÑO DE LOS MUROS ESTRUCTURALES.

En el proceso de diseño se utilizarán las combinaciones de carga mostradas en la tabla 7, las cuales se basan en el Capítulo B.2. de NSR-10 (Decreto 926, 2010). Las combinaciones incluyen la reducción del coeficiente de capacidad de disipación de energía ($R = 5$) y las consideraciones de dirección de aplicación de la carga, según requerimientos del capítulo A.3 de NSR-10 (Decreto 926, 2010) [2].

Tabla 9. Combinaciones de carga.

Nº	Nombre	Descripción
1	cLCB1	1.4D
2	cLCB2	1.2(D) + 1.6(L)
3	cLCB3	1.2D + 1.0FUERZA HORIZONTAL X + 1.0L
4	cLCB4	1.2D + 1.0FUERZA HORIZONTAL Y + 1.0L
5	cLCB5	1.2D - 1.0FUERZA HORIZONTAL X + 1.0L
6	cLCB6	1.2D - 1.0FUERZA HORIZONTAL Y + 1.0L
7	cLCB7	1.2D + 1.0(0.2)(ESPECTRO X(RS)+ESPECTRO X(ES)) + 1.0L
8	cLCB8	1.2D + 1.0(0.2)(ESPECTRO X(RS)-ESPECTRO X(ES)) + 1.0L
9	cLCB9	1.2D + 1.0(0.2)(ESPECTRO Y(RS)+ESPECTRO Y(ES)) + 1.0L
10	cLCB10	1.2D + 1.0(0.2)(ESPECTRO Y(RS)-ESPECTRO Y(ES)) + 1.0L
11	cLCB11	1.2D - 1.0(0.2)(ESPECTRO X(RS)+ESPECTRO X(ES)) + 1.0L
12	cLCB12	1.2D - 1.0(0.2)(ESPECTRO X(RS)-ESPECTRO X(ES)) + 1.0L
13	cLCB13	1.2D - 1.0(0.2)(ESPECTRO Y(RS)+ESPECTRO Y(ES)) + 1.0L
14	cLCB14	1.2D - 1.0(0.2)(ESPECTRO Y(RS)-ESPECTRO Y(ES)) + 1.0L
15	cLCB15	0.9D + 1.0FUERZA HORIZONTAL X
16	cLCB16	0.9D + 1.0FUERZA HORIZONTAL Y
17	cLCB17	0.9D - 1.0FUERZA HORIZONTAL X
18	cLCB18	0.9D - 1.0FUERZA HORIZONTAL Y
19	cLCB19	0.9D + 1.0(0.2)(ESPECTRO X(RS)+ESPECTRO X(ES))
20	cLCB20	0.9D + 1.0(0.2)(ESPECTRO X(RS)-ESPECTRO X(ES))
21	cLCB21	0.9D + 1.0(0.2)(ESPECTRO Y(RS)+ESPECTRO Y(ES))
22	cLCB22	0.9D + 1.0(0.2)(ESPECTRO Y(RS)-ESPECTRO Y(ES))
23	cLCB23	0.9D - 1.0(0.2)(ESPECTRO X(RS)+ESPECTRO X(ES))
24	cLCB24	0.9D - 1.0(0.2)(ESPECTRO X(RS)-ESPECTRO X(ES))
25	cLCB25	0.9D - 1.0(0.2)(ESPECTRO Y(RS)+ESPECTRO Y(ES))
26	cLCB26	0.9D - 1.0(0.2)(ESPECTRO Y(RS)-ESPECTRO Y(ES))
27	cLCB27	SERV :(D)
28	cLCB28	SERV :(D) + (L)

Nº	Nombre	Descripción
29	cLCB29	SERV :(D) + 0.7FUERZA HORIZONTAL X
30	cLCB30	SERV :(D) + 0.7FUERZA HORIZONTAL Y
31	cLCB31	SERV :(D) - 0.7FUERZA HORIZONTAL X
32	cLCB32	SERV :(D) - 0.7FUERZA HORIZONTAL Y
33	cLCB33	SERV :(D) + 0.7(0.2)(ESPECTRO X(RS)+ESPECTRO X(ES))
34	cLCB34	SERV :(D) + 0.7(0.2)(ESPECTRO X(RS)-ESPECTRO X(ES))
35	cLCB35	SERV :(D) + 0.7(0.2)(ESPECTRO Y(RS)+ESPECTRO Y(ES))
36	cLCB36	SERV :(D) + 0.7(0.2)(ESPECTRO Y(RS)-ESPECTRO Y(ES))
37	cLCB37	SERV :(D) - 0.7(0.2)(ESPECTRO X(RS)+ESPECTRO X(ES))
38	cLCB38	SERV :(D) - 0.7(0.2)(ESPECTRO X(RS)-ESPECTRO X(ES))
39	cLCB39	SERV :(D) - 0.7(0.2)(ESPECTRO Y(RS)+ESPECTRO Y(ES))
40	cLCB40	SERV :(D) - 0.7(0.2)(ESPECTRO Y(RS)-ESPECTRO Y(ES))
41	cLCB41	SERV :(D) + 0.75L + 0.75(0.7)FUERZA HORIZONTAL X
42	cLCB42	SERV :(D) + 0.75L + 0.75(0.7)FUERZA HORIZONTAL Y
43	cLCB43	SERV :(D) + 0.75L - 0.75(0.7)FUERZA HORIZONTAL X
44	cLCB44	SERV :(D) + 0.75L - 0.75(0.7)FUERZA HORIZONTAL Y
45	cLCB45	SERV :(D) + 0.75L + 0.75(0.7(0.2)(ESPECTRO X(RS)+ESPECTRO X(ES)))
46	cLCB46	SERV :(D) + 0.75L + 0.75(0.7(0.2)(ESPECTRO X(RS)-ESPECTRO X(ES)))
47	cLCB47	SERV :(D) + 0.75L + 0.75(0.7(0.2)(ESPECTRO Y(RS)+ESPECTRO Y(ES)))
48	cLCB48	SERV :(D) + 0.75L + 0.75(0.7(0.2)(ESPECTRO Y(RS)-ESPECTRO Y(ES)))
49	cLCB49	SERV :(D) + 0.75L - 0.75(0.7(0.2)(ESPECTRO X(RS)+ESPECTRO X(ES)))
50	cLCB50	SERV :(D) + 0.75L - 0.75(0.7(0.2)(ESPECTRO X(RS)-ESPECTRO X(ES)))
51	cLCB51	SERV :(D) + 0.75L - 0.75(0.7(0.2)(ESPECTRO Y(RS)+ESPECTRO Y(ES)))

Nº	Nombre	Descripción
52	cLCB52	SERV : $(D) + 0.75L - 0.75(0.7(0.2)(\text{ESPECTRO Y(RS)} - \text{ESPECTRO Y(ES))}$)
53	cLCB53	SERV : $0.6D + 0.7\text{FUERZA HORIZONTAL X}$
54	cLCB54	SERV : $0.6D + 0.7\text{FUERZA HORIZONTAL Y}$
55	cLCB55	SERV : $0.6D - 0.7\text{FUERZA HORIZONTAL X}$
56	cLCB56	SERV : $0.6D - 0.7\text{FUERZA HORIZONTAL Y}$
57	cLCB57	SERV : $0.6D + 0.7(0.2)(\text{ESPECTRO X(RS)} + \text{ESPECTRO X(ES)})$
58	cLCB58	SERV : $0.6D + 0.7(0.2)(\text{ESPECTRO X(RS)} - \text{ESPECTRO X(ES)})$
59	cLCB59	SERV : $0.6D + 0.7(0.2)(\text{ESPECTRO Y(RS)} + \text{ESPECTRO Y(ES)})$
60	cLCB60	SERV : $0.6D + 0.7(0.2)(\text{ESPECTRO Y(RS)} - \text{ESPECTRO Y(ES)})$
61	cLCB61	SERV : $0.6D - 0.7(0.2)(\text{ESPECTRO X(RS)} + \text{ESPECTRO X(ES)})$
62	cLCB62	SERV : $0.6D - 0.7(0.2)(\text{ESPECTRO X(RS)} - \text{ESPECTRO X(ES)})$
63	cLCB63	SERV : $0.6D - 0.7(0.2)(\text{ESPECTRO Y(RS)} + \text{ESPECTRO Y(ES)})$
64	cLCB64	SERV : $0.6D - 0.7(0.2)(\text{ESPECTRO Y(RS)} - \text{ESPECTRO Y(ES)})$

A continuación, se presentará un ejemplo de diseño con Especial Disipación de Energía (DES) del Muro N°1 mediante el software Midas GEN® [1].

Tabla 10 Características muro N°1

Parámetro	Valor
Longitud	6.4 m
Espesor	0.15 m
Altura	2.5 m
F _c	28 Mpa
F _y	420 Mpa
Recubrimiento(dw,de)	0.030 m

Inicialmente se definen los factores de reducción basados en NSR-10 (Decreto 926, 2010) como se muestra en la figura 28 y también el grado de las barras de refuerzo mostrados en la figura 29.

Figura 30. Factores de reducción según NSR-10.

Category	Value
Design Code	NSR-10
For Tensile Control (ϕ_t)	0.9
For Compressive Control	
- Member with Spiral Reinforcement (ϕ_{c1})	0.75
- Other Reinforced Member (ϕ_{c2})	0.65
For Shear and Torsion (ϕ_v)	0.75

Figura 31. Propiedades del material de refuerzo.

Material List

ID	Name	fc fck R	Chk	Lambda	Main-bar	Sub-bar
1	28MPa	27579	X	1	Grade 60	Grade 50

Concrete Material Selection

Code : Grade :

Specified Compressive Strength (fc|fck) : kN/m²

Light Weight Concrete Factor (Lambda) :

Rebar Selection

Code :

Grade of Main Rebar : Fy : kN/m²

Grade of Sub-Rebar : Fys : kN/m²

Se determina una configuración de barras de refuerzo para que el programa Midas Gen las asigne como elementos verticales, horizontales y elementos de borde como se muestra en la figura 30

Figura 32. Características del refuerzo.

For Shear Wall Design

Vertical Rebar : #5,#6,#7,#8,#9 Rebar...

Horizontal Rebar : #5 End Rebar From : #10

Boundary Element Rebar : #8

Boundary Element Rebar Space : 0.05 m

de : 0.03 m dw : 0.03 m

Input Additional Wall Data...

OK Close

Input Additional Wall Data ✕

Design of Out-of-plane Bending

Spacing of Wall Rebars

Spacing of Vertical Rebars : @4",@5",@6",@7" Space...

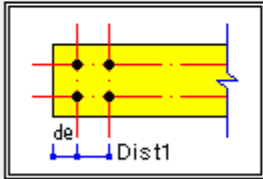
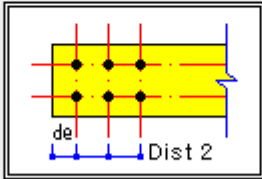
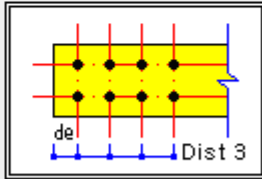
Spacing of Horizontal Rebars : From 0.02 m

End Rebar Design Method

Not Used : Method-1

Auto Calculation : Method-2 Method-3 Method-4

Spacing of End Rebar

End Rebar Q'ty = 4	End Rebar Q'ty = 6	End Rebar Q'ty >= 8
		
Dist1 : 0.1 m	Dist2 : 0.15 m	Dist3 : 0.3 m

OK Cancel

A continuación, se presenta el proceso detallado que hace el programa Midas Gen en el diseño y chequeo para el muro N°1 basado en los parámetros definidos en las figuras A.7.1, A.7.2, A.7.3.

4.4.1 Configuración de refuerzo El programa elabora el siguiente patrón de refuerzo:

- Elementos Verticales:

34 Dobles #5 @0.1778 m

- Elementos de borde:

5 Dobles # 8 @0.35 m

4.4.2 Verificación El programa escoge la combinación de carga más crítica con los siguientes valores:

- $P_u = 3972.26 \text{ kN}$
- $M_{cy} = 9674.24 \text{ kN}$

4.4.2.1 Control de fuerzas axiales y momentos

$$PhiP_n - Max = 15032.7 \text{ kN}$$

$$PhiP_{ny} = 8080.73 \text{ kN}$$

$$\frac{P_u}{PhiP_{ny}} = 0.492 < 1.00 \dots OK$$

$$PhiM_{ny} = 0.498 < 1.00 \dots OK$$

4.4.2.2 Capacidad a cortante

$$V_u = 521.328 \text{ kN}$$

$$PhiV_c + PhiV_s = 370.618 + 1412.04 = 1782.66 \text{ kN}$$

$$\frac{Vu}{PhiVn} = 0.292 < 1.00 \dots OK$$

5. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

5.1 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL UTILIZANDO DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN SEGÚN LOS PARÁMETROS DEL FEMA-440 Y FEMA 356.

Este tipo de análisis está basado en los resultados obtenidos de investigaciones en las que se sometían a los elementos estructurales a cargas laterales para observar la formación secuencial de rótulas plásticas. La aplicación del análisis estático no lineal permite determinar la capacidad resistente de la estructura y compararla con la demanda posible ante un evento natural. La demanda está relacionada con la amenaza sísmica y del sitio de ubicación de la estructura, así como de las características globales, mientras que la capacidad de la estructura depende de la rigidez, la resistencia y la deformación de cada uno de sus miembros estructurales y no estructurales [5].

Es necesario tener las siguientes características definidas para realizar el análisis Pushover:

5.1.1 Características inelásticas de los materiales

5.1.1.1 Concreto Se propone un modelo de histéresis basado en el código japonés del concreto para el material de 28 Mpa.

5.1.1.2 Acero Para el acero de refuerzo de 420 Mpa se propone un modelo de histéresis basado en modelo de Menegotto-Pinto. Estos dos modelos de histéresis fueron introducidos en el programa Midas Gen Ver Figura 9 y 10:

Figura 33. Propiedades inelásticas del Concreto.

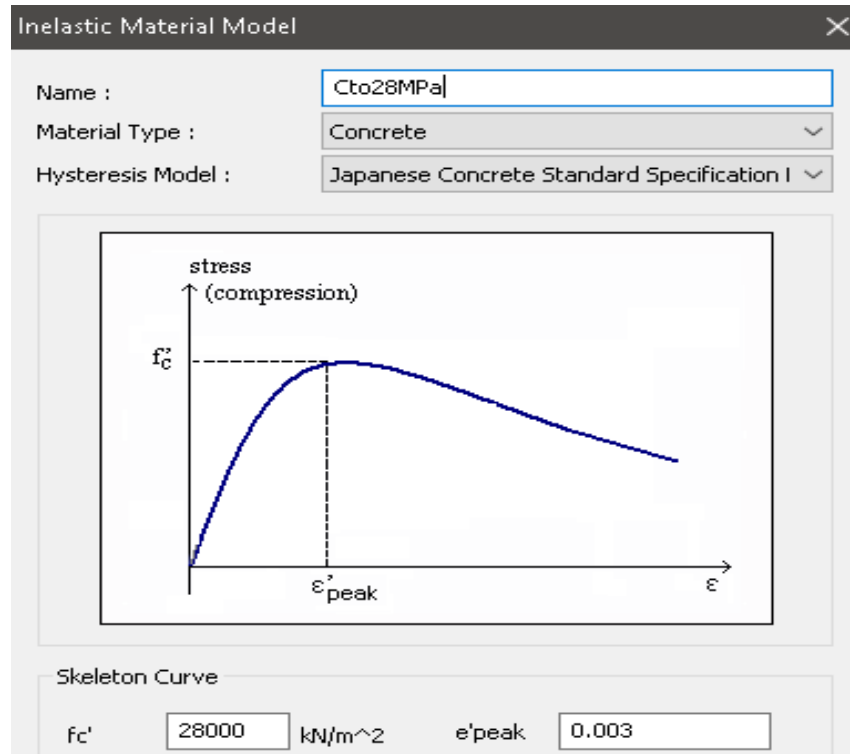
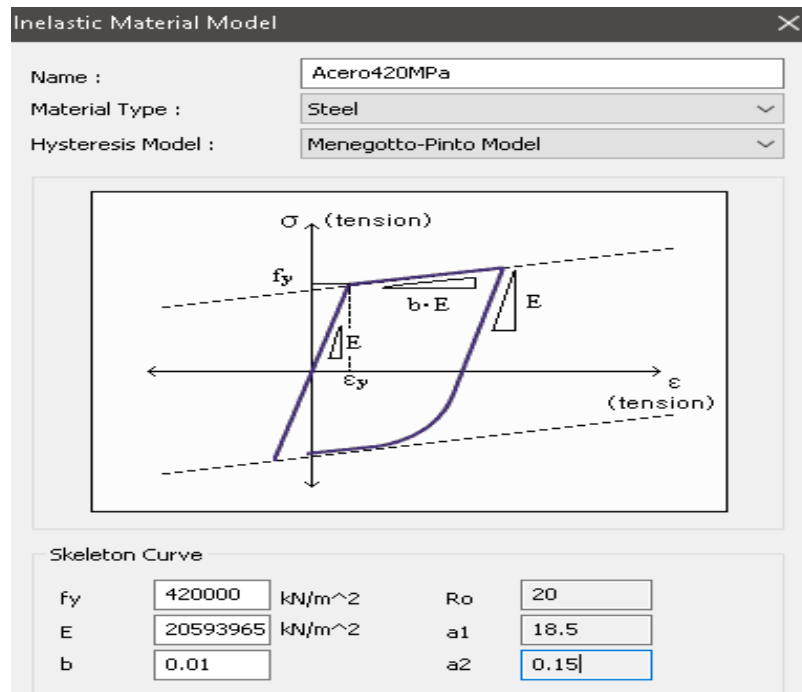


Figura 34. Propiedades inelásticas del Acero.



5.1.2 Refuerzos de los muros estructurales En la sección 4.4 se calculó el refuerzo de los muros estructurales, donde el programa Midas Gen presento una configuración de acero para cada uno de los muros de la estructura lo cual permite proceder con el análisis estático no lineal.

5.1.2.1 Cargas permanentes Para el análisis se van a tener en cuenta como cargas iniciales lo siguientes casos de cargas:

Tabla 11. Cargas iniciales Pushover.

CARGA	%
Carga Muerta	100
Carga Viva	25

5.1.3 Casos de carga del Pushover Se crean dos casos de cargas en las direcciones principales de la estructura PX, PY. Con la magnitud de Fuerza Horizontal Equivalente determinadas en la Sección 3.4.1.

Tabla 12. Caso de carga Pushover.

Caso dga	Carga	%
CASO	CARGA	%
PX	FHE X	100
PY	FHE Y	100

5.1.4 Nodos maestros La edificación tendrá dos puntos de control de desplazamientos ubicados en la azotea de la estructura.

Tabla 13. Nodos maestros.

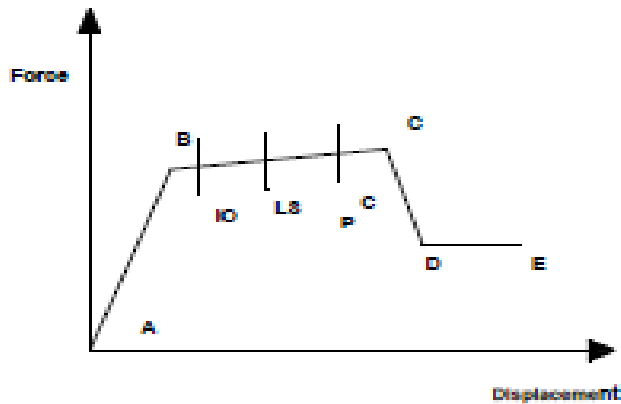
Nº Nudo	Dirección	Máximo Desplazamiento
3503	X	0.19 m
3477	Y	0.28 m

Estos puntos están ubicados en los dos extremos más lejanos del origen de coordenadas de la estructura. Los desplazamientos asignados se basan en los valores máximos en cada dirección de desplazamientos que tuvo la estructura en el análisis lineal Sección 4.2.1.1.

5.1.5 Efectos P- Δ Son efectos causados por las cargas de gravedad que actúan en la configuración deformada de una estructura, produciendo un incremento en los desplazamientos laterales [6]. Se consideran estos tipos de efectos ya que hay varios elementos que están sujetos a cargas axiales producidas por la Fuerza Horizontal Equivalente aplicada en las dos direcciones de la estructura.

5.1.6 Niveles de desempeño Representan las posibles etapas de daño que puede presentar la estructura posterior a un terremoto. El nivel de desempeño de un edificio puede ser definido con base a cuatro niveles específicos de funcionamiento y a dos niveles de rendimiento propuestos por el FEMA 356 en la Figura 6 se muestran los niveles de desempeño Ocupación Inmediata (OI), Seguridad a la Vida (LS) y prevención al colapso(CP) [6].

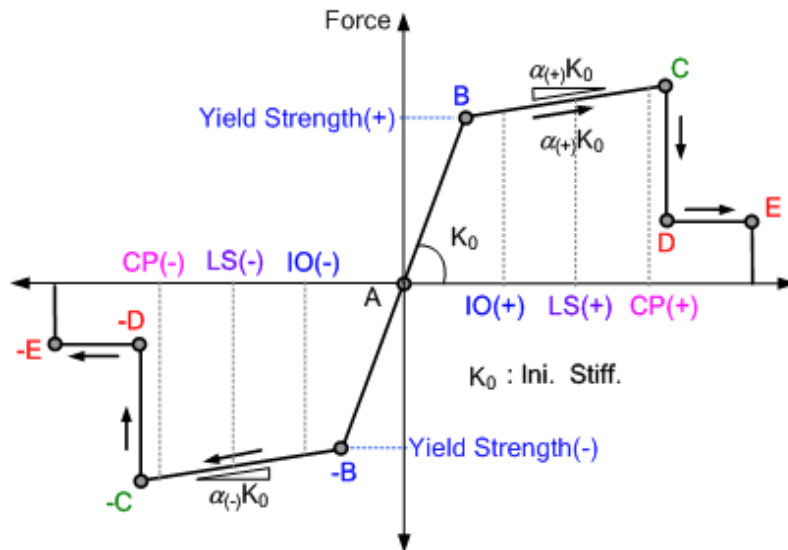
Figura 35. Niveles de desempeño.



Fuente: Adaptado de Gallego & Sarria, el concreto y los terremotos.

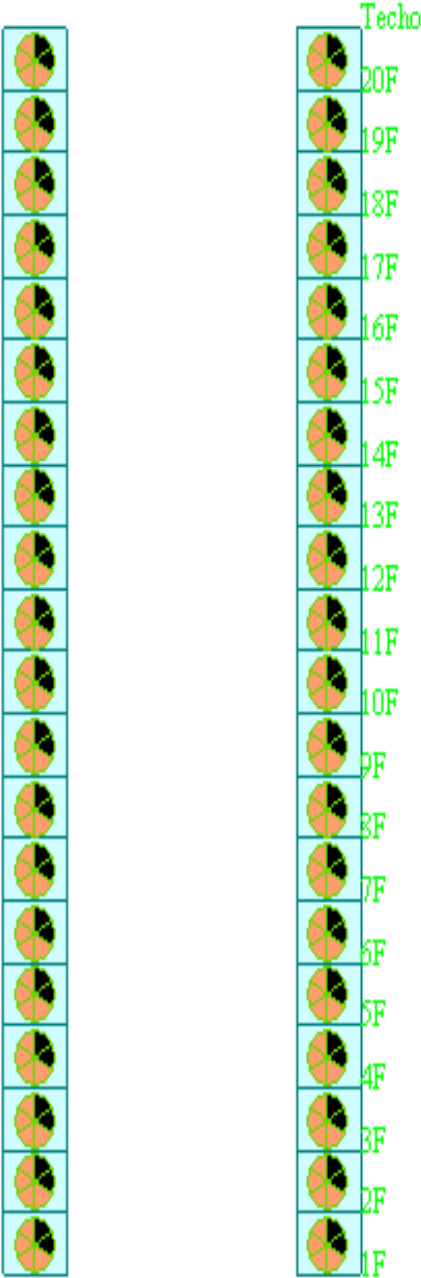
5.1.7 Propiedades de las rotulas plásticas Para definir las rotulas plásticas se propondrá un modelo de plasticidad concentrada ya que es recomendada para edificaciones mayores a 3 niveles según los parámetros del FEMA 440. Las características de cada rotula plástica son definidas por el FEMA 440 a través de curvas de fuerza versus deformación generalizada para la mayoría de los elementos de concreto estructural. La longitud de la rótula plástica para muros debe ser igual a 0.5 veces la altura a flexión del elemento, según el ASCE 41, sección 10.7.2.

Gráfica 7. Curva Fuerza Vs Deformación.



Se distribuyen las rotulas plásticas por cada nivel en la mitad de cada muro, para generar 20 rotulas en cada uno de los 86 muros existentes con un total de 1720 rotulas en toda la estructura Ver figura 34.

Figura 36. Configuración de las rotulas en cada piso de la estructura.



Teniendo definidas las características anteriores se procede a asignar los datos en el software Midas GEN® [1] como se muestra en la figuras 35, 36 y 37.

Figura 37. Características generales del Análisis Pushover.

Pushover Global Control X

Geometric Nonlinearity Type

None Large Displacements

Initial Load

Perform Nonlinear Static Analysis for Initial Load

Import Static Analysis / Construction Stage Analysis Results

- When the boundary conditions are different between initial load and pushover load
- When the element forces in the last construction stage are used as an initial load

Load Case: FUERZA HORIZONTAL Y Scale Factor: 1

Static Load Case	Scale
CARGA MUERTA	1
CARGA VIVA	0.25

Nonlinear Analysis Option

Permit Convergence Failure

Max. Number of Substeps: 10

Maximum Iteration: 10

Convergence Criteria

Displacement Norm: 0.001

Force Norm: 0.001

Energy Norm: 0.001

Analysis Stop

Shear Component Yield

Beam/Column Wall

Axial Component Collapse/Buckling

Beam/Column Wall Truss

Support Uplifting/Collapse : Dz-Direction

Uplifting Collapse

Pushover Hinge Data Option

Default Stiffness Reduction Ratio of Skeleton Curve

Trilinear / Slip Trilinear Type

Symmetric

	(+)	(-)
Alpha1	0.1	0.1
Alpha2	0.05	0.05

Bilinear / Slip Bilinear Type

Symmetric

	(+)	(-)
Alpha1	0.05	0.05

Point Spring Support : Nonlinear Type

Data for Auto-Calculation of Strength

Reference Location only for Distributed Hinges

I-end

Calc. Yield Surface of Beam considering Buckling

Remove Pushover Global Control
Wall Node Connectivity...
OK
Cancel

Figura 38. Casos de cargas del Análisis Pushover.

Add/Modify Pushover Load Case

Name : PX Description : |

General Control
 Increment Steps (nstep) : 20
 Consider P-Delta Effect
 - P-Delta effect will not be supported in case when Large Displacement is selected from Global Control.

Initial Load
 Use Initial Load Nonlinear Analysis for Initial Load
 Cumulative Reaction / Story Shear by Initial Load
 Cumulative Displacement by Initial Load

Increment Method
 Load Control Displacement Control

Control Option
 Global
 Master Node
 Max. Translational Displacement : 0 m
 Node : 3503 Direction : DX
 Max. Displacement : 0.19 m

Analysis Stopping Condition
 Limit Inter-Story Deformation Angle : 1 / 10 [rad]
 Maximum Drift of All Vertical Elements
 Drift at the Center of Floor Diaphragm (Story Center)
 Drift calculated by Average Displacement of Story

Load Pattern
 Load Pattern Static Load Cases
 Load Case FUERZA HORIZON Scale Factor : 1

Load	Scale
FUERZA HORIZONTAL X	1

OK Cancel Apply

Add/Modify Pushover Load Case

Name : PY Description :

General Control
 Increment Steps (nstep) : 20
 Consider P-Delta Effect
 - P-Delta effect will not be supported in case when Large Displacement is selected from Global Control.

Initial Load
 Use Initial Load Nonlinear Analysis for Initial Load
 Cumulative Reaction / Story Shear by Initial Load
 Cumulative Displacement by Initial Load

Increment Method
 Load Control Displacement Control

Control Option
 Global
 Master Node
 Max. Translational Displacement : 0 m
 Node : 3477 Direction : DY
 Max. Displacement : 0.28 m

Analysis Stopping Condition
 Limit Inter-Story Deformation Angle : 1 / 10 [rad]
 Maximum Drift of All Vertical Elements
 Drift at the Center of Floor Diaphragm (Story Center)
 Drift calculated by Average Displacement of Story

Load Pattern
 Load Pattern Static Load Cases
 Load Case FUERZA HORIZON Scale Factor : 1

Load	Scale
FUERZA HORIZONTAL Y	1

OK Cancel Apply

Figura 39. Propiedades de la rotulas plásticas.

Add/Modify Pushover Hinge Properties

Name : Description :

Element Type

Beam/Column Wall
 Truss General Link
 Point Spring Support

Material Type

RC / SRC (encased)
 Steel / SRC (filled)
 Masonry

Wall Type

Membrane
 Plate

Definition

Moment - Rotation (M-Theta)
 Moment - Curvature (M-Phi Lumped)
 Consider Hinge Length
 Moment - Curvature (M-Phi Distributed)

Hinge Type

Skeleton Model
 Fiber Model

Interaction Type

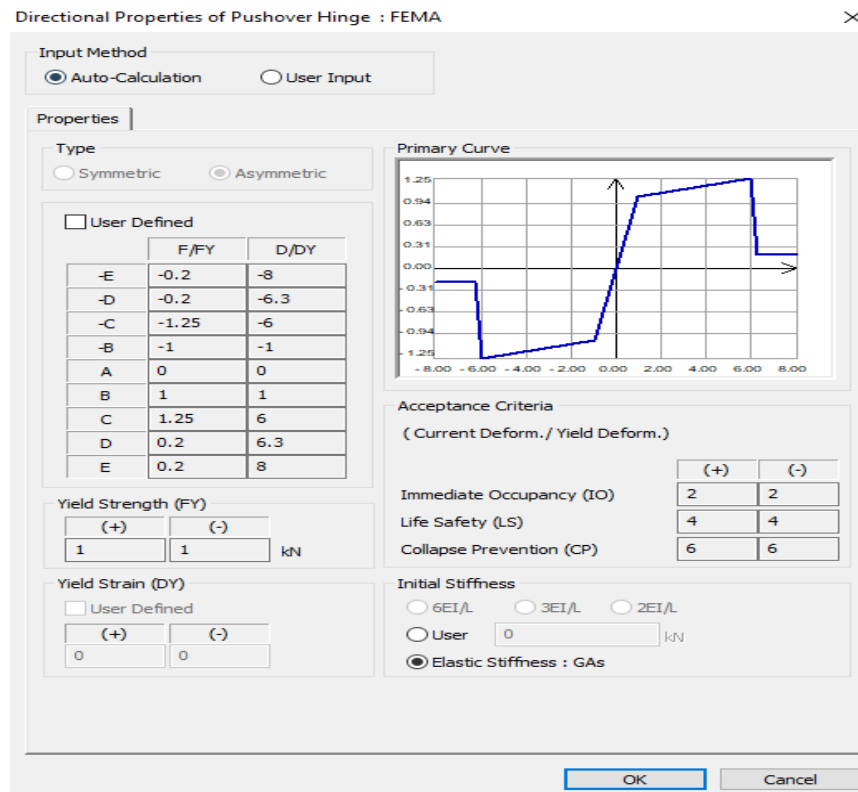
None
 P-M in Status Determination
 P-M-M in Status Determination

Fiber Section

Section :
Fiber Name :

Component Properties

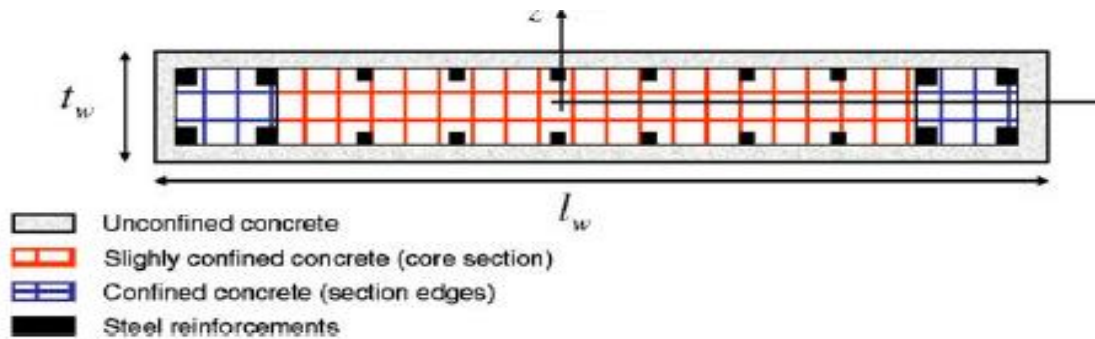
Component	Hinge Location	Skeleton Curve	
<input type="checkbox"/> Fx	I&J-end	Trilinear Type	<input type="button" value="Properties..."/>
<input type="checkbox"/> Fy	I&J-end	Trilinear Type	<input type="button" value="Properties..."/>
<input checked="" type="checkbox"/> Fz	I-end	FEMA	<input type="button" value="Properties... >>"/>
<input type="checkbox"/> Mx	I&J-end	FEMA	<input type="button" value="Properties..."/>
<input checked="" type="checkbox"/> My	I-end	FEMA	<input type="button" value="Properties..."/>
<input type="checkbox"/> Mz	I-end	FEMA	<input type="button" value="Properties..."/>



5.2 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL UTILIZANDO DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN SEGÚN LOS PARÁMETROS DEL ANÁLISIS DE LA SECCIÓN TRASVERSAL CON UN MODELO DE FIBRAS.

El modelo se fibras se basa en la discretización de la sección de la sección transversal del elemento, teniendo en cuenta las zonas confinadas y no confinadas con sus respectivas propiedades mecánicas, para obtener resultados más aproximados, y finalizar con la determinación de la gráfica de momento-curvatura de estas secciones.

Figura 40. Discretización tipo en modelo de fibras.



Fuente: Y. Belmouden Reinforced concrete buildings.

5.2.1 Modelo de fibras para os muros más críticos En la Tabla 12 y 13 se presentan los muros que presentaron la rotulación más crítica en el análisis de la sección 5.1.

Tabla 14. Muros Críticos dirección X.

Wall ID	1	3
Dimensiones(m)	6.4X0.15	3.5X0.15
dw, de(m)	0.03	0.03
Elementos Verticales	34- 2#5@0.1778	18- 2#5@0.17
Elementos de borde	5- 2#8@0.345	4- 2#8@0.32

Tabla 15. Muros críticos dirección Y.

Wall ID	5	21	88
Dimensiones(m)	1.7X0.15	1.8X0.15	4.9X0.15
dw, de(m)	0.03	0.03	0.03
Elementos Verticales	8- 2#5@0.20	8- 2#5@0.20	26- 2#5@0.18
Elementos de borde	3- 2#8@0.22	3- 2#8@0.26	5- 2#8@0.28

Con las configuraciones de acero y parámetros necesarios para realizar el modelo de fibras se procede a modelar la sección transversal de cada muro en el programa

Etabs [7], Se definen las Secciones transversales de los muros seleccionados como se muestra a continuación:

Figura 41. Muro 1.

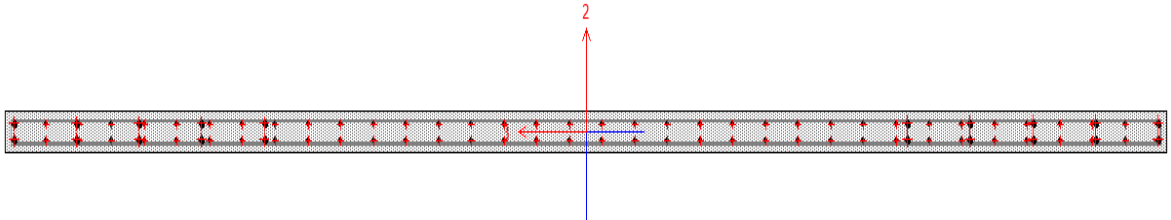


Figura 42. Muro 3.

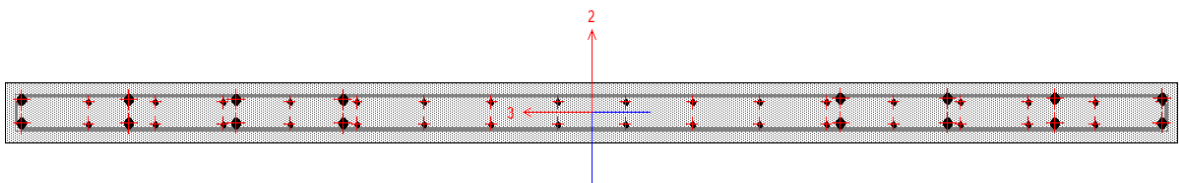


Figura 43. Muro 5.

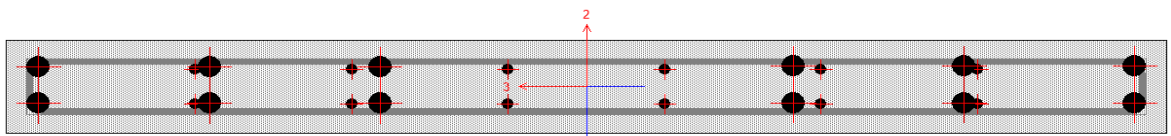


Figura 44. Muro 21.

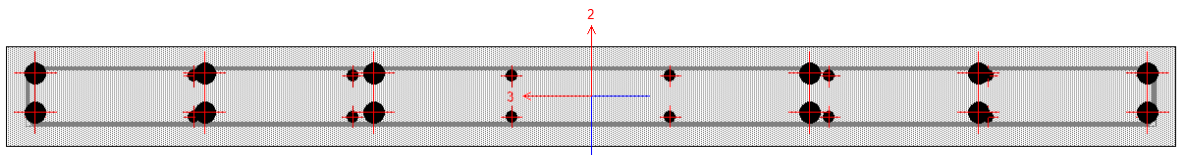
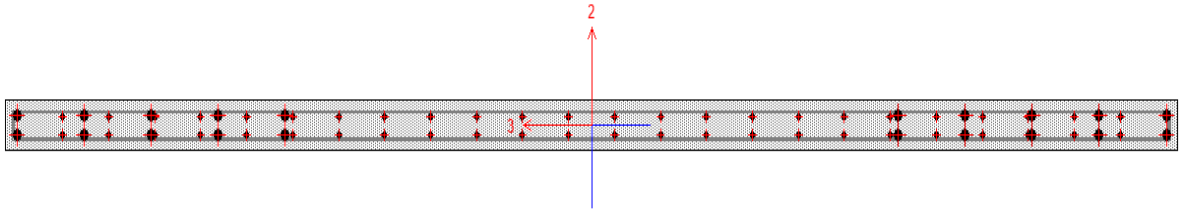


Figura 45. Muro 88.



Se definen las características necesarias para realizar le modelo de fibras en el programas Etabs[7].

Figura 46. Definición de caso de carga modelo de fibras.

Load Case Data

General

Load Case Name: DPdelta [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case: []

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: P-Delta

Load Application: Full Load [Modify/Show...]

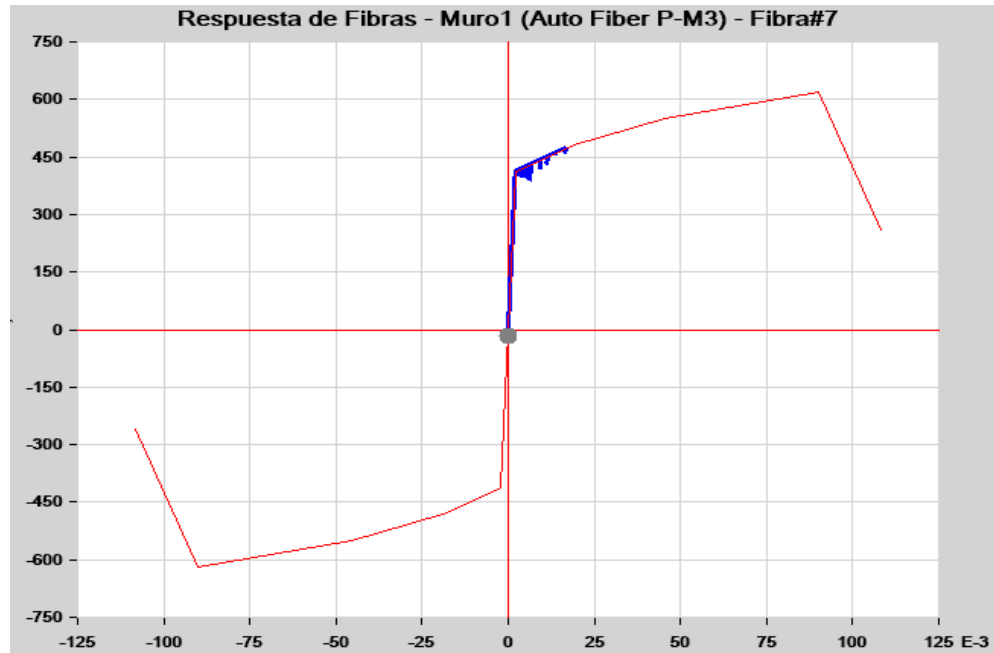
Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]

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

[OK] [Cancel]

Con las propiedades definidas se realiza el modelo de fibras de cada sección transversal mostradas en las figuras 39 a 43 en el programa Etabs [7]. obteniendo los siguientes resultados que se asignaran en el programa Midas Gen[1].

Figura 47. Resultados modelo de fibras y asignación de resultados en el programa Midas Gen Muro 1.



Properties of I&J-end

Type

Symmetric Asymmetric

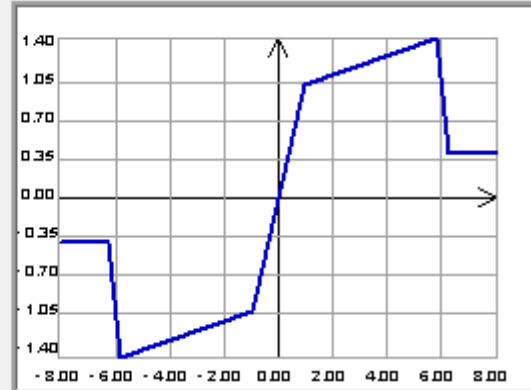
User Defined

	F/FY	D/DY
-E	-0.4	-8
-D	-0.4	-6.3
-C	-1.4	-5.8
-B	-1	-1
A	0	0
B	1	1
C	1.4	5.8
D	0.4	6.3
E	0.4	8

Yield Strength (FY)

(+)	(-)	
1	1	kN

Primary Curve

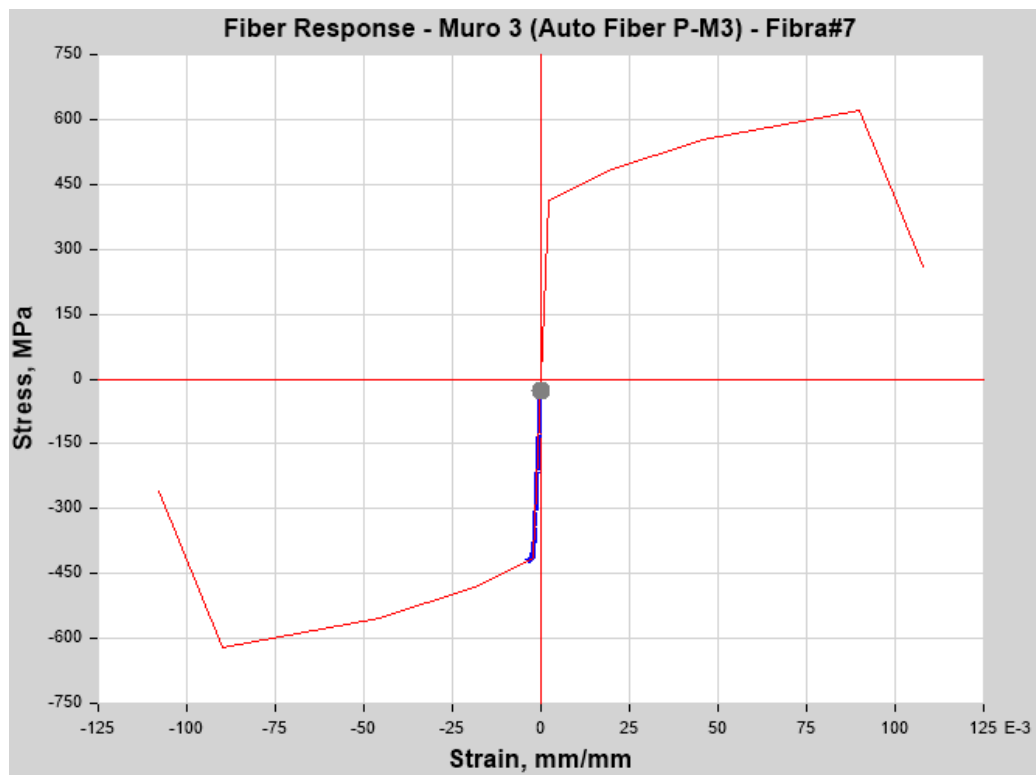


Acceptance Criteria

(Current Deform./ Yield Deform.)

	(+)	(-)
Immediate Occupancy (IO)	3	3
Life Safety (LS)	4	4
Collapse Prevention (CP)	6	6

Figura 48. Resultados modelo de fibras y asignación de resultados en el programa Midas Gen Muro 3.



Properties

Type

Symmetric Asymmetric

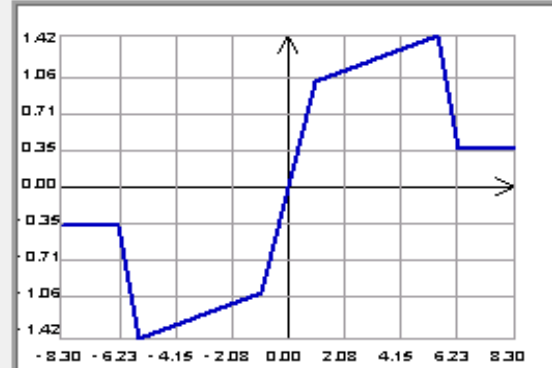
User Defined

	F/FY	D/DY
-E	-0.36	-8.3
-D	-0.36	-6.3
-C	-1.42	-5.5
-B	-1	-1
A	0	0
B	1	1
C	1.42	5.5
D	0.36	6.3
E	0.36	8.3

Yield Strength (FY)

(+)	(-)	
1	1	kN

Primary Curve

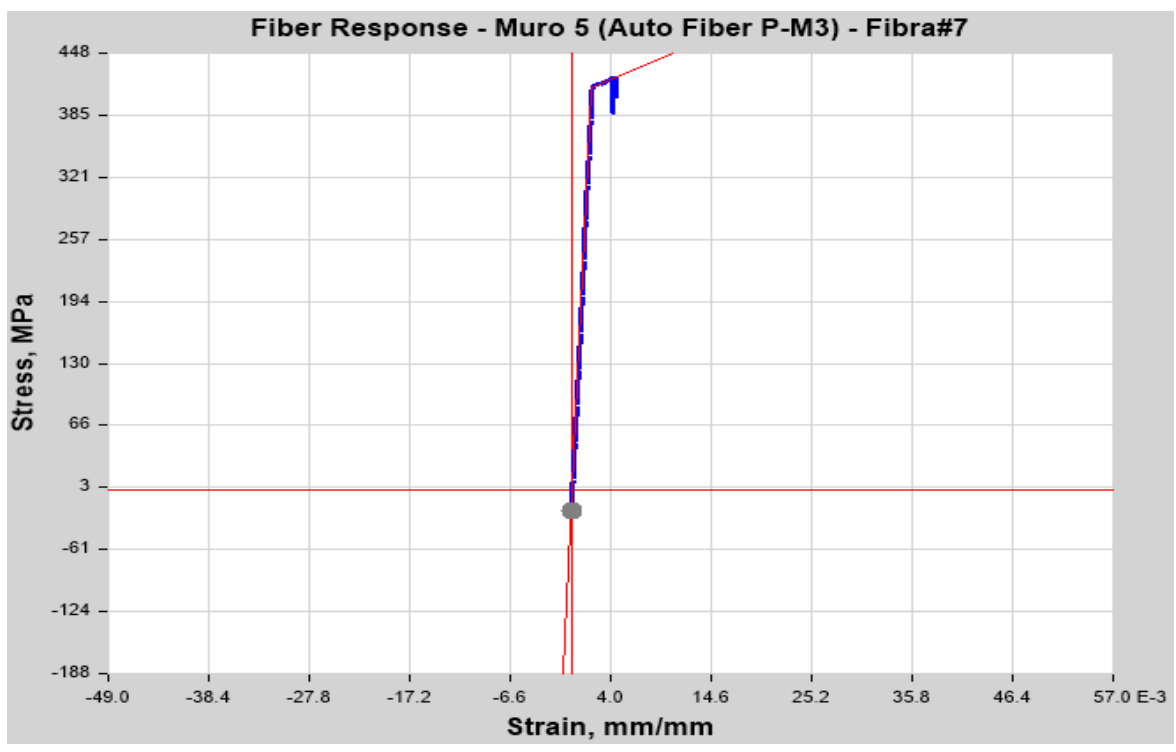


Acceptance Criteria

(Current Deform./ Yield Deform.)

	(+)	(-)
Immediate Occupancy (IO)	2	2
Life Safety (LS)	4	4
Collapse Prevention (CP)	6	6

Figura 49. Resultados modelo de fibras y asignación de resultados en el programa Midas Gen Muro 5.



Properties

Type

Symmetric Asymmetric

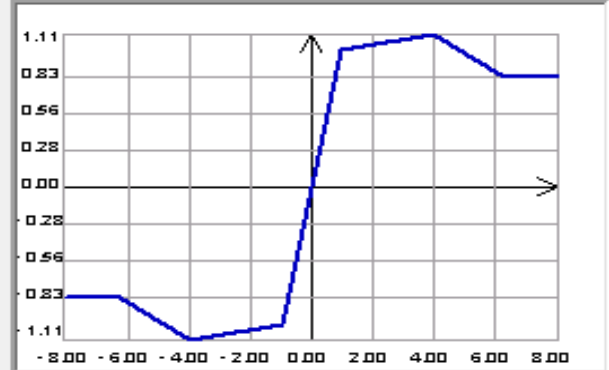
User Defined

	F/FY	D/DY
-E	-0.8	-8
-D	-0.8	-6.3
-C	-1.11	-4
-B	-1	-1
A	0	0
B	1	1
C	1.11	4
D	0.8	6.3
E	0.8	8

Yield Strength (FY)

(+)	(-)	
1	1	kN

Primary Curve

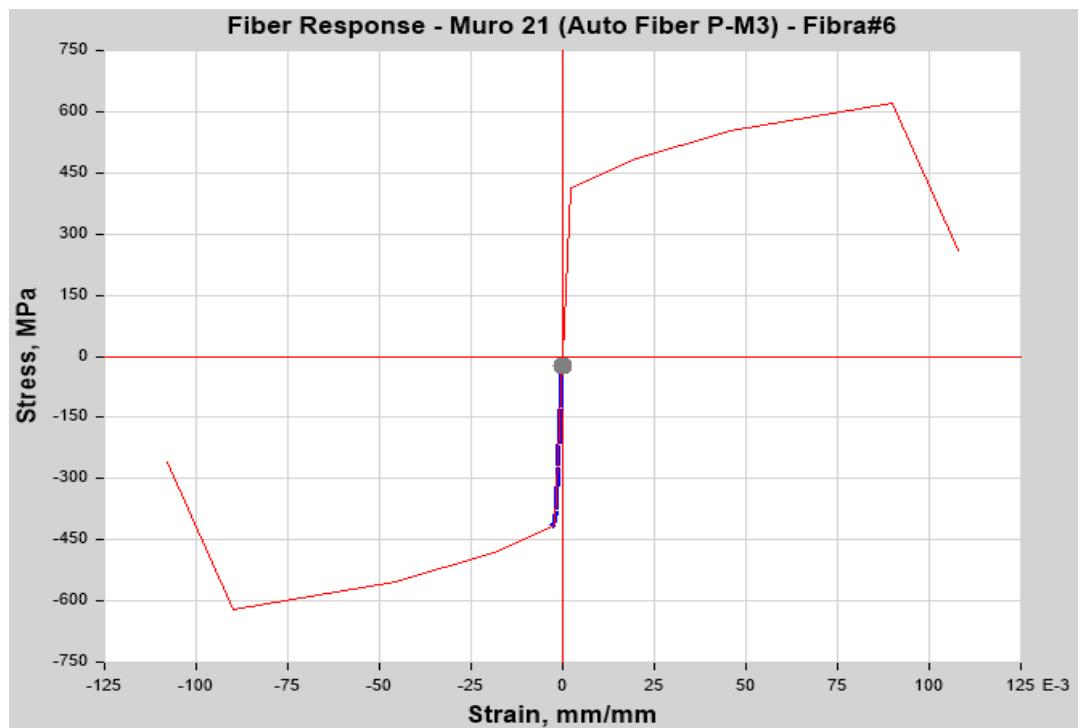


Acceptance Criteria

(Current Deform./ Yield Deform.)

	(+)	(-)
Immediate Occupancy (IO)	2	2
Life Safety (LS)	4	4
Collapse Prevention (CP)	6	6

Figura 50. Resultados modelo de fibras y asignación de resultados en el programa Midas Gen Muro 21.



Properties

Type

Symmetric Asymmetric

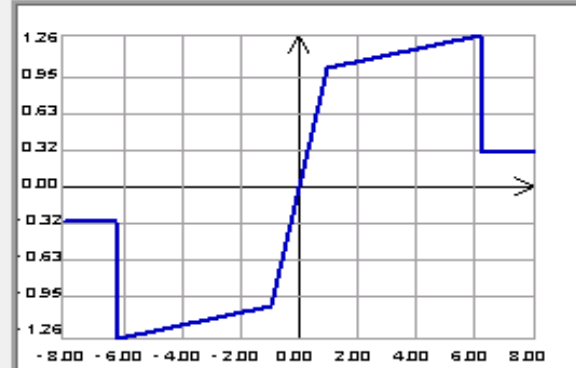
User Defined

	F/FY	D/DY
-E	-0.3	-8
-D	-0.3	-6.3
-C	-1.26	-6.2
-B	-1	-1
A	0	0
B	1	1
C	1.26	6.2
D	0.3	6.3
E	0.3	8

Yield Strength (FY)

(+)	(-)	
1	1	kN

Primary Curve

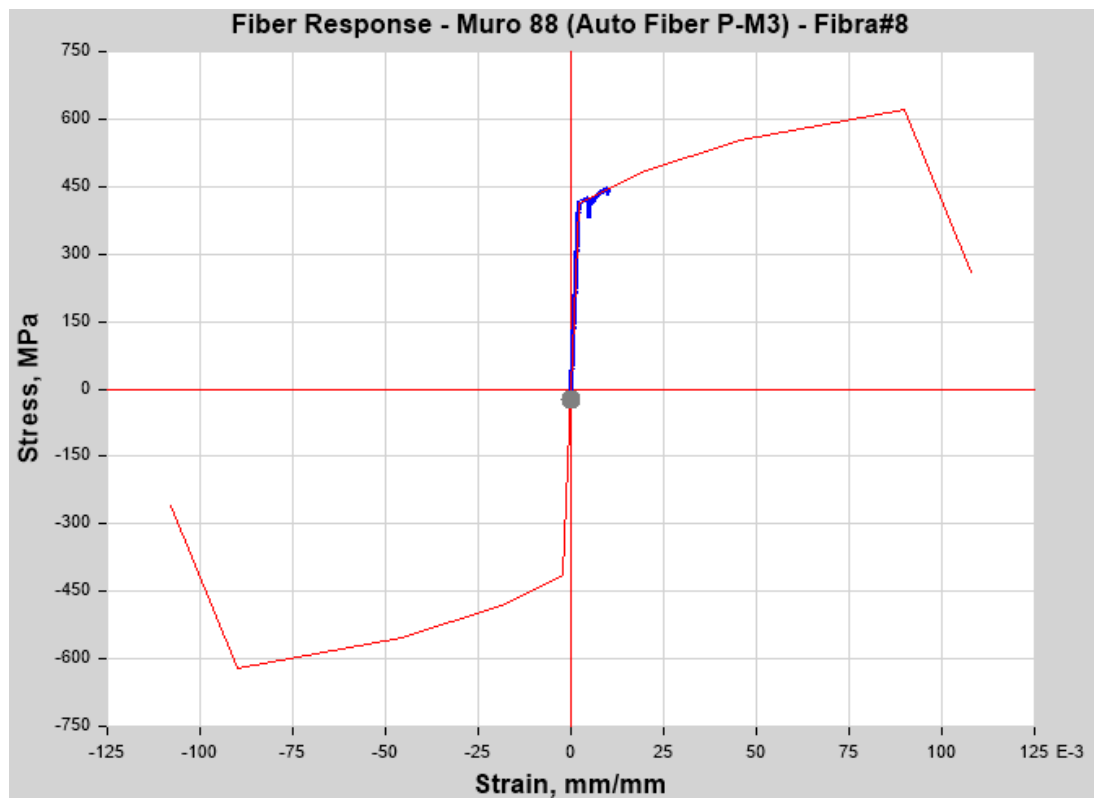


Acceptance Criteria

(Current Deform./ Yield Deform.)

	(+)	(-)
Immediate Occupancy (IO)	2	2
Life Safety (LS)	4	4
Collapse Prevention (CP)	6	6

Figura 51. Resultados modelo de fibras y asignación de resultados en el programa Midas Gen Muro 88.



Properties

Type
 Symmetric Asymmetric

User Defined

	F/FY	D/DY
-E	-0.3	-8
-D	-0.3	-6.3
-C	-1.1	-5.5
-B	-1	-1
A	0	0
B	1	1
C	1.1	5.5
D	0.3	6.3
E	0.3	8

Yield Strength (FY)
 (+) (-) kN

Primary Curve

Acceptance Criteria
 (Current Deform./ Yield Deform.)

	(+)	(-)
Immediate Occupancy (IO)	2	2
Life Safety (LS)	4	4
Collapse Prevention (CP)	6	6

Teniendo definidos los resultados del análisis de fibras se procede asignar las propiedades de las rotulas en el programa Midas Gen [1].

Figura 52. Asignación de las propiedades del modelo de fibras en la rotulas plásticas en el programa Midas Gen.

Define Pushover Hinge Type/Properties

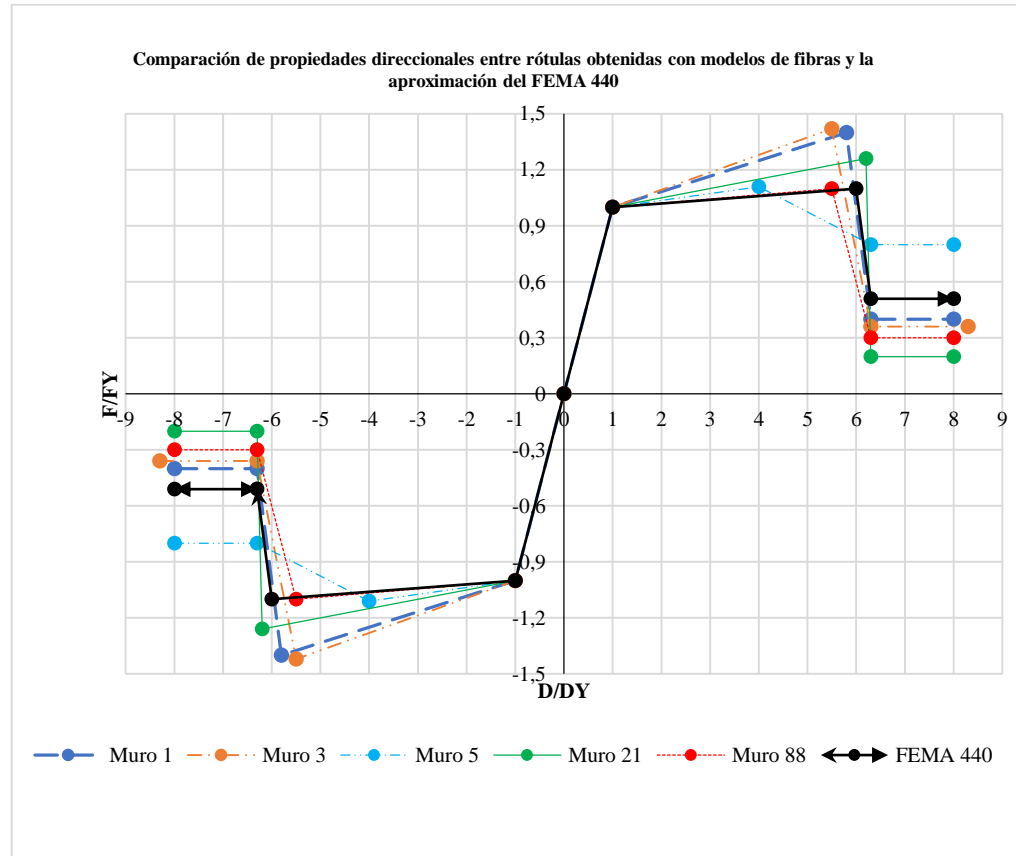
Show Assigned Hinge Data

Pushover Hinge Name	Element Type
MUROS	Wall
Muro 1	Wall
Muro 3	Wall
Muro 5	Wall
Muro 21	Wall
Muro 88	Wall

Add
 Modify/Show
 Delete
 Copy

En la gráfica 8 se presenta las diversas curvas obtenidas por le modelo de fibras y la predeterminada por el FEMA 440

Figura 53. Esfuerzo vs deformación.



Con los resultados del Modelo de fibras determinados se repite el análisis Pushover de la (Sección 5). cambiando las propiedades de las rotulas concentradas por las arrojadas con el modelo de fibras a cada uno de los 5 muros seleccionados en la (Sección 5.7.1.) se asignarán la propiedad de rotula plástica basada en la gráfica Esfuerzo Vs Deformación arrojada por el modelo de fibras.

Finalmente se generan 20 rotulas por cada uno de los 5 muros seleccionados y los 81 muros restantes continúan con la asignación de las rotulas plásticas concentradas para un total de 1720 rotulas en toda la estructura.

6. ANÁLISIS DE DATOS Y RESULTADOS

A continuación, se presentará la comparación de los resultados obtenidos en los análisis lineales y los análisis estáticos no lineales, basados en el método Pushover con parámetros de rótulas concentradas según el FEMA-440 y modelos de fibras; se realizarán dos análisis Pushover en paralelo, uno con rótulas según los parámetros del FEMA-440 y otro con rótulas en los muros más críticos, según el modelo de fibras que se analizó anteriormente. En base a los análisis se determinó que el paso en el cual ambos modelos alcanzan su punto de desempeño es en el Paso 2 (st2), y los pasos en los que existen las primeras fallas de rótulas en los modelos de FEMA-440 y fibras son en el Paso 8 (st8) y Paso 5 (st5) en dirección X, Paso 7(st7) y Paso 5 (st5) en dirección Y, respectivamente.

Figura 54. Resumen de pasos en análisis Pushover.

Caso de carga	Paso desempeño	Paso falla
PX FEMA	St2	St5
PY FEMA	St2	St8
PX Fibras	St2	St5
PY Fibras	St2	St7

6.1 COMPARACIÓN DE DERIVAS

Con el fin de comparar la incidencia de los diversos métodos de análisis en los desplazamientos laterales, se calculan las derivas en base a los análisis nombrados anteriormente. Según la NSR-10, la deriva máxima de piso, para una estructura de concreto reforzado, no debe exceder el 1% cuando se usa como demanda sísmica el espectro elástico de diseño. En la Grafica 9 y en la Grafica 10 se muestran las

derivadas máximas de piso calculadas por medio de los métodos nombrados anteriormente.

Figura 55. Derivas en dirección X.

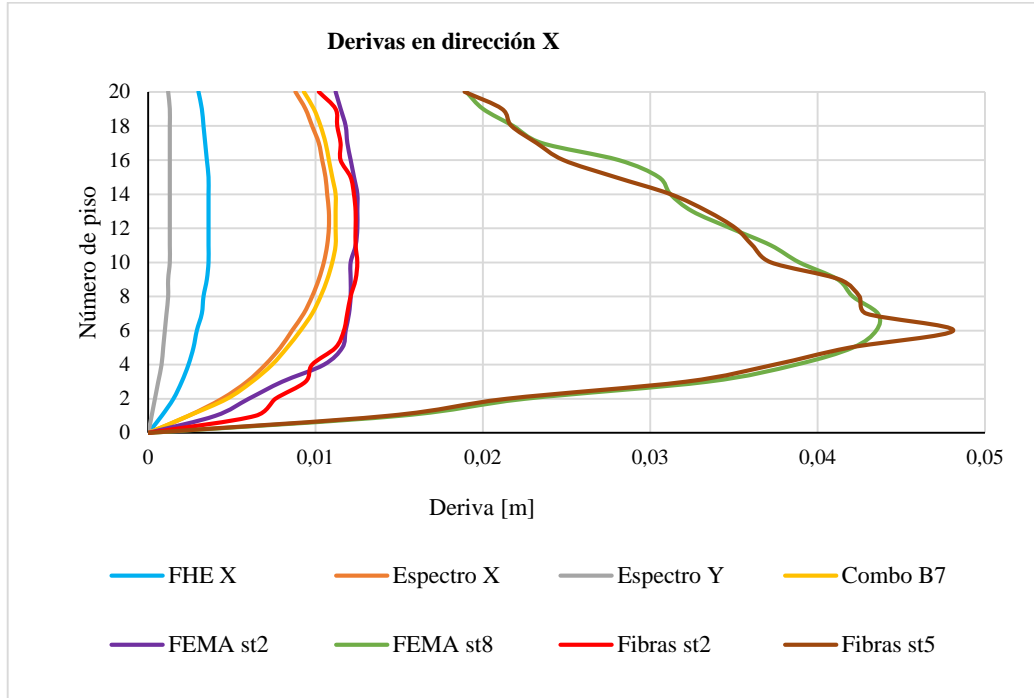
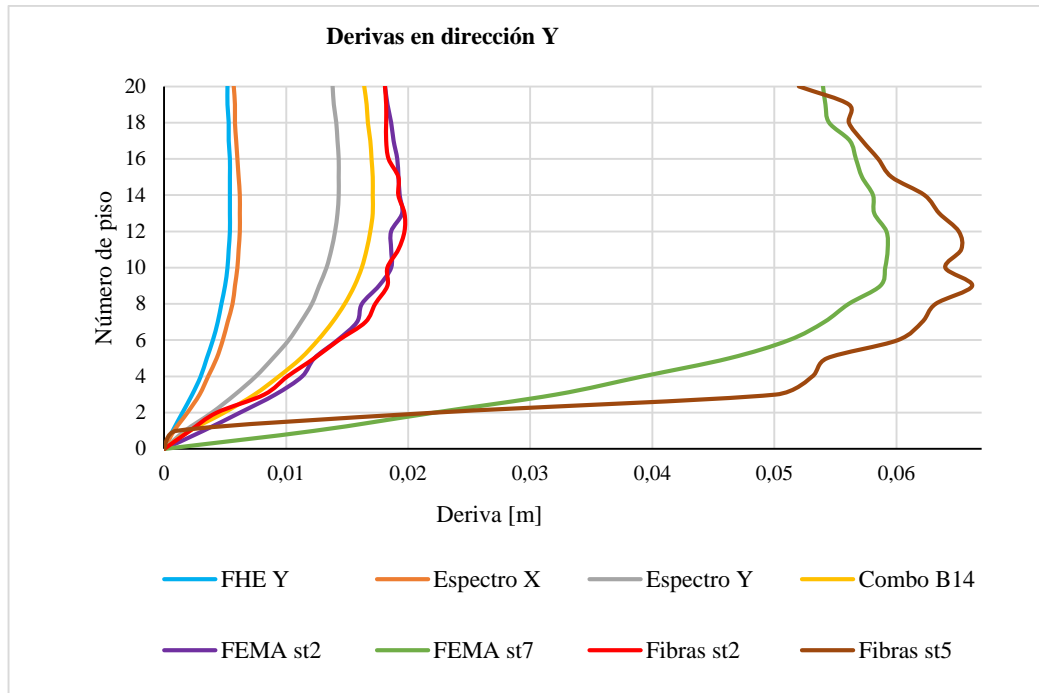


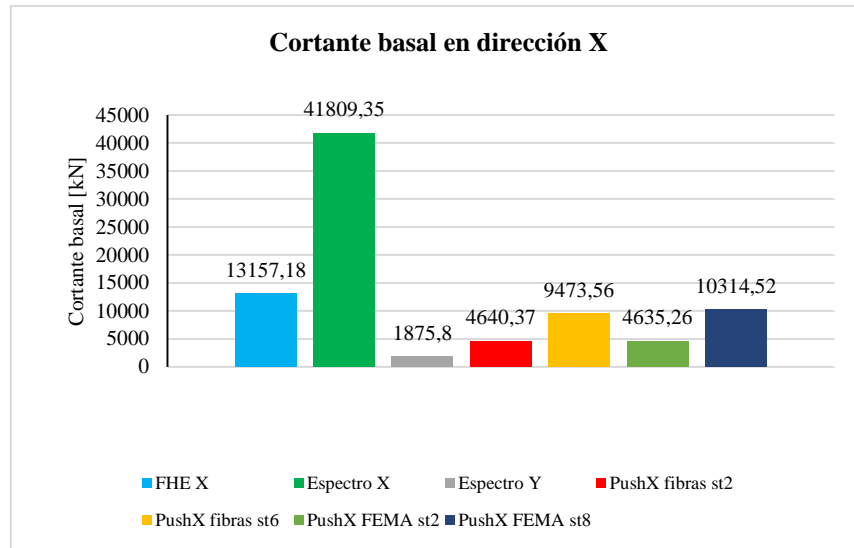
Figura 56. Derivas en dirección Y.



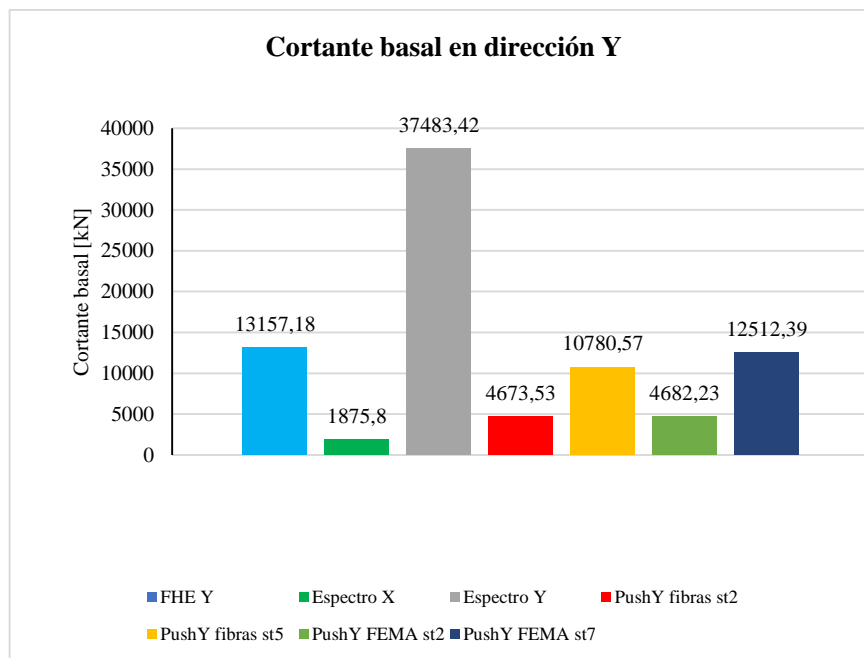
6.2 COMPARACIÓN DE CORTANTES BASALES

El cálculo del cortante basal permite determinar la fuerza lateral total como consecuencia de las fuerzas de inercia que se inducen al sistema cuando la estructura se ve sometida a un evento sísmico, por ende, la resistencia definitiva de la estructura depende en gran parte de este valor. En la Gráfica 11 y en la Gráfica 12 se muestra el cortante en la base, calculado por los métodos nombrados anteriormente.

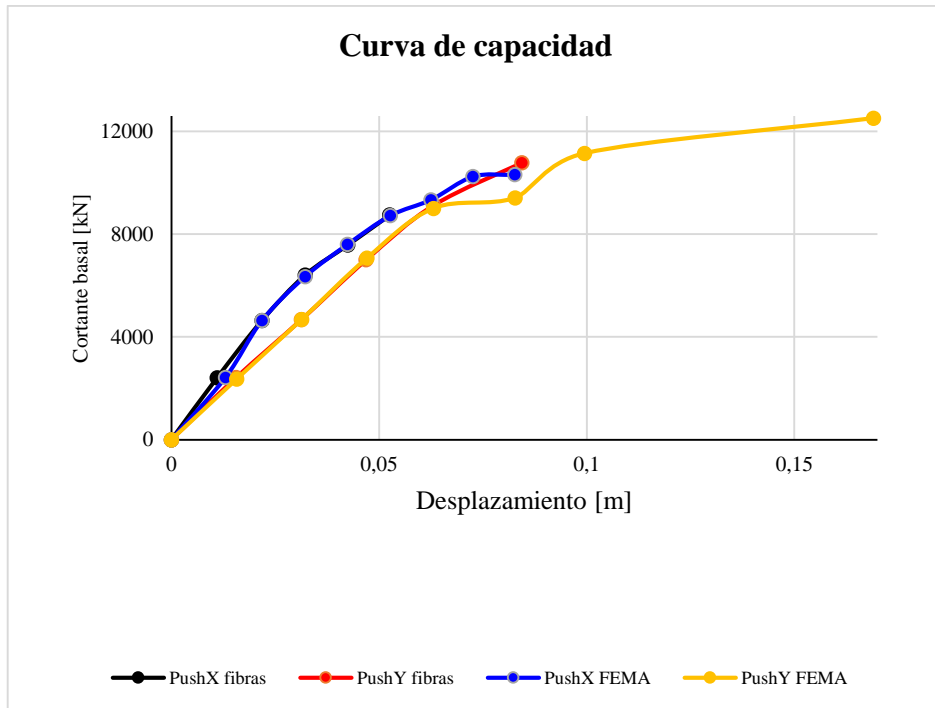
Gráfica 8. Cortante basal en dirección X.



Gráfica 9. Cortante basal en dirección Y.



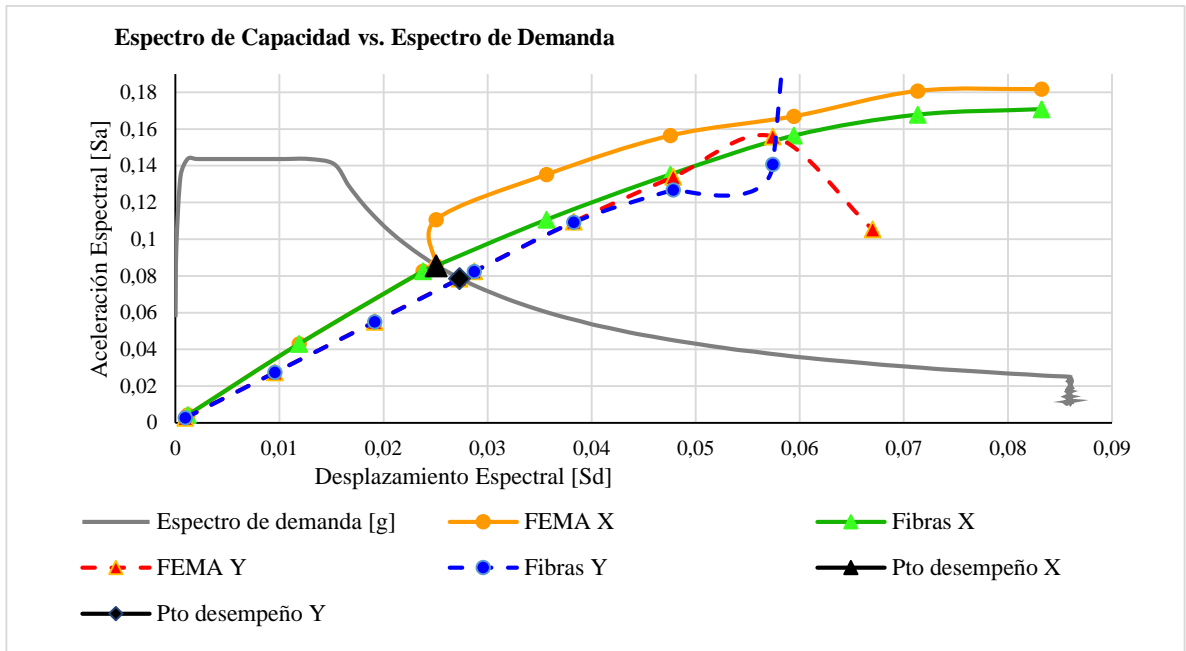
Gráfica 10. Curva de capacidad



6.3 NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA

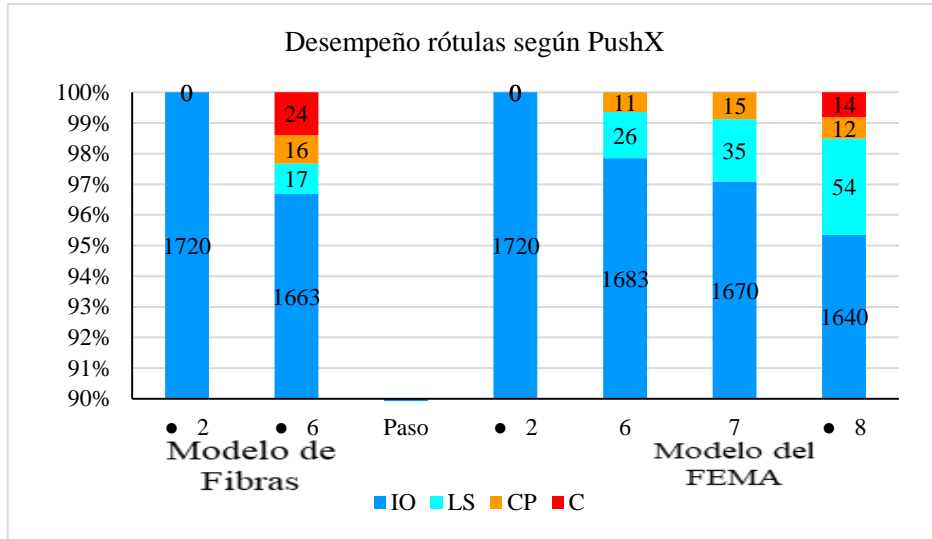
A continuación, se muestran los resultados de las rótulas propuestas en la estructura. Es importante aclarar que, en el modelo de fibras, los parámetros de las rótulas de los muros más críticos fueron reemplazados por los obtenidos con el modelo de fibras, en las cuales se revisará el estado de la rótula plástica a flexo-compresión. El punto de desempeño se define como el estado de deformaciones y fuerzas en la estructura una vez se alcanza el desplazamiento objetivo definido en el nodo maestro; este desplazamiento tiene asociado un cortante en la base. Se aplica el método de coeficientes definido en el ASCE 41, tabla 41, teniendo en cuenta los efectos P-delta.

Gráfica 11. Curva de desempeño.

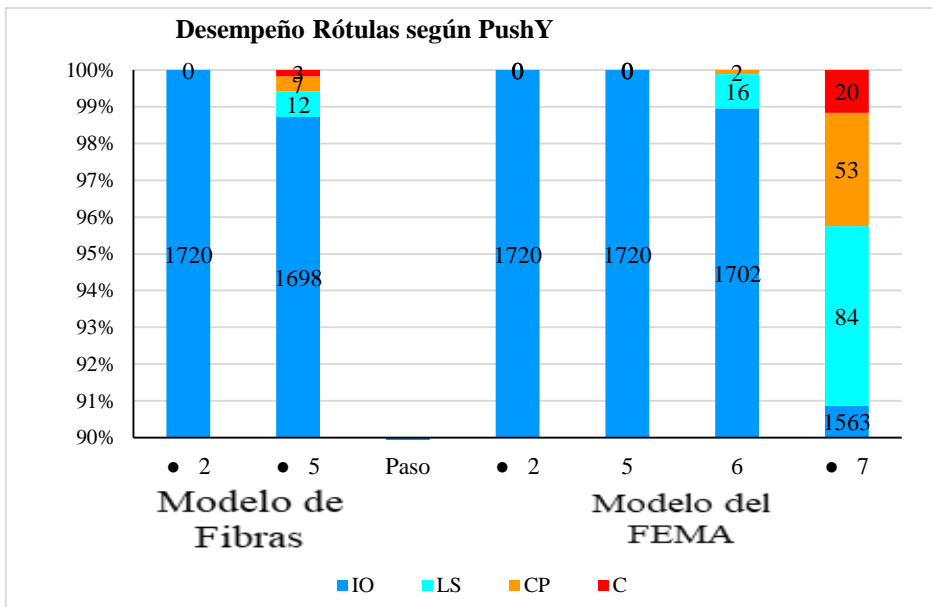


En las siguientes Gráficas se encuentran los resultados obtenidos del estado de las rótulas, respectivamente. En el comportamiento, los pasos de la zona izquierda de la gráfica corresponden al Pushover en base al modelo de fibras, y los pasos de la zona derecha de la gráfica, corresponden al Pushover en base al modelo impuesto por el FEMA-440.

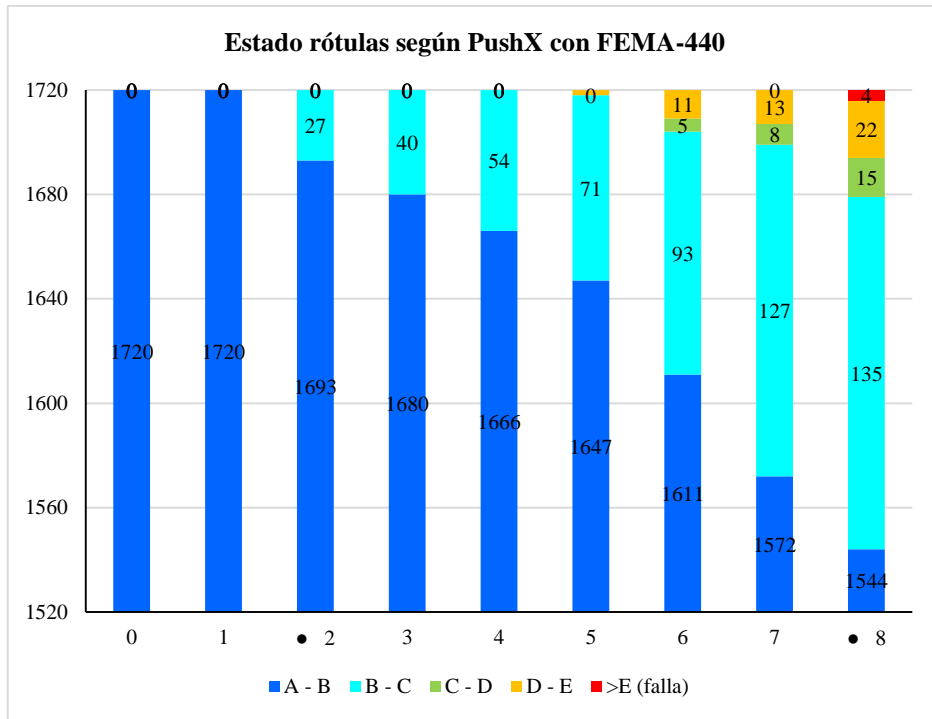
Gráfica 12. Desempeño rótulas PX, Fibras a la izquierda. y FEMA a la derecha.



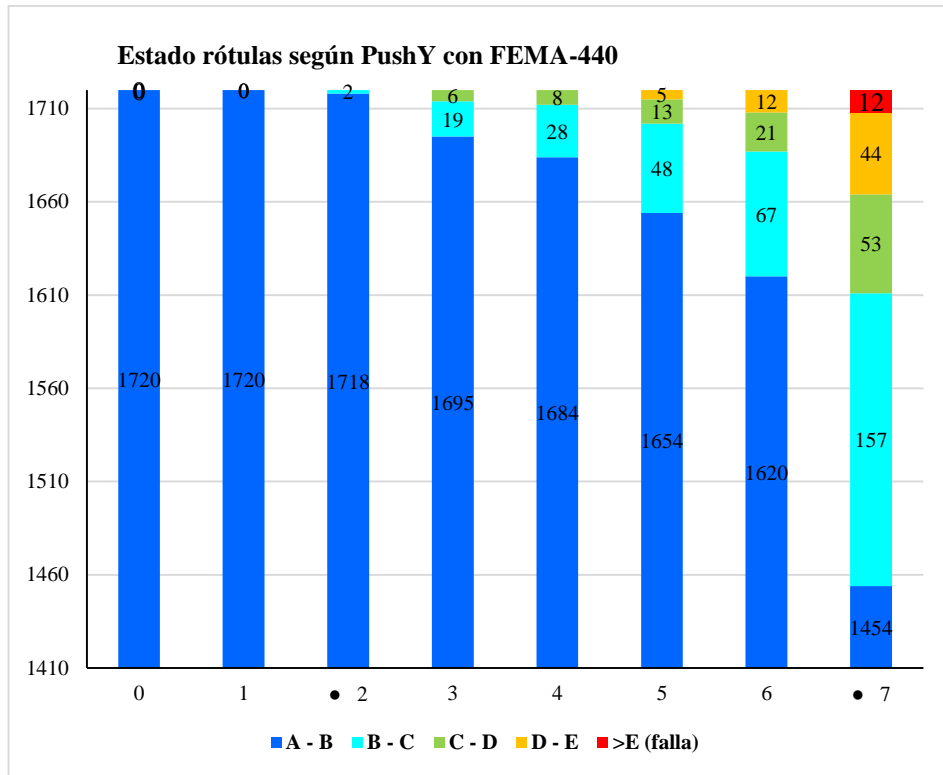
Gráfica 13. Desempeño rótulas PY, Fibras a la izquierda. y FEMA a la derecha.



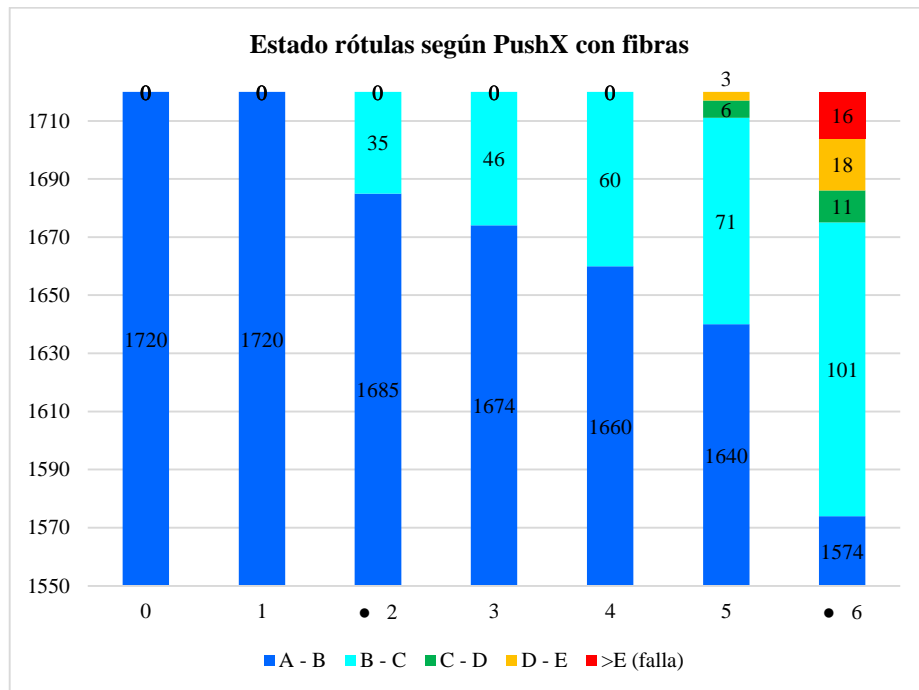
Gráfica 14. Estado rótulas PX según FEMA-440



Gráfica 15. Estado rótulas PY según FEMA-440.



Gráfica 16. Estado rótulas PX según modelo de fibras



Gráfica 17. Estado rótulas PY según modelo de fibras.

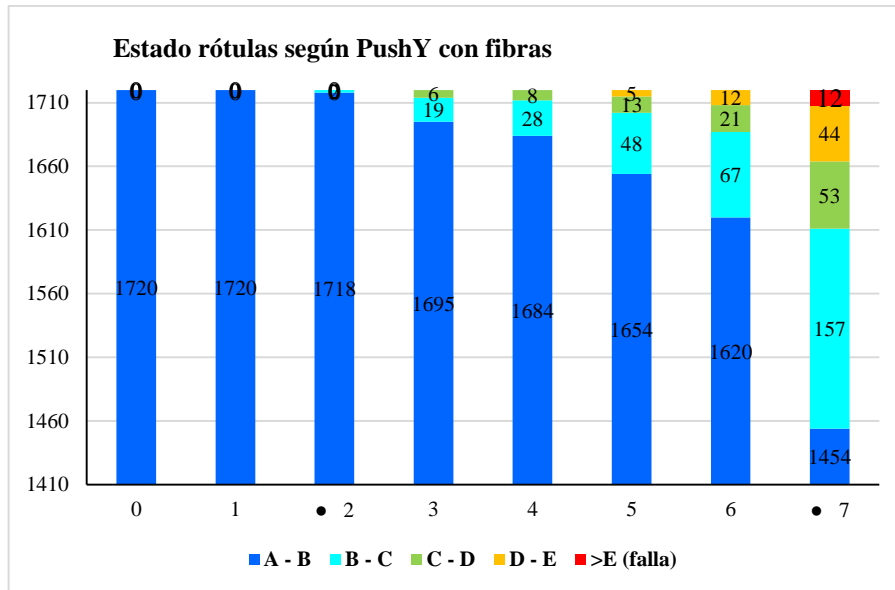


Tabla 16. Rotulación de la estructura.

Pushover en X con fibras							
Paso	V basal [kN]	$\delta_{m\acute{a}x}$ [m]	IO	LS	CP	C	Total
0	0	0	1720	0	0	0	1720
1	2410.32	0.0111	1720	0	0	0	1720
2	4640.37	0.0218	1720	0	0	0	1720
3	6411.82	0.0322	1720	0	0	0	1720
4	7580.73	0.0425	1709	11	0	0	1720
5	8750.24	0.0526	1698	12	10	0	1720
6	9473.56	0.0626	1663	17	16	24	1720

Pushover en X FEMA							
Paso	V basal [kN]	$\delta_{m\acute{a}x}$ [m]	IO	LS	CP	C	Total
0	0	0	1720	0	0	0	1720
1	2420.35	0.013	1720	0	0	0	1720
2	4635.26	0.0218	1720	0	0	0	1720
3	6352.89	0.0322	1720	0	0	0	1720
4	7603.84	0.0424	1709	11	0	0	1720
5	8724.13	0.0527	1698	15	7	0	1720
6	9341.28	0.0625	1683	26	11	0	1720
7	10243.21	0.0726	1670	35	15	0	1720
8	10314.52	0.0827	1640	54	12	14	1720

Pushover en Y con fibras							
Paso	V basal [kN]	$\delta_{\text{máx}}$ [m]	IO	LS	CP	C	Total
0	0	0	1720	0	0	0	1720
1	2420.25	0.00156	1720	0	0	0	1720
• 2	4673.52	0.00313	1720	0	0	0	1720
3	7004.59	0.00469	1720	0	0	0	1720
4	9378.23	0.00631	1710	10	0	0	1720
• 5	10780.26	0.00844	1698	12	7	3	1720

Pushover en Y FEMA							
Paso	V basal [kN]	$\delta_{\text{máx}}$ [m]	IO	LS	CP	C	Total
0	0	0	1720	0	0	0	0
1	2357.26	0.0157	1720	0	0	0	0
• 2	4682.23	0.0314	1720	0	0	0	0
3	7068.32	0.0471	1720	0	0	0	0
4	9005.17	0.0631	1720	0	0	0	0
5	9416.51	0.0828	1720	0	0	0	0
6	1146.29	0.0995	1702	16	2	0	0
• 7	12512.39	0.1691	1563	84	53	20	1720

Tabla 17. Desempeño estructura.

Pushover en X FEMA								
Paso	V basal [kN]	$\delta_{\text{máx}}$ [m]	A - B	B - C	C - D	D - E	>E (falla)	Total
0	0	0	1720	0	0	0	0	1720
1	2420.35	0.013	1720	0	0	0	0	1720
• 2	4635.26	0.0218	1693	27	0	0	0	1720
3	6352.89	0.0322	1680	40	0	0	0	1720
4	7603.84	0.0424	1666	54	0	0	0	1720
5	8724.13	0.0527	1647	71	0	2	0	1720
6	9341.28	0.0625	1611	93	5	11	0	1720
7	10243.21	0.0726	1572	127	8	13	0	1720
• 8	10314.52	0.0827	1544	135	15	22	4	1720

Pushover en Y FEMA								
Paso	V basal [kN]	$\delta_{\text{máx}}$ [m]	A - B	B - C	C - D	D - E	>E (falla)	Total
0	0	0	1720	0	0	0	0	1720
1	2357.26	0.0157	1720	0	0	0	0	1720
• 2	4682.23	0.0314	1718	2	0	0	0	1720
3	7068.32	0.0471	1695	19	6	0	0	1720
4	9005.17	0.0631	1684	28	8	0	0	1720
5	9416.51	0.0828	1654	48	13	5	0	1720
6	1146.29	0.0995	1620	67	21	12	0	1720
• 7	12512.39	0.1691	1454	157	53	44	12	1720

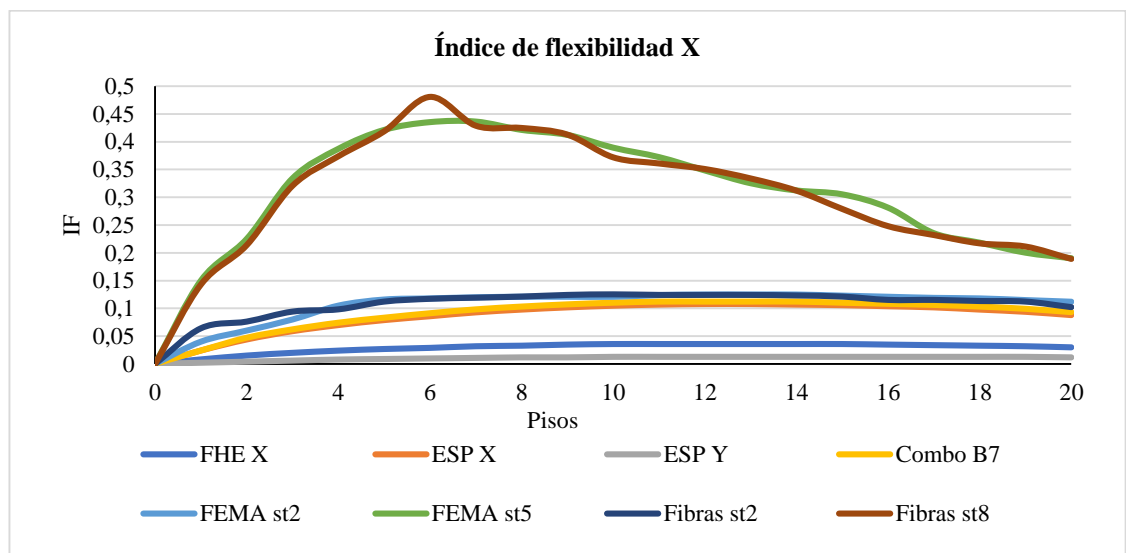
Pushover en X con fibras								
Paso	V basal [kN]	$\delta_{\text{máx}}$ [m]	A - B	B - C	C - D	D - E	>E (falla)	Total
0	0	0	1720	0	0	0	0	1720
1	2410.32	0.0011	1720	0	0	0	0	1720
• 2	4640.37	0.00218	1685	35	0	0	0	1720
3	6411.82	0.00322	1674	46	0	0	0	1720
4	7580.73	0.00425	1660	60	0	0	0	1720
5	8750.24	0.00526	1640	71	6	3	0	1720
• 6	9473.56	0.00626	1574	101	11	18	16	1720

Pushover en Y con fibras								
Paso	V basal [kN]	$\delta_{\text{máx}}$ [m]	A - B	B - C	C - D	D - E	>E (falla)	Total
0	0	0	1720	0	0	0	0	1720
1	2420.25	0.00156	1720	0	0	0	0	1720
• 2	4673.52	0.00313	1695	25	0	0	0	1720
3	7004.59	0.00469	1675	35	10	0	0	1720
4	9378.23	0.00631	1652	56	12	0	0	1720
• 5	10780.26	0.00844	1612	64	13	2	29	1720
• 7	12512.39	0.1691	1563	84	53	20	20	1720

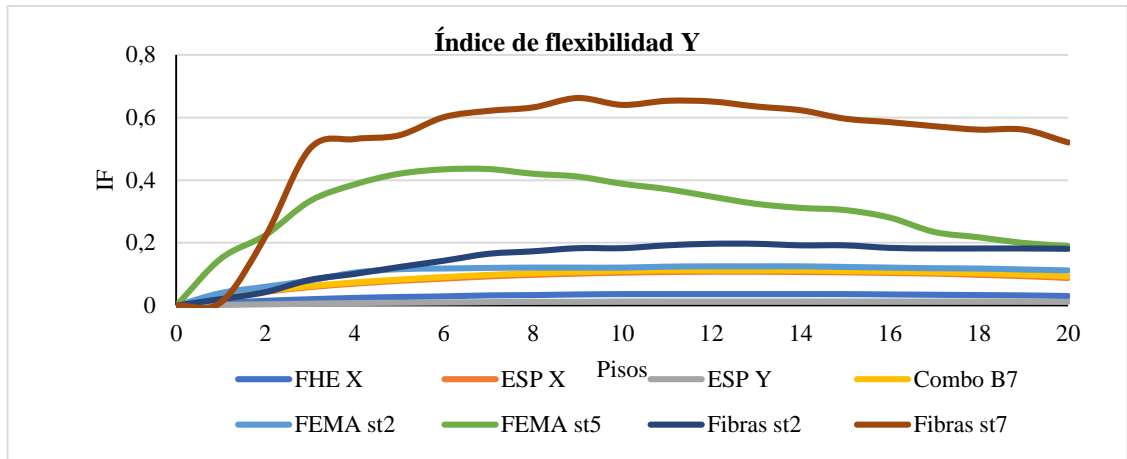
6.4 ÍNDICES DE FLEXIBILIDAD Y RESISTENCIA

Los índices de flexibilidad nos muestran la demanda de desplazamientos a la que está sometida la estructura bajo los casos de carga estipulados, tanto lineales y no lineales, respecto al desplazamiento máximo, que en este caso es la relación entre la deriva máxima presentada en cada caso de carga y la deriva admisible por la normativa colombiana, que es del 1%. El índice de flexibilidad máximo es de 1. Los índices de resistencia nos muestran la demanda de fuerzas internas a la que están sometidos los elementos de la estructura bajo los casos de carga estipulados, lineales y no lineales, respecto a la sollicitación máxima, que en este caso es entre la carga axial última y carga axial nominal del elemento, y momento flector último y momento flector nominal del elemento. El índice de resistencia máximo es de 1.

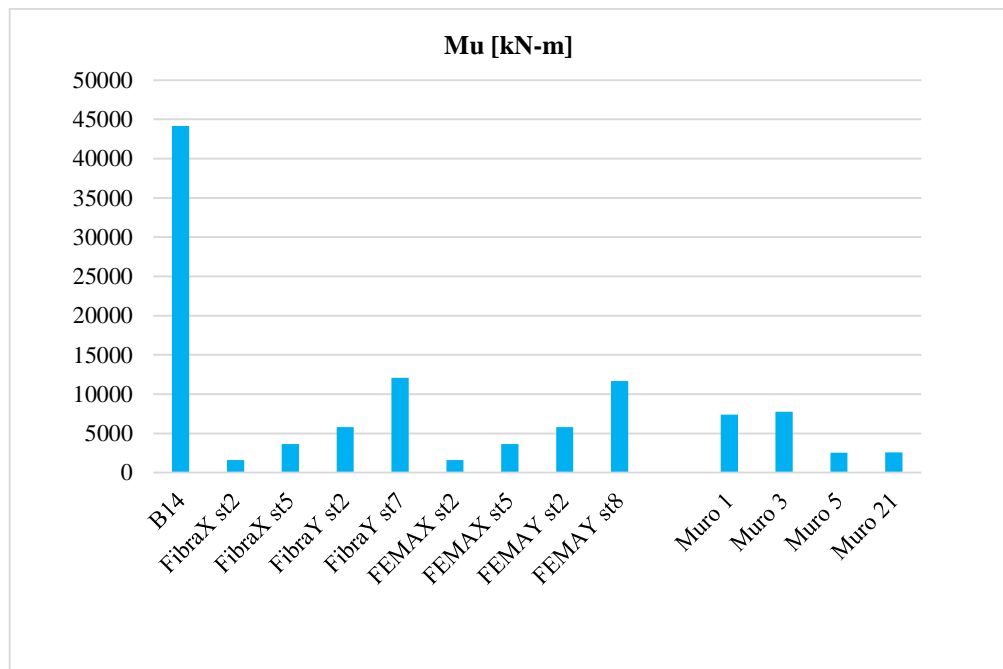
Gráfica 18. Índice de flexibilidad en X



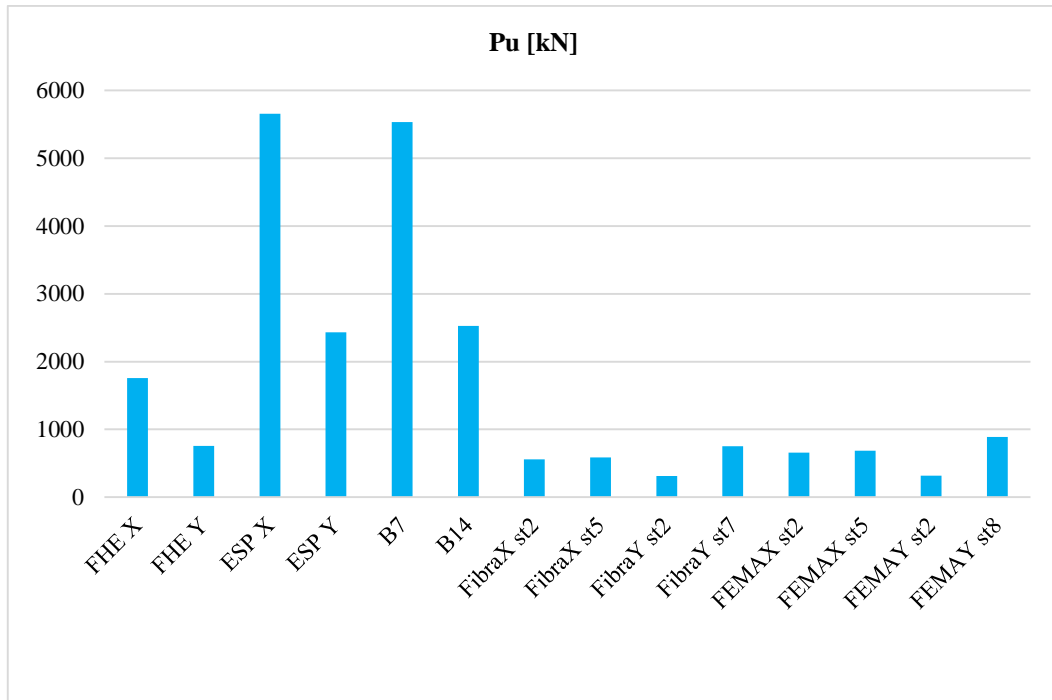
Gráfica 19. Índice de flexibilidad en Y



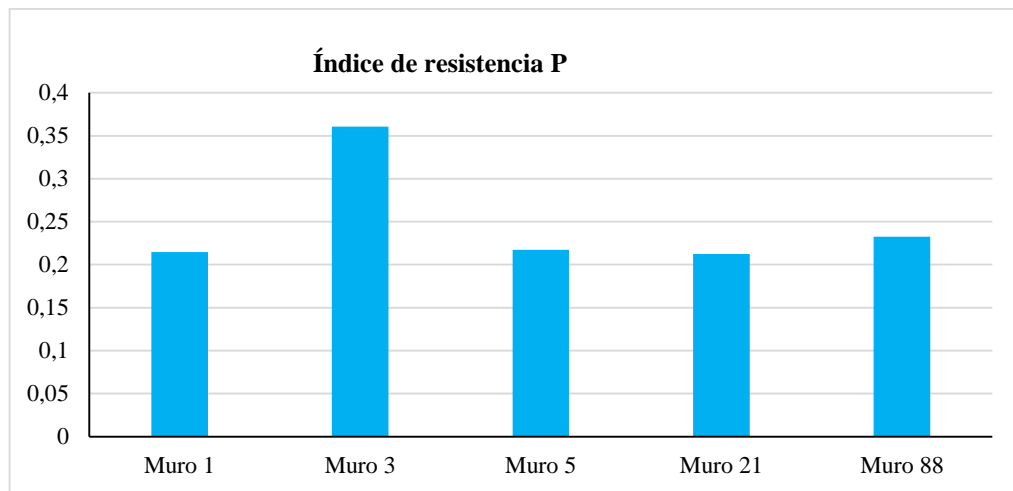
Gráfica 20. Momentos flectores últimos en cada caso.



Gráfica 21. Cargas axiales últimas en cada caso.



Gráfica 22. Índice de resistencia carga axial.



Gráfica 23. Índice de resistencia momento flector.



7. CONCLUSIONES

Este proyecto ha sido destinado a describir la acción sísmica por medio de diferentes métodos de análisis que consideran espectros de respuesta y propiedades mecánicas de los materiales, que es un punto de análisis más realista a lo habitual. Se ha ilustrado brevemente el procedimiento de análisis y diseño de una estructura en muros portantes.

En conclusión, ante los análisis lineales, fuerza horizontal equivalente y modal espectral, nos permiten calcular fácilmente las solicitaciones sísmicas en base a una simplificaciones y aproximaciones numéricas. El costo computacional es accesible en procesadores convencionales, generan unos resultados aproximados de desplazamientos y fuerzas internas, pero no es posible establecer el nivel de desempeño esperado en base al diseño estructural de la edificación. El análisis más crítico para las derivas y el cortante basal es modal espectral, típicamente es fuerza horizontal equivalente, pero en sistemas estructural de muros portantes, debido a su gran rigidez lateral, este último método no genera grandes desplazamientos.

En el análisis no lineal se puede evaluar el comportamiento sísmico de una edificación de manera más acertada, ya que principalmente reconocen el carácter no lineal de los materiales y la respuesta en función de la demanda sísmica, para llegar principalmente al nivel de desempeño de la estructura, que es el nivel de comportamiento de los elementos estructurales hasta llegar a su falla debido a una acción sísmica

determinada por un desplazamiento impuesto inicialmente. Computacionalmente el análisis no lineal exige procesadores avanzados, pero es entendible debido a su gran alcance. Además, cuando la estructura se deforma mientras los elementos se

encuentran en fluencia de manera progresiva, la relación entre las fuerzas externas y las deformaciones no se puede determinar por un análisis básico, el propósito del análisis estático no lineal es determinar el comportamiento de respuesta en base a los desplazamientos de los niveles de la edificación teniendo en cuenta las propiedades mecánicas de los materiales.

El análisis de una sección transversal con un modelo de fibras es bastante óptimo, ya que también por medio de un análisis no lineal se pueden obtener los parámetros principales de la rótula concentrada y así poderla comparar con los parámetros establecidos por el FEMA-440 o 356, además de esto, representa un enfoque más realista, ya que tiene en cuenta las características de la sección transversal en estudio y no valores impuestos por el FEMA-440 o 356, que son obtenidos de diversos estudios pero promediados al final. En base a la gráfica de esfuerzo vs. deformación de las rótulas, se puede asumir inicialmente que no existe gran variación entre el modelo de fibras y el impuesto por el FEMA-440, principalmente esto se debe a que ambos métodos se basan en la linealización directa del diagrama momento-curvatura, pero que generan resultados diferentes al emplear los análisis Pushover respectivamente.

El análisis de algunas rótulas plásticas en base al modelo de fibras muestra que tienen una tendencia similar a los parámetros propuestos por el FEMA-440 o 356, los cuales no superan el estado de desempeño deseado (LS). En ambos modelos en los que se hizo el análisis estático no lineal se muestra que, en términos generales, la estructura cumple con el nivel de desempeño deseado, ya que en el paso en el que se encuentra el punto de desempeño (st_2) no se obtuvo ninguna rótula fuera del rango IO, es decir, que, en el estudio del punto de desempeño de la edificación, no influye mucho el método que se lleve, ya sea el estipulado por el FEMA -440 o 356 o el más aproximado a la realidad en base al modelo de fibras. Sin embargo, se mostró que sí existe diferencia en la aparición de las primeras fallas en las rótulas; se obtuvo que en el análisis en base al modelo de fibras existe falla

de manera más rápida en comparación al análisis en base al FEMA-440 o 356, para así concluir que sí es bastante importante el análisis estático no lineal en base a modelos de fibras, ya que al obtener un modo de falla más temprano, se requiere un diseño estructural más riguroso para evitar fallas significativas en los elementos que presenten rótulas en este estado.

8. RECOMENDACIONES

En un análisis más profundizado y aproximado al comportamiento real de la edificación, se deben tener en cuenta los parámetros obtenidos en base a los modelos de fibras para todos los elementos estructurales en la edificación, para así tener resultados más cercanos a la respuesta aproximada de la estructura bajo un evento sísmico que la someta a grandes desplazamientos, pero esto está presente para estructuras bajo demanda sísmica considerablemente alta, es decir, en el estado de colapso. El análisis con modelos de fibras no es óptimo para una edificación con muros portantes en todo su sistema estructural, ya que su principal variabilidad es la longitud de los muros, complicando el proceso de ingreso de datos al software de uso.

9. OBSERVACIONES

Por ser una investigación de carácter académico los dimensionamientos de los muros estructurales se mantendrán constantes en la totalidad de la altura de la edificación como se presentan en los planos estructurales y no se buscará optimizar las secciones transversales ya que implicaría salirse del alcance trazado por los objetivos planteados al inicio del proyecto.

BIBLIOGRAFÍA

AWAD R., Análisis y diseño sísmico de edificios, segunda edición, Medellín Colombia, 2012, P 41,57.

CORREA M, Rafael A. “Diseño y análisis no lineal de un edificio de muros de carga de concreto reforzado en una zona de amenaza sísmica alta”. Trabajo de Grado para Optar el Título de Magíster en Ingeniería Estructura. Universidad Industrial de Santander. Bucaramanga, 2017.

DECRETO 926. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10). Bogotá D.C., Colombia: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Subcomité A del Comité AIS 100, C.8.5.1, C.21.1.5. 2010

DUARTE B Cesar E, Martínez C Marlon E, Santamaría D Jose J. “Análisis estático no lineal (Pushover) del cuerpo central del edificio del Salvador”. Para optar por el título de Ingeniero Civil. San Salvador, junio 2017, Pagina 25,51.

ETABS, ETABS 2016, 2018, Licencia académica de:
<https://www.csiamerica.com/products/etabs>.

MIDAS GEN®, V.2.1, 2018, Licencia académica grupo de investigación INME-UIS.

TIRADO G Rodolfo J “Aspectos metodológicos del diseño de estructuras altas en concreto reforzado: comparación entre el método de análisis modal espectral y el método de análisis dinámico no lineal.” Tesis para optar al grado de Maestro en ingeniería Estructural. Universidad Industrial de Santander. Bucaramanga.