



FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL EN EDIFICACIONES DE
CONCRETO REFORZADO APLICANDO LOS MÉTODOS DE PUSHOVER E
HISTORIA EN EL TIEMPO NO LINEAL**

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

Presentado ante la

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO

Como parte de los requisitos para optar al título de

INGENIERO CIVIL

Realizado por:

María Fernanda Valderrama Espinoza

Henry Leonardo Varela Rojas

Profesor guía:

Ing. Eduardo López

Fecha:

Diciembre de 2023

FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

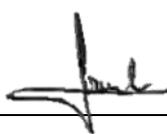
**COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL EN EDIFICACIONES
DE CONCRETO REFORZADO APLICANDO LOS MÉTODOS DE PUSHOVER
E HISTORIA EN EL TIEMPO NO LINEAL**

Este Jurado; una vez realizado el examen del presente trabajo ha evaluado su contenido con el
resultado: Veinte (20) puntos

J U R A D O E X A M I N A D O R

Firma: 

Nombre: Eduardo López

Firma: 

Nombre: Vincenzo Bonadio

Firma: 

Nombre: Angelo Marinilli

REALIZADO POR

María Fernanda Valderrama Espinoza

Henry Leonardo Varela Rojas

PROFESOR GUÍA

Ing. Eduardo López

FECHA

Diciembre 2023

DEDICATORIA

A Dios y la Virgen del Valle, por darnos salud, rodearnos de personas increíbles y permitirnos alcanzar las metas que nos proponemos, por cuidar de los nuestros y hacernos cada vez mejores.

AGRADECIMIENTO

En primer lugar, quiero agradecerle a mi padre por su amor y comprensión, por el gran apoyo incondicional que me ha dado tanto en lo personal como en lo académico, su paciencia, sabios consejos y disposición para ayudarme en todo momento han sido invaluable. En especial quiero agradecerle por haberme impulsado a luchar por mis metas, a nunca darme por vencida a pesar de las adversidades y por todo su esfuerzo para poder brindarme la mejor educación.

A mi madre y a Julio Brazon, a quien considero como mi segundo padre. Les agradezco por todo su amor y cariño, por estar siempre presentes en mi vida, especialmente en los momentos difíciles. Por creer siempre en mí y motivarme a seguir adelante siempre.

A mi hermana María Luisa, por su cariño, buenos consejos, por creer en mí y estar siempre presente a pesar de la distancia.

A todos esos grandes amigos que hice a lo largo de mi trayecto universitario, agradecerles por las horas de estudio compartidas, desafíos, risas y celebraciones.

Al Ingeniero Eduardo López, por ser nuestra guía en el desarrollo del Presente Trabajo Especial de grado. Su experiencia, conocimientos y dedicación han sido fundamentales para su realización.

A los profesores, por su contribución en mi desarrollo académico, y también por su esfuerzo y dedicación en su labor como educadores.

Por último, quiero agradecerle a Henry Varela, mi compañero de tesis, por aceptar compartir este desafío conmigo.

María Fernanda Valderrama Espinoza

Quiero expresar el más profundo agradecimiento a mi madre, por su amor y apoyo incondicional, por ser el pilar más importante que tengo en la vida, por aconsejarme y brindarme esas palabras que necesitaba para superar los desafíos que se presentaban. Su presencia en momentos altos y bajos, no serían igual sin ella, por la confianza y sacrificios que tomó a lo largo de la vida para darnos siempre lo mejor, en lo personal y educacional, simplemente las palabras no alcanzarán para agradecerle esta hermosa vida.

A mi padre por el amor, apoyo y esfuerzo realizado a lo largo de los años al querer darnos lo mejor, por estar presente en los momentos importantes, por esos consejos que te hacen pensar y saber que siempre tendré esa mano amiga de la cual podré apoyarme sin importar las circunstancias, porque las palabras siempre serán su vía de demostrar cariño.

A mi padrino, porque es un segundo padre para mí, lleno de amor, sabiduría, apoyo y disposición para lo que necesité a lo largo de este camino, donde cada relato es una experiencia llena de enseñanzas y risas.

A mi hermana Jessica Varela, por ser esa persona llena de amor, comprensión y sabiduría, por creer en mí y ayudarme ante las adversidades, por estar siempre presente y hacerme saber que hasta lo más mínimo es importante si se hace de corazón.

A mi hermano por ser ese pequeño mejor amigo que, pese a su difícil carácter, siempre ha estado para mí como yo para él, confirmando que el amor tiene diferentes lenguajes.

A mis familiares porque de una u otra forma siempre han estado presentes en este camino universitario.

A esas personas que uno elige en la vida convirtiéndose en familia, a mis tres mejores amigos, Yone, Andrés E., y Andrés B. por ser un apoyo incondicional, una muestra de amor y unión incomparable, sé que todos llegaremos lejos.

A esas grandes amistades que se hacen en el camino universitario, por apoyarnos, compartir y prepararnos en este proceso junto a muchas risas y gratos momentos.

A los profesores, por su dedicación y enseñanzas durante la carrera. Su pasión y conocimiento han sido cruciales para crecer y alcanzar esta meta.

A mi tutor, el Ingeniero Eduardo López, por su guía y apoyo, fundamental para cumplir con esta meta.

Por último y no menos importante, a mi compañera María Fernanda Valderrama, por aceptar este desafío junto a mi persona, su apoyo y colaboración, fueron fundamentales para nuestro éxito.

RESUMEN

A lo largo de la historia, se ha evidenciado cuán devastadores e inevitables pueden ser los sismos. Ante ello, es fundamental comprender el fenómeno sísmico desde su origen hasta su desarrollo para lograr un desempeño estructural deseado. Así, el realizar estudios de desempeño a estructuras existentes y en etapa de diseño utilizando análisis no lineales es una gran opción.

Para el presente Trabajo Especial de Grado se planteó una comparación de Desempeño Estructural por dos métodos no lineales, PUSHOVER e HISTORIA EN EL TIEMPO, partiendo de la fase inicial de modelado y diseño para estructuras regulares aporticadas de concreto reforzado mediante un análisis dinámico elástico espectral conforme a los requerimientos planteados en la Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes COVENIN 1756-1:2019, haciendo uso del software ETABS. Además, se consideraron algunas variables como el cambio de clase de sitio o el número de pisos, para analizar cómo afectan al desempeño estructural. Posteriormente se procedió a ejecutar las metodologías de análisis no lineal aplicadas para los tres tipos de amenaza sísmica planteados en la Norma COVENIN 1756-1:2019, dónde para la estimación de la respuesta no lineal de la estructura a través del método Pushover, se incorporó en el modelo la acción sísmica que está definida por espectros de respuesta elástica ($R=1$) para cada tipo de sismo, que al mismo tiempo serán los espectros objetivos en la generación de acelerogramas sintéticos para la aplicación del método de Historia en el Tiempo, usando como esqueletos los acelerogramas correspondientes a registros sísmicos de El Centro de 1940, Superstition Hills de 1987, Kobe de 1995 y Victoria de 1980.

Los resultados obtenidos permitieron comparar ambos métodos de análisis tomando en cuenta los diferentes escenarios previamente mencionados, concluyendo que el análisis de historia en el tiempo y el análisis Pushover son métodos complementarios para evaluar el comportamiento sísmico de una estructura. Ahora bien, el análisis de historia en el tiempo ofrece resultados más detallados y sensibles, mientras que el análisis Pushover proporciona una evaluación simplificada y general de la capacidad de resistencia, pero usar ambos métodos en conjunto mejora la comprensión y eficacia del diseño sismorresistente.

Palabras claves: Sismorresistencia, análisis no lineal, desempeño estructural, niveles de amenaza sísmica, ETABS

ÍNDICE DE CONTENIDO

DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTO	iii
RESUMEN	v
ÍNDICE DE TABLAS	ix
ÍNDICE DE FIGURAS.....	x
INTRODUCCIÓN	1
OBJETIVOS	3
Objetivo General	3
Objetivos Específicos.....	3
ALCANCE Y LIMITACIONES	4
CAPÍTULO I - FUNDAMENTOS TEÓRICOS	5
1.1 Niveles de Amenaza Sísmica.....	5
1.2 Desempeño estructural.....	6
1.3 Acelerogramas	8
1.4 Análisis No Lineal	9
1.4.1 Modelos de no linealidad para elementos estructurales.....	9
1.5 Grados de Libertad.....	10
1.6 Amortiguamiento en estructuras	11
1.7 Análisis Modal.....	12
1.8 Análisis Estático Inelástico - PUSHOVER.....	13
1.8.1 Curva de capacidad.....	14
1.8.2 Métodos para la aplicación del Análisis Estático inelástico	15
1.9 Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo.....	18
1.10 Diagramas de Esfuerzo - Deformación	19
1.10.1 Diagrama de Esfuerzo - Deformación del acero de refuerzo.....	21
1.10.2 Diagrama de Esfuerzo - Deformación de concreto confinado y no confinado.....	22
1.11 Curvas de momento-rotación.....	23
1.12 Curva de momento-curvatura	24
1.13 Modelo de Histéresis	26
1.13.1 Modelo Isotrópico.....	27
1.13.2 Modelo Takeda	28

1.14	Rótulas plásticas	29
CAPÍTULO II - MARCO METODOLÓGICO		32
2.1	Tipo de investigación.....	32
2.2	Diseño de la investigación	32
2.3	Instrumentos para la obtención y análisis de datos	32
2.4	Procedimiento de la investigación	32
CAPÍTULO III - DESARROLLO		35
3.1	Características de las estructuras	35
3.1.1	Propiedades de los materiales	36
3.1.2	Cargas verticales de diseño.....	37
3.1.3	Combinaciones de cargas para el diseño	37
3.1.4	Parámetros sísmicos para la construcción de espectros de respuesta y diseño.....	38
3.2	Análisis Dinámico Elástico Espectral.....	44
3.3	Diseño de los miembros estructurales.....	47
3.4	Incorporación de los efectos inelásticos en el modelo.....	50
3.4.1	Asignación de rótulas plásticas en vigas.....	50
3.4.2	Asignación de rótulas plásticas en columnas.....	52
3.5	Análisis Estático Inelástico para los diferentes casos sísmicos	52
3.5.1	Definición del caso de carga gravitacional no lineal (CGNL).....	53
3.5.2	Definición de los casos de carga Pushover en ambas direcciones.....	54
3.6	Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo para los diferentes casos sísmicos	57
3.6.1	Selección de movimientos sísmicos para la generación de acelerogramas sintéticos	57
3.6.2	Acelerogramas sintéticos generados en el software Seismomatch	60
3.6.3	Definición de los casos de carga para el Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo	63
CAPÍTULO IV – RESULTADOS Y ANÁLISIS		67
4.1	Resultados del Análisis Estático Inelástico para los diferentes casos sísmicos.....	67
4.1.1	Verificación del método Pushover para cada una de las estructuras	70
4.1.2	Evaluación del nivel de Desempeño mediante método Pushover para el Sismo de Diseño	72
4.1.3	Evaluación del nivel de Desempeño mediante método Pushover para el Sismo Frecuente.....	74

4.1.4	Evaluación del nivel de Desempeño mediante método Pushover para el Sismo Extremo	75
4.2	Resultados del Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo para los diferentes casos sísmicos.....	77
4.2.1	Evaluación del nivel de Desempeño mediante el método de Historia en el Tiempo para el Sismo de Diseño.....	77
4.2.2	Evaluación del nivel de Desempeño mediante el método de Historia en el Tiempo para el Sismo Frecuente	80
4.2.3	Evaluación del nivel de Desempeño mediante el método de Historia en el Tiempo para el Sismo Extremo	81
4.3	Comparación del Desempeño Estructural mediante ambos métodos de análisis para el Sismo Extremo	83
4.4	Comparación del Desempeño Estructural variando la clase de sitio	84
4.5	Comparación de Derivas Laterales	86
CAPÍTULO V – CONCLUSIONES		90
CAPÍTULO VI – RECOMENDACIONES.....		93
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		94

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Propiedades de los materiales.	36
Tabla 2. Cargas verticales de diseño asignadas a las losas de piso.....	37
Tabla 3. Factores de importancia asociados al tipo de sismo para el grupo de importancia A2.	39
Tabla 4. Factores de clase de sitio para períodos cortos, intermedios y largos.	39
Tabla 5. Factores de condición topográfica.	40
Tabla 6. Factores de profundidad del basamento rocoso.....	40
Tabla 7. Resumen de parámetros sísmicos para la construcción de espectros de respuesta y diseño.	41
Tabla 8. Fuerzas cortantes obtenidas del análisis dinámico espectral	45
Tabla 9. Comparación de los cortantes basales.....	46
Tabla 10. Acero de refuerzo longitudinal colocado en las vigas de la Estructura 1.	49
Tabla 11. Acero de refuerzo longitudinal colocado en las vigas de la Estructura 2.	49
Tabla 12. Acero de refuerzo longitudinal y cuantía de acero en columnas de la Estructura 1. ..	49
Tabla 13. Área de acero longitudinal y cuantía de acero en columnas de la Estructura 2.	50
Tabla 14. Verificación de los efectos de los modos superiores para la Estructura 1.	72

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Curva de comportamiento según desempeño objetivo.....	8
Figura 2. Tipos de modelos para elementos estructurales	10
Figura 3. Esquema del método Pushover para la curva de capacidad.	14
Figura 4. Representación del método de linealización equivalente, como se presenta en la ATC-40.....	16
Figura 5. Curva de fuerza-desplazamiento idealizada.	17
Figura 6. Diagrama de Esfuerzo-Deformación del acero de refuerzo sometido a tensión.	21
Figura 7. Diagrama de Esfuerzo-Deformación del concreto confinado y sin confinar, resultado de aplicar una carga monotónica.....	22
Figura 8. Curva de momento-rotación de elementos de concreto reforzado	24
Figura 9. Curva de momento-curvatura (M- ϕ).....	26
Figura 10. Modelo de histéresis Isotrópico.....	28
Figura 11. Modelo de histéresis Takeda.	28
Figura 12. Tabla de Parámetros y criterios de aceptación para procedimientos no lineales en vigas de concreto reforzado	29
Figura 13. Tabla de Parámetros y criterios de aceptación para procedimientos no lineales en columnas de concreto reforzado.	31
Figura 14. Vista de planta de las estructuras.	35
Figura 15. Vista tridimensional de las estructuras.....	36
Figura 16. Espectros de Respuesta elástica horizontal para cada tipo de sismo asociados a la clase de sitio BC.....	42
Figura 17. Espectro de Diseño horizontal asociado a la clase de sitio BC.	43
Figura 18. Espectros de Diseño y Respuesta elástica horizontal asociados a la clase de sitio D.43	
Figura 19. Creación de caso de carga correspondiente al análisis dinámico elástico espectral para la Estructura 1 (8 niveles).	47
Figura 20. Dimensiones de los elementos estructurales de cada estructura	48
Figura 21. Definición de rótulas plásticas en vigas.	51
Figura 22. Propiedades de las rótulas plásticas en vigas para el modelo de histéresis "Takeda".51	
Figura 23. Definición de rótulas plásticas en columnas.	52
Figura 24. Caso de carga gravitacional no lineal en la dirección "X"	53
Figura 25. Caso de carga Pushover "X" para la Estructura 1.	55
Figura 26. Caso de carga Pushover "Y" para la Estructura 1.	56
Figura 27. Parámetros de salida del análisis Pushover.	57
Figura 28. Registros acelerográficos de las componentes NS y EO del sismo de Imperial Valley (el centro), Estados Unidos 1940.....	58
Figura 29. Registros acelerográficos de las componentes NS y EO del sismo de Kobe, Japón 1995.....	59
Figura 30. Registros acelerográficos de las componentes NS y EO del sismo de Victoria, México 1980.	59
Figura 31. Registros acelerográficos de las componentes NS y EO del sismo de Superstition Hills, Estados Unidos 1987.....	60

Figura 32. Definición de parámetros para obtener el acelerograma sintético a partir de un espectro de respuesta objetivo, nivel sísmico de Diseño.	61
Figura 33. Resultados del proceso de coincidencia del acelerograma y espectro de respuesta objetivo.	61
Figura 34. Acelerograma sintético de la componente NS del sismo de Imperial Valley (el centro), Estados Unidos 1940.	62
Figura 35. Acelerograma sintético de la componente EO del sismo de Imperial Valley (el centro), Estados Unidos 1940.	62
Figura 36. Definición de acelerogramas.	63
Figura 37. Definición del caso modal para el método FNA utilizando vectores Ritz	64
Figura 38. Definición de la función tiempo-historia de tipo rampa para la Estructura 1	65
Figura 39. Definición de caso gravitacional no lineal (FNA).	65
Figura 40. Ejemplo de definición de caso de carga para el análisis dinámico inelástico de respuesta en el tiempo.	66
Figura 41. Curva de capacidad Pushover “X” y “Y” para la Estructura 1.	67
Figura 42. Curva de capacidad Pushover “X” para la Estructura 2.	68
Figura 43. Curva de capacidad Pushover “Y” para la Estructura 2.	68
Figura 44. Ejemplo de obtención del punto de desempeño para Pushover en “X” de la Estructura 1 por el método FEMA 440 EL utilizando como espectro de demanda el sismo de diseño.	69
Figura 45. Curva Pushover en la dirección “X” para el sismo frecuente utilizando el método de Linealización equivalente - FEMA 440, (Estructura 1).	70
Figura 46. Ejemplo de obtención del punto de desempeño para Pushover en “X” de la Estructura 1 por el método ASCE 41-13 NSP utilizando como espectro de demanda el sismo de diseño....	71
Figura 47. Evaluación del nivel de desempeño mediante método Pushover para el sismo de diseño tomando los pórticos más desfavorables de cada estructura. (Dirección X).	73
Figura 48. Evaluación del nivel de desempeño mediante método Pushover para el sismo de diseño tomando los pórticos más desfavorables de cada estructura. (Dirección Y).	73
Figura 49. Comparación de la relación D/C rotación de ambas estructuras para nivel de desempeño de Ocupación inmediata mediante el método Pushover en la dirección “X”.	74
Figura 50. Evaluación del nivel de desempeño mediante método Pushover para el sismo extremo tomando los pórticos más desfavorables de cada estructura. (Dirección X).	75
Figura 51. Evaluación del nivel de desempeño mediante método Pushover para el sismo extremo tomando los pórticos más desfavorables de cada estructura. (Dirección Y).	76
Figura 52. Evaluación del nivel de desempeño mediante método de historia en el tiempo utilizando acelerograma sintético del sismo de Imperial Valley (el centro), generado a partir del sismo de diseño.	77
Figura 53. Evaluación del nivel de desempeño mediante método de historia en el tiempo utilizando acelerograma sintético del sismo de Kobe (Japón), generado a partir del sismo de diseño.	78
Figura 54. Evaluación del nivel de desempeño mediante método de historia en el tiempo utilizando acelerograma sintético del sismo de Victoria (México), generado a partir del sismo de diseño.	78

Figura 55. Evaluación del nivel de desempeño mediante método de historia en el tiempo utilizando acelerograma sintético del sismo de Superstition Hills (Estados Unidos), generado a partir del sismo de diseño.	79
Figura 56. Evaluación del nivel de desempeño mediante método de historia en el tiempo utilizando acelerograma sintético del sismo de Imperial Valley (el centro), generado a partir del sismo frecuente.	80
Figura 57. Evaluación del nivel de desempeño mediante método de historia en el tiempo utilizando acelerograma sintético del sismo de Imperial Valley (el centro), generado a partir del sismo extremo.	81
Figura 58. Evaluación del nivel de desempeño mediante método de historia en el tiempo utilizando acelerograma sintético del sismo de Kobe (Japón), generado a partir del sismo extremo.	81
Figura 59. Evaluación del nivel de desempeño mediante método de historia en el tiempo utilizando acelerograma sintético del sismo de Victoria (México), generado a partir del sismo extremo.	82
Figura 60. Evaluación del nivel de desempeño mediante método de historia en el tiempo utilizando acelerograma sintético del sismo de Superstition Hills (Estados Unidos), generado a partir del sismo extremo.....	82
Figura 61. Comparación del desempeño estructural de la Estructura 1 para el sismo extremo mediante ambos métodos de análisis.	84
Figura 62. Comparación del desempeño estructural de la Estructura 1 para el sismo de diseño mediante el método de historia en el tiempo variando la clase de sitio.	85
Figura 63. Comparación del desempeño estructural de la Estructura 1 para el sismo de diseño mediante el método Pushover en “X” variando la clase de sitio.	86
Figura 64. Derivas laterales de la Estructura 1 obtenidas del análisis Pushover en ambas direcciones para el Sismo de Diseño.	87
Figura 65. Derivas laterales de la Estructura 2 obtenidas del análisis Pushover en ambas direcciones para el Sismo de Diseño.	87
Figura 66. Derivas laterales en la dirección “X” de la Estructura 1 obtenidas del análisis de historia en el tiempo para el Sismo de Diseño.	88
Figura 67. Derivas laterales en la dirección “X” de la Estructura 2 obtenidas del análisis de historia en el tiempo para el Sismo de Diseño.	88
Figura 68. Derivas laterales de la Estructura 1 obtenidas de ambos métodos de análisis variando la clase de sitio.	89

INTRODUCCIÓN

En el ámbito de la ingeniería civil, la amenaza sísmica representa uno de los desafíos más significativos a los que se enfrentan las estructuras de concreto reforzado. A lo largo de la historia, los sismos han dejado un rastro de devastación y pérdidas humanas, evidenciando la necesidad de comprender y prepararse adecuadamente para enfrentar estos fenómenos naturales inevitables.

Las metodologías de análisis tradicionales evalúan el comportamiento de las estructuras ante un sismo cuando estas se encuentran dentro del rango lineal, sin embargo, es importante reconocer que los elementos estructurales pueden tener incursiones en el rango inelástico. En relación a ello, la publicación de la Norma COVENIN 1756-1:2019, abre el camino de estudio y entendimiento incorporando una serie de criterios muy acertados que permiten evaluar estructuras de mayor grado de importancia debido a su alto impacto, e incluso otros tipos de estructura si se desea, a través de metodologías de análisis no lineal que puedan proporcionar una mejor aproximación del comportamiento real de las estructuras, ratificando la importancia de manejar dichos métodos. Actualmente, en el área de la Ingeniería Estructural en Venezuela, existen escasos antecedentes sobre el uso de estas metodologías de análisis no lineal, ya que son poco comunes en comparación con los métodos lineales tradicionales utilizados en el diseño de estructuras sismorresistentes.

En este contexto, el presente Trabajo Especial de Grado tiene como objetivo comparar el desempeño estructural en edificaciones de concreto reforzado sometidas a diferentes sismos, aplicando los métodos de PUSHOVER e HISTORIA EN EL TIEMPO. Adicionalmente a lo antes descrito, se tomará en cuenta la variación de factores como el número de pisos y cambio en la clase de sitio, donde con ello se busca evaluar cómo estas técnicas de análisis junto a la evaluación de los niveles de desempeño pueden cambiar el comportamiento de la estructura ante un evento sísmico. Por otro lado, es importante destacar el uso de softwares especializados como lo es ETABS, permitiendo realizar simulaciones detalladas, así como precisas del comportamiento estructural, evidenciando que son herramientas fundamentales que facilitan el análisis y diseño de manera eficiente y confiable.

En primer lugar, es necesario definir las características y establecer los parámetros de las estructuras aporricadas de concreto reforzado que se van a estudiar. Esto implica considerar

aspectos como la geometría de la estructura, la distribución y definición de las secciones de los elementos estructurales. Posteriormente, se definen las propiedades lineales, las cargas que serán aplicadas en cada una de las edificaciones, parámetros requeridos para la construcción de los espectros empleados en la Norma COVENIN 1756-1:2019 para representar la acción sísmica.

Una vez realizado lo mencionado anteriormente, se procede a seleccionar cuidadosamente los registros acelerográficos que se utilizarán en el análisis de Historia en el tiempo, basando su elección con los parámetros que definen a la estructura y su ubicación. Luego, para cada estructura se realizó un análisis dinámico elástico espectral según lo establecido en la Norma antes mencionada, así dando paso a la definición de las propiedades no lineales de los materiales para la formación de rótulas plásticas. Ya definido y verificado el modelo estructural, se procede a ejecutar ambos métodos no lineales en cada una de las estructuras para así finalmente comparar el nivel de desempeño en el que se encuentran luego de la ocurrencia de un sismo, incluso con las variantes como número de pisos y cambio en la clase de sitio.

Así, con dicha comparación de los métodos de análisis no lineales se desea contribuir a una mejor comprensión del comportamiento de estructuras existentes o en fase de diseño, además de poder identificar posibles deficiencias y debilidades para poder tomar medidas correctivas que puedan mejorar su comportamiento ante posibles eventos sísmicos. Este estudio proporcionará información de utilidad para la toma de decisiones en el campo de la ingeniería sísmica y la seguridad estructural.

OBJETIVOS

Objetivo General

- Comparar el desempeño estructural en edificaciones aporticadas de concreto reforzado obtenido mediante los Métodos de Análisis Pushover e Historia en el tiempo no lineal.

Objetivos Específicos

- Evaluar el desempeño mediante el método de Pushover de las edificaciones aporticadas de concreto reforzado para Sismo Frecuente, Diseño y Extremo.
- Evaluar el desempeño mediante el método de Historia en el tiempo de las edificaciones aporticadas de concreto reforzado con acelerogramas sintéticos generados a partir de los espectros de Sismo Frecuente, Diseño y Extremo.
- Comparar el desempeño de las edificaciones aporticadas de concreto reforzado variando la clase de sitio.

ALCANCE Y LIMITACIONES

Para la realización del presente Trabajo Especial de Grado se hará uso del programa ETABS para modelar el comportamiento de dos edificios de concreto reforzado de planta regular con diferentes niveles, a los cuales se le aplicará dos metodologías de análisis para comparar el desempeño estructural. Los resultados obtenidos no serán ratificados con un programa externo ni con la ejecución de ensayos.

Debido a la exigencia computacional demandada por el programa a utilizar, habrá limitantes en el modelado de las estructuras, caracterizándose por tener un nivel no mayor a 10 pisos y un tiempo de duración del sismo máximo definido.

CAPÍTULO I - FUNDAMENTOS TEÓRICOS

1.1 Niveles de Amenaza Sísmica

Según el Building Seismic Safety Council (1994), la amenaza sísmica se define como la probabilidad de que ocurra un terremoto de cierta magnitud en una región específica durante un período de tiempo determinado (p. 12).

La amenaza sísmica es un factor fundamental para el diseño y construcción de estructuras sismorresistentes ya que es la probabilidad de que ocurra un movimiento sísmico de determinada magnitud e intensidad para una zona geográfica en un tiempo específico, que a su vez permite estimar los requisitos mínimos que se deben cumplir basados en las Normas para este tipo de construcciones, además de conocer el nivel de riesgo y vulnerabilidad al que están expuestas las estructuras e infraestructuras ante un evento sísmico. Dicho estudio permite la posibilidad de evaluar y reforzar las estructuras ya existentes, además de capacitar a los profesionales para ejecutar una planificación territorial y urbana óptima. Al comenzar el estudio de la amenaza es necesario conocer los estudios geológicos, geofísicos y sismológicos, así como registros históricos previamente ocurridos.

La Norma Venezolana COVENIN 1756-1:19 establece los requisitos mínimos para el diseño y construcción de edificaciones sismorresistentes basándose en el desempeño estructural esperado el cual se asocia a tres grados de amenaza sísmica según el grupo de importancia de la estructura y asociados a diferentes períodos medios de retorno (PMR) establecidos en el capítulo 4 de la norma previamente mencionada. La acción sísmica para cada uno de los sismos se expresa mediante los espectros de respuesta definidos en el capítulo 7.2 y 7.3 (COVENIN 1756-1:19). Los sismos especificados en la norma son definidos como:

- **Sismo Frecuente:** Corresponde al sismo de menor severidad para el cual la construcción debe mantenerse en operación aun cuando puedan presentarse daños estructurales menores. Para este tipo de sismo la estructura debe satisfacer el nivel de desempeño de Ocupación inmediata.
- **Sismo de Diseño:** Corresponde al sismo para el cual se limita el daño estructural y no estructural, manteniéndolo de naturaleza reparable. Para este tipo de movimiento sísmico la estructura debe satisfacer el nivel de desempeño de Seguridad de vida.

- **Sismo Extremo:** Sismo de mayor severidad en comparación al sismo de diseño para el cual la construcción debe mantener su integridad y estabilidad global, protegiendo la vida de sus ocupantes, aunque no pueda ser reparada. Para este tipo de movimiento sísmico la estructura debe satisfacer el nivel de desempeño de Prevención de Colapso.

1.2 Desempeño estructural

Es una evaluación probabilística del riesgo sísmico, considerando la amenaza, así como la vulnerabilidad de las construcciones. Para lograr un diseño adecuado ante los diferentes niveles sísmicos establecidos, es necesario realizar estudios en las estructuras como lo son los análisis no lineales, definiendo criterios de aceptación para cada nivel de desempeño estructural deseado cumpliendo con niveles de seguridad, funcionalidad y economía ante los diferentes escenarios sísmicos. Dicho diseño estructural permite evaluar el nivel de daño esperado en la estructura nueva o existente, así como saber un nivel de funcionalidad post-sismo.

El diseño basado en desempeño estructural, en inglés, *Performance based design (PBD)*, busca optimizar el comportamiento sísmico de las estructuras con criterios específicos según la importancia, uso y ubicación de la misma, evaluando el costo - beneficio de las medidas de mitigación ante el riesgo sísmico.

"El diseño basado en desempeño estructural considera la respuesta de una estructura frente a diferentes niveles de carga y establece criterios de desempeño para garantizar la seguridad y funcionalidad de la edificación" (Wang & Chen, 2017, p. 5)

Para evaluar el desempeño existen niveles de daños o deformaciones en elementos estructurales y no estructurales, así como en las instalaciones y servicios básicos presentes en las estructuras partiendo de niveles mínimos a máximos permitidos y se clasifican en:

- **Ocupación Inmediata o Immediate Occupancy (IO):** Nivel de desempeño en el que la estructura resiste a los efectos de las cargas laterales y verticales presentando daños leves o moderados en algunos elementos estructurales y no estructurales, sin verse afectada la funcionalidad del mismo, prácticamente inalterado manteniendo los servicios primarios y la seguridad de los ocupantes. Este nivel es buscado para

- estructuras críticas o de alta importancia que requieren una rápida recuperación después de un sismo.
- **Seguridad de Vida o Life Safety (LS):** Corresponde al estado de daño posterior al evento sísmico en el que se producen daños estructurales significativos, pero se conserva un margen de daño parcial o colapso total con respecto al inicio. Para este nivel de desempeño puede que algunos elementos estructurales puedan quedar severamente dañados, pero no se ha dado lugar a la caída de escombros dentro o fuera de la edificación. Durante el sismo puede que existan lesionados, sin embargo, el riesgo de que existan pérdidas de vida como producto del daño estructural es bajo. Aunque la estructura presente daños, estos no representan un riesgo al colapso inminente, es prudente que se implementen medidas de reparación antes de permitir nuevamente la ocupación, aunque por razones económicas no sea considerada como una medida práctica.
 - **Prevención del Colapso o Collapse Prevention (CP):** Corresponde a un estado de la estructura en el cual se presentan daños severos o extremos en la mayoría de los elementos estructurales y no estructurales, reduciendo significativamente la resistencia y rigidez del sistema aperturado encargado de resistir las cargas laterales, llevando a la edificación al límite de un colapso parcial o total. Además, se encuentran los sistemas esenciales en estado inoperativos o destruidos. Es posible que la estructura no sea técnicamente práctica de reparar y no sea segura para ser reocupada ya que en caso de producirse réplicas estas podrían inducir al colapso. Este nivel se busca principalmente para edificios de baja importancia o riesgo, que no representan una amenaza para los ocupantes, pero a su vez requieren reparaciones estructurales significativas.

Realizar diseños basados en el desempeño estructural se diferencia del diseño convencional establecido por las normas ya que estas solo exigen unos requisitos de resistencia y rigidez a las estructuras sin tener en cuenta la respuesta real ante el movimiento sísmico. Dentro de las ventajas que ofrece en comparación al método convencional este permite adaptar el diseño a las condiciones específicas del sitio y a las expectativas del usuario; sin embargo, también

implica mayor información, análisis y verificación por parte del diseñador. Por estas razones su uso es para proyectos específicos donde el diseño tradicional no sea adecuado.

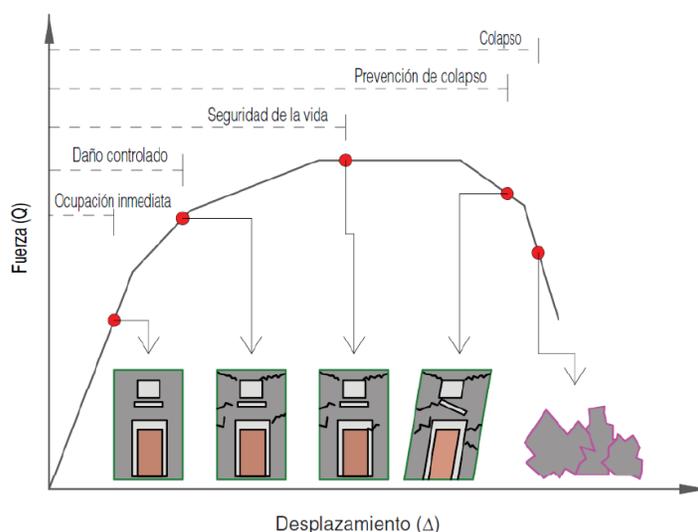


Figura 1. Curva de comportamiento según desempeño objetivo.

Fuente: NCh3389 - Norma Chilena de Normalización.

1.3 Acelerogramas

Los acelerogramas son registros de la aceleración del suelo en función del tiempo durante un evento sísmico. Son una herramienta fundamental en el análisis de la amenaza sísmica, ya que proporcionan información detallada sobre la respuesta del suelo a las ondas sísmicas.

En un estudio de amenaza sísmica, se utilizan tanto acelerogramas registrados en eventos sísmicos reales como acelerogramas sintéticos generados mediante técnicas de simulación. Los acelerogramas sintéticos son especialmente útiles cuando no se dispone de registros reales en la zona de estudio o cuando se requiere evaluar escenarios sísmicos extremos.

Según el autor Chopra (2005), "*Los acelerogramas sintéticos son generados mediante la aplicación de modelos matemáticos que simulan la propagación de las ondas sísmicas y su interacción con el suelo*" (p. 120). Estos modelos consideran factores como la geometría de la fuente sísmica, las características del suelo y las propiedades de la onda sísmica.

Así, los acelerogramas sintéticos deben ser validados y calibrados utilizando registros reales para garantizar su confiabilidad. Según el autor Miranda et al. (2010), "*La validación de*

los acelerogramas sintéticos implica comparar sus características con registros reales en términos de amplitud, duración y contenido de frecuencia" (p. 80). Esto asegura que los acelerogramas sintéticos sean representativos de las condiciones sísmicas reales en la zona de estudio.

1.4 Análisis No Lineal

El análisis no lineal en estructuras de concreto reforzado es una técnica que considera el comportamiento no lineal de los materiales y la interacción entre ellos. Según Muttoni y Schwartz (2008), este tipo de análisis tiene en cuenta la respuesta no lineal del concreto y del acero de refuerzo, así como la interacción entre los diferentes elementos estructurales.

Para simular el comportamiento no lineal del concreto, se emplean enfoques como el modelo de daño, el cual tiene en cuenta la formación y propagación de fisuras en el material. Por otro lado, para representar el comportamiento no lineal del acero de refuerzo, se utilizan modelos de plasticidad que consideran la fluencia y el endurecimiento del acero.

Para modelar la interacción entre los elementos, se utilizan métodos como el de elementos finitos y elementos de contorno. Así, el análisis no lineal en estructuras de concreto reforzado es una herramienta esencial en el diseño y evaluación de estructuras, ya que permite tener en cuenta el comportamiento no lineal de los materiales y la interacción entre ellos, proporcionando resultados más precisos y realistas (Muttoni & Schwartz, 2008).

1.4.1 Modelos de no linealidad para elementos estructurales

La no linealidad de los elementos estructurales que conforman una estructura puede ser simulada mediante diversos tipos de modelos para elementos estructurales presentados en la Figura 2, estos pueden ser diferenciados según la forma en cómo se modela la plasticidad a través de la sección transversal o a lo largo de la longitud del elemento. La elección del modelo adecuado para el análisis estructural depende de varios factores como, el tipo de material y sistema estructural, los parámetros de demanda requeridos, la capacidad de los modelos disponibles para capturar de manera confiable los efectos de comportamiento de la estructura y de los recursos disponibles en términos de herramientas computacionales.

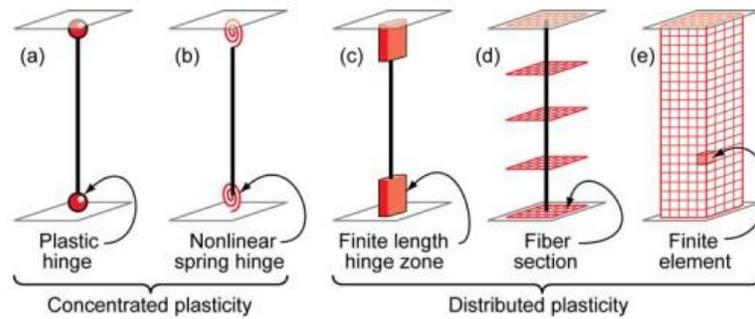


Figura 2. Tipos de modelos para elementos estructurales

Fuente: NIST, 2010

Los modelos de plasticidad concentrada, Figura 2 (a) y (b), concentran las deformaciones inelásticas en los extremos de los elementos en forma de rótulas plásticas o resortes inelásticos con propiedades histeréticas. Este tipo de modelo toma en cuenta las curvas de momento-rotación para modelar los efectos inelásticos, y consta de formulaciones numéricas eficientes lo que permite un análisis más rápido y menos demandante en términos de recursos computacionales. Por otra parte, se tienen tres tipos de modelos de plasticidad distribuida, Figura 2 (c) (d) y (e), el primero consiste en un modelo de longitud finita que al igual que los dos métodos anteriores, concentra las deformaciones inelásticas en los extremos del elemento, y las secciones transversales en las zonas de las rótulas plásticas se caracterizan a través de relaciones de momento-curvatura o integraciones explícitas de secciones de fibra. Los modelos de rótulas por fibra, Figura 2 (d), distribuyen la plasticidad mediante integraciones numéricas a través de las secciones transversales del miembro y a lo largo de su longitud. Para capturar las propiedades histeréticas de esfuerzo-deformación axial no lineal en las secciones transversales, se definen modelos uniaxiales. Por último, el modelo de los elementos finitos, Figura 2 (e), discretiza el miembro estructural a lo largo de su longitud en elementos finitos con propiedades histeréticas no lineales, siendo este el modelo de plasticidad más complejo y exigente en términos de calibración de parámetros y recursos computacionales. (NIST, 2010).

1.5 Grados de Libertad

Los grados de libertad son un concepto fundamental en el análisis dinámico de estructuras. Según Chopra (2017), "los grados de libertad de un sistema son las coordenadas

generalizadas que definen completamente la configuración del sistema en cada instante de tiempo" (p. 7).

En términos más simples, los grados de libertad representan el número mínimo de coordenadas necesarias para describir la posición de todos los puntos de una estructura en un momento dado (Clough & Penzien, 2003). Estos autores definen un grado de libertad como "*el desplazamiento en una dirección de un punto de la estructura*" (p. 7).

En un modelo de elementos finitos bidimensionales de una viga, por ejemplo, habría dos grados de libertad por nodo: uno para el desplazamiento horizontal y otro para el desplazamiento vertical. En una placa los grados de libertad serían tres por nodo (dos transversales y uno rotacional).

Los grados de libertad son fundamentales para establecer las ecuaciones de movimiento de una estructura cuando se ve afectada por cargas dinámicas, como los terremotos. A medida que aumenta el número de grados de libertad, se logra una mayor precisión en el modelo, pero también se incrementa la complejidad en el análisis.

Siendo así, los grados de libertad son una noción básica en la dinámica de estructuras que permite describir completamente la configuración y el comportamiento dinámico de un sistema mediante un número finito de coordenadas. Su correcta definición y cuantificación es fundamental para el análisis sísmico no lineal de edificios.

1.6 Amortiguamiento en estructuras

El amortiguamiento en estructuras de concreto reforzado es un fenómeno crucial que influye en el comportamiento dinámico de las estructuras ante cargas sísmicas u otras excitaciones. El amortiguamiento se refiere a la capacidad de un sistema estructural para disipar energía durante las vibraciones, reduciendo así las amplitudes de respuesta y protegiendo la integridad de la estructura.

Según Chopra (2007), el amortiguamiento en estructuras de concreto reforzado puede ser de dos tipos: amortiguamiento viscoso y amortiguamiento histerético. El amortiguamiento viscoso se produce debido a la presencia de materiales viscosos en la estructura, como los amortiguadores de masa sintonizada o los amortiguadores de fluido viscoso. Estos materiales disipan energía a través de la resistencia al movimiento relativo entre sus partículas, sin embargo,

su eficacia depende de varios factores, como la rigidez y la capacidad de disipación de energía del dispositivo, así como la frecuencia de excitación y la masa de la estructura.

Por otro lado, el amortiguamiento histerético se produce debido a la deformación y el comportamiento no lineal de los materiales de la estructura, como el concreto y el acero de refuerzo. Durante las vibraciones, estos materiales experimentan ciclos de carga y descarga, lo que resulta en la disipación de energía.

El amortiguamiento en estructuras de concreto reforzado es un aspecto crucial a considerar en el diseño y análisis estructural. Según Miranda et al. (2011), el amortiguamiento adecuado es fundamental para garantizar la respuesta sísmica segura y eficiente de la estructura.

Dicho parámetro es esencial en el análisis de estructuras de concreto sismorresistentes, dónde si se efectúa un análisis lineal, se sugiere un valor general entre el 1% y el 3%. Ahora, si es un análisis no lineal como el caso del Trabajo de Grado, se recomienda un valor de amortiguamiento del 5%, recomendado por Norma Venezolana para construcciones Sismorresistentes COVENIN 1756-1:2019. Estos valores garantizan una respuesta adecuada y segura frente a las fuerzas sísmicas, pero a su vez se debe consultar las normas y códigos locales ya que los mismos pueden variar, para determinar el valor de amortiguamiento modal más adecuado en un proyecto específico.

1.7 Análisis Modal

El análisis modal es un proceso fundamental en la ingeniería estructural que permite describir las propiedades dinámicas de una estructura en términos de sus parámetros modales, como la frecuencia, el amortiguamiento y los modos de vibración. Cada estructura tiene sus propias frecuencias naturales y modos de vibración, los cuales están determinados principalmente por la masa y la rigidez del sistema. En el diseño estructural, es crucial identificar estas frecuencias naturales y comprender cómo afectan la respuesta de la estructura cuando se le aplica una fuerza externa. El análisis modal proporciona información valiosa sobre cómo la estructura responde a las cargas dinámicas y cómo se distribuyen las deformaciones y las tensiones en diferentes partes de la misma.

Dentro del análisis modal, se emplean dos métodos para calcular los modos de vibración de una estructura. El primero de ellos es el método de autovalores y autovectores, el cual se

recomienda para análisis espectrales ya que determina las formas y frecuencias del sistema en modo de vibración libre no amortiguada, de manera que estos modos naturales proporcionan una excelente visión del comportamiento de la estructura (Computer & Structures, Inc., 2017).

El segundo método es el de los vectores de Ritz, siendo recomendado para la aplicación del método FNA para el análisis dinámico inelástico de respuesta en el tiempo realizado en el presente Trabajo Especial de Grado, ya que los vectores Ritz proporcionan un mejor factor de participación, tendiendo a ser más eficientes y convergiendo con mayor rapidez. La razón por la que este tipo de vectores producen mejores resultados en este tipo de análisis es porque se generan tomando en cuenta la distribución espacial del proceso de carga dinámico sirviendo como vector para iniciar el procedimiento, mientras que el uso directo de las formas del modo natural ignora esta información tan importante.

Tanto el método de los autovalores y autovectores como el de los vectores Ritz son herramientas valiosas en el análisis modal de estructuras. Cada uno tiene sus ventajas y aplicaciones específicas, pero ambos son fundamentales para comprender el comportamiento dinámico de las estructuras y son ampliamente utilizados en la ingeniería estructural.

1.8 Análisis Estático Inelástico - PUSHOVER

"El análisis de Pushover implica aplicar cargas laterales crecientes a una estructura mientras se rastrean sus desplazamientos correspondientes hasta que la estructura llega a su estado de falla" (ATC, 1996, p. 18).

Es un método de análisis sísmico que consiste en aplicar una distribución de fuerzas laterales a una estructura hasta que se alcance el colapso o un desplazamiento máximo predefinido. Los softwares como ETABS son capaces de ejecutar análisis no lineales y generar la curva de capacidad de la estructura. Este análisis no solo permite identificar los mecanismos de falla y los estados límites de la estructura, sino también estimar su demanda y capacidad sísmica. La demanda se refiere a las fuerzas y deformaciones impuestas por un sismo en particular, representado mediante un espectro de respuesta elástico. A diferencia de la capacidad, la demanda no es un valor constante, ya que depende del conjunto de fuerzas externas a las que se somete la edificación. En términos generales, el método estático inelástico consiste en comparar el espectro de capacidad de la estructura con el espectro de demanda sísmica lo cual permite

identificar el punto de desempeño, donde la capacidad y la demanda se igualan, lo que nos proporciona una estimación de la demanda máxima de la estructura, que será la base para la determinación del nivel de desempeño de la estructura para el nivel de sismo a analizar.

Así, el análisis Pushover asume que la estructura está sometida a una excitación constante e igual al valor máximo del patrón de carga, lo cual implica que no se tiene en cuenta la duración y la secuencia temporal de las fuerzas sísmicas, sino que se enfoca en evaluar la capacidad de resistencia y la deformación de la estructura.

1.8.1 Curva de capacidad

A través del método Pushover se obtendrá la respuesta no lineal de la estructura, la cual se representa en la curva de capacidad, esta relaciona la fuerza cortante en la base y el desplazamiento en el nivel superior de la estructura para cada incremento de carga. Esta curva generalmente se construye para representar la respuesta del primer modo de vibración de la estructura, basado en la suposición de que el modo fundamental de vibración es el que predomina en la respuesta estructural, sin embargo, esta suposición no siempre es válida ya que, para estructuras con mayor flexibilidad, el análisis debe considerar la influencia de los modos de vibración más altos.

Para determinar la curva de capacidad de la estructura, se necesita conocer la geometría, las propiedades de los materiales, el detallado de acero de refuerzo de los elementos estructurales y las curvas constitutivas del concreto y acero.

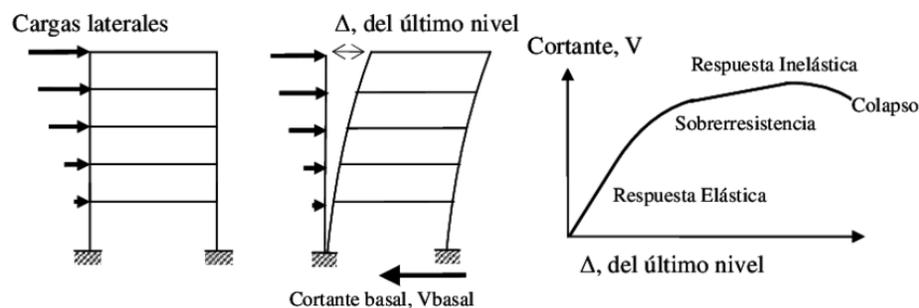


Figura 3. Esquema del método Pushover para la curva de capacidad.

Fuente: Guevara M, Nicolás E., Osorio R, Sergio A. y Vargas, Edgardo A. (2006)

1.8.2 Métodos para la aplicación del Análisis Estático inelástico

Haciendo uso de ETABS, es posible obtener resultados detallados y gráficos que representan la capacidad y la demanda sísmica, las cuales permiten obtener el punto de desempeño de la estructura. Además, el software cuenta con la capacidad de utilizar diferentes métodos de análisis estático no lineal, como el FEMA 440 EL, ASCE 41-13 NSP y NTC 2008, lo que ofrece flexibilidad y opciones para adaptarse a los requerimientos específicos de diseño y evaluación sísmica de las estructuras. Esto permite a su vez tomar decisiones sobre el diseño y el refuerzo de las estructuras, garantizando su resistencia y seguridad ante eventos sísmicos.

Se describen a continuación los dos métodos que serán utilizados:

- FEMA 440 (Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures) EL:**

Este método es una mejora del Método del Espectro de Capacidad, o en sus siglas en inglés (CSM) presentado por el ATC-40 (1996). Las técnicas de linealización equivalente se basan en el supuesto de que la deformación inelástica máxima de un sistema de un grado de libertad (SDOF) no lineal se puede aproximar a partir de la deformación máxima de un sistema SDOF elástico lineal que tiene un período y una relación de amortiguamiento mayores que los valores iniciales de aquellos para el sistema lineal. Este método comienza con la generación de una relación fuerza-deformación para la estructura, este proceso es prácticamente idéntico al del método de coeficiente propuesto por la FEMA 356, excepto que los resultados se representan en un formato de espectro de respuesta de aceleración-desplazamiento. Este formato es una conversión simple de la relación del cortante en la base versus el desplazamiento en el techo, utilizando las propiedades dinámicas del sistema, dando como resultado la curva de capacidad.

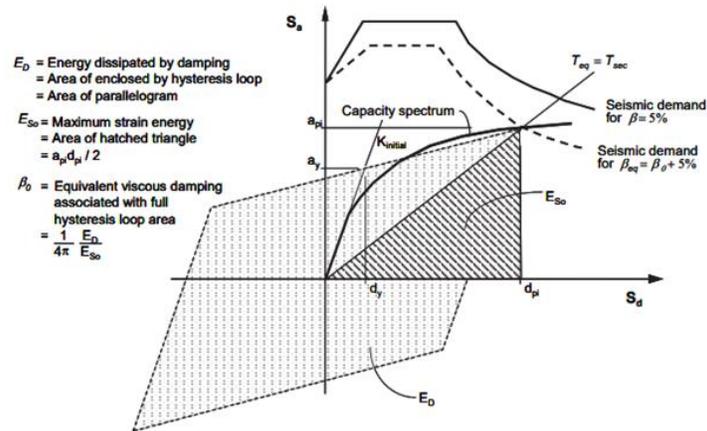


Figura 4. Representación del método de linealización equivalente, como se presenta en la ATC-40

Fuente: FEMA 440.

- ASCE 41-13 (Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings) NSP:** La Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, o en sus siglas en inglés (ASCE), presenta una curva fuerza-desplazamiento idealizada, donde la relación fuerza-desplazamiento no lineal entre el cortante en la base y el desplazamiento del nodo de control debe ser reemplazada con una relación idealizada para calcular la rigidez lateral efectiva (K_e) y el límite elástico efectivo (V_y) de la estructura. La rigidez lateral efectiva corresponde a la recta secante que une el origen con el punto correspondiente a una deformación asociada al 60% del esfuerzo efectivo de la estructura. El segundo segmento ($\alpha_1 K_e$) corresponde a la unión del punto para el desplazamiento objetivo y un punto en la intersección con el primer segmento de la curva, buscando un balance entre las áreas inscritas entre la curva idealizada y la real. El último segmento ($\alpha_2 K_e$) parte del segundo y pasa por un punto asociado a una degradación de 60% del esfuerzo efectivo.

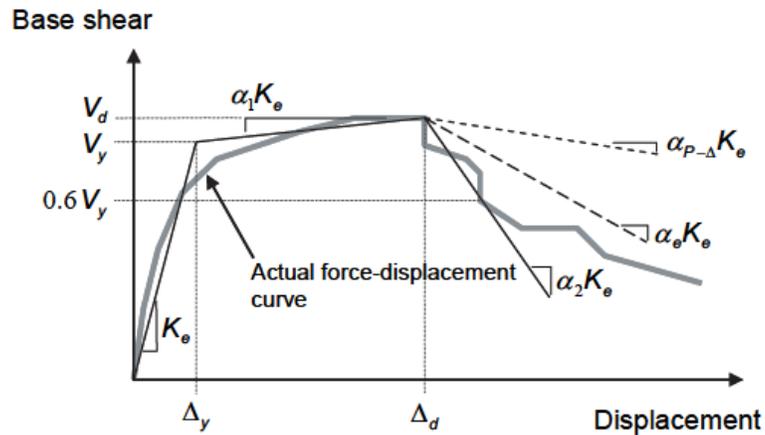


Figura 5. Curva de fuerza-desplazamiento idealizada.

Fuente: ASCE 41-13.

Finalmente, es importante destacar que la ASCE 41-13 y FEMA 440 establecen que, el análisis estático no lineal generalmente es considerado como un enfoque más confiable para evaluar el desempeño de una estructura en comparación a los procedimientos lineales. Sin embargo, se debe tener en cuenta que este método de análisis no es completamente preciso y no puede capturar con exactitud la degradación de la rigidez ante la respuesta dinámica de la estructura. Además, no toma en cuenta los efectos de los modos superiores en sistemas de múltiples grados de libertad.

La norma ASCE 41-13, considera factible llevar a cabo un análisis estático inelástico y obtener resultados confiables, en aquellas estructuras que cumplan con las siguientes características:

1. Cuando la relación de resistencia $\mu_{strength}$, calculada de acuerdo a la ecuación 7-31 de la ASCE 41-13, sea menor que la relación de fuerza máxima μ_{max} , calculada según la ecuación 7-32 de la misma norma. Si esta limitación no se cumple, se recomienda realizar un análisis dinámico no lineal utilizando registros sísmicos representativos, con el propósito de verificar la estabilidad dinámica de la estructura.
2. Los efectos de los modos superiores no son significativos. Para ello, se debe realizar dos análisis espectrales, el primero utilizando suficientes modos que involucren el 90% o más de la masa participativa, y el segundo, sólo considerando el primer modo de vibración. Los efectos de los modos superiores se consideran

significativos si el cortante por piso del primer análisis supera el 130% del cortante por piso del segundo análisis.

1.9 Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo

El método de análisis inelástico de respuesta en el tiempo, se basa en la utilización de un modelo matemático no lineal de la estructura considerando la plasticidad, la fluencia y la rotura de los materiales, así como la interacción entre los diferentes elementos de la estructura. Este modelo permite realizar una evaluación detallada y realista, paso a paso de la respuesta dinámica de la estructura frente a cargas sísmicas reales o artificiales. Durante este análisis, se consideran los parámetros no lineales de los materiales y componentes estructurales, teniendo en cuenta la capacidad de la estructura para deformarse y disipar energía durante un evento sísmico. Dichos parámetros no lineales están sujetos a registros de aceleraciones del suelo con el propósito de conocer las fuerzas, desplazamientos y daños representativos de elementos para así identificar el desempeño probable de la estructura (Aguirre & Bone, 2018).

La respuesta dinámica de la estructura viene dada por la solución de la ecuación de movimiento:

$$Ku(t) + C\dot{u}(t) + M\ddot{u}(t) = r(t) \quad \text{Ec-1.1}$$

Donde

- K : Matriz de rigidez
- C : Matriz de amortiguamiento
- M : Matriz de masa
- $u(t), \dot{u}(t), \ddot{u}(t)$: Desplazamientos, velocidades y aceleraciones de la estructura
- $r(t)$: Carga aplicada

Para llevar a cabo análisis de este tipo se requiere considerable criterio y experiencia para ser ejecutados ya que estos análisis pueden ser muy sensibles a pequeños cambios en las suposiciones con respecto al carácter del registro de movimiento del suelo utilizado para el

análisis o al comportamiento de rigidez no lineal de los elementos. Un ejemplo de esto es que, se pueden tener dos registros de movimiento del suelo bajo el mismo espectro de respuesta pudiendo producir resultados radicalmente diferentes con respecto a la distribución y la cantidad de inelasticidad predicha en la estructura (ASCE 41-13).

1.10 Diagramas de Esfuerzo - Deformación

El diagrama de esfuerzo - deformación es una representación gráfica de las propiedades mecánicas de un material, que muestran la relación entre el esfuerzo aplicado y la deformación resultante en una prueba de tensión o compresión hasta la rotura. Esta curva es fundamental para entender y predecir cómo los materiales se comportan bajo diferentes condiciones de carga, lo cual es crucial en el diseño y análisis de estructuras sismorresistentes.

El esfuerzo se calcula dividiendo la fuerza aplicada por el área de la sección transversal de la muestra. Por otro lado, la deformación se mide como el cambio proporcional en la longitud de la muestra en comparación con su longitud original. Finalmente se obtiene el resultado del ensayo representado en una gráfica que ilustra cómo varía el esfuerzo en función de la deformación. Esta gráfica es fundamental para determinar las propiedades mecánicas de diferentes materiales.

Las propiedades mecánicas de los materiales que se pueden determinar a partir de la curva de esfuerzo - deformación, incluyen:

- **Zona elástica:** Es la parte del diagrama donde, al retirar la carga, el material regresa a su forma y tamaño original. En esta zona, la deformación es directamente proporcional al esfuerzo aplicado, lo que se conoce como la Ley de Hooke.
- **Zona de fluencia:** Esta es la región en donde el material se comporta plásticamente; es decir, en la que continúa deformándose bajo una tensión "constante". En esta zona, el material puede sufrir deformaciones permanentes sin incremento adicional en el esfuerzo.
- **Zona de endurecimiento por deformación:** En esta zona, el material se ha deformado más allá de su límite elástico y requiere un aumento en el esfuerzo para continuar deformándose.

- **Zona de fractura:** Esta es la región final de la curva donde el material finalmente se rompe o falla.
- **Módulo de Elasticidad (E):** Es una medida de la rigidez de un material. Se define como la relación entre el esfuerzo (σ) y la deformación unitaria (ϵ) en la región elástica del diagrama, donde la deformación es directamente proporcional al esfuerzo.
- **Esfuerzo Último:** Es el punto de esfuerzo máximo en la curva del diagrama de esfuerzo-deformación.
- **Límite de Proporcionalidad:** Es el punto hasta donde el esfuerzo es directamente proporcional a la deformación. Más allá de este punto, la ley de Hooke ya no se aplica.
- **Límite Elástico:** Es el punto más allá del cual el material no regresa a su forma original cuando se retira la carga aplicada, es decir, hay una deformación permanente.
- **Límite de Fluencia:** Es el punto en el que comienza un alargamiento muy rápido del material sin que varíe la tensión o carga aplicada en un ensayo de tracción.
- **Límite de Resistencia:** Es el punto máximo de esfuerzo que un material puede soportar sin sufrir deformaciones permanentes.
- **Deformación Plástica:** Ocurre cuando se aplica un esfuerzo tan grande a un material que, al retirarlo, el material no regresa a su forma anterior. Hay una deformación permanente e irreversible.
- **Deformación Elástica:** Ocurre cuando se aplica un esfuerzo a un material y este se estira o comprime como resultado. Esta deformación es reversible, por lo que, al retirar el esfuerzo, se elimina la deformación.
- **Deformación Unitaria:** Se define como el cambio de longitud, por unidad de longitud, debido a una carga normal sobre un material.

Los diagramas de esfuerzo - deformación varían dependiendo del material que se evalúe, por ende, para analizar de manera efectiva el comportamiento no lineal de los materiales que constituyen los elementos de concreto reforzado en las estructuras, resulta imprescindible establecer los diagramas de esfuerzo - deformación correspondientes al acero de refuerzo, como al concreto confinado y al concreto no confinado.

1.10.1 Diagrama de Esfuerzo - Deformación del acero de refuerzo

El modelo de Park consiste en una aproximación de la curva esfuerzo - deformación por efecto de la tensión del acero, donde dicho modelo considera las zonas elásticas lineales, zona de fluencia y la zona de endurecimiento por deformación en la cual el acero recupera su habilidad de resistir cargas. Este modelo ayuda a predecir cómo se comportará el acero de refuerzo bajo diferentes condiciones de carga, lo que es crucial para el diseño y análisis de estructuras de concreto reforzado.

Las zonas que comprende el modelo de Park son las siguientes:

- **AB - Zona elástica lineal:** En esta zona, la deformación es directamente proporcional al esfuerzo aplicado. Esta relación lineal entre el esfuerzo y la deformación se mantiene hasta que se alcanza el límite elástico del material.
- **BC - Zona de fluencia:** Una vez superado el límite elástico, el acero comienza a deformarse de manera plástica. En esta fase, se producen deformaciones permanentes en el material incluso si se retira el esfuerzo aplicado.
- **CD - Zona de endurecimiento por deformación:** En esta fase, el acero recupera su capacidad para resistir cargas. Esto se debe a que la deformación plástica provoca un reordenamiento de la estructura cristalina del material, lo que resulta en un aumento de su resistencia.

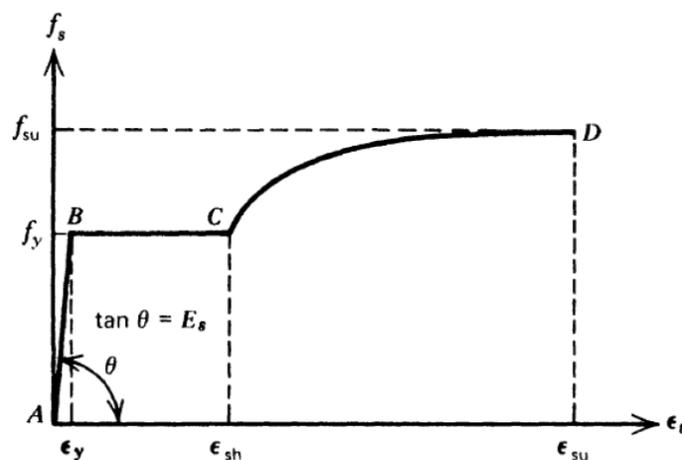


Figura 6. Diagrama de Esfuerzo-Deformación del acero de refuerzo sometido a tensión.

Fuente: T. Paulay y R. Park, *Reinforced Concrete Structures*. 1975.

1.10.2 Diagrama de Esfuerzo - Deformación de concreto confinado y no confinado

El modelo de esfuerzo-deformación para el concreto, tanto confinado como no confinado, describe cómo se comporta este material bajo diferentes niveles de esfuerzo. El Concreto no confinado tiene una gran resistencia a esfuerzos de compresión, pero una pequeña resistencia a esfuerzos de tensión. Su curva esfuerzo-deformación se obtiene experimentalmente y muestra que en su rama inicial es relativamente lineal hasta la mitad de la resistencia máxima a compresión. Después de superar esta primera rama, la curva tiende a hacerse horizontal hasta alcanzar su resistencia máxima.

En el caso del Concreto confinado fue desarrollado por Mander y otros investigadores para el hormigón sujeto a compresión uniaxial y confinado con refuerzo transversal. Los ensayos mostraron que el confinamiento del hormigón con refuerzo transversal mediante una disposición adecuada resulta en un aumento significativo de resistencia y ductilidad del hormigón confinado. En ambos casos, es importante mencionar que estos modelos son simplificaciones del comportamiento real del concreto y pueden no ser exactos para todas las condiciones y tipos de concreto.

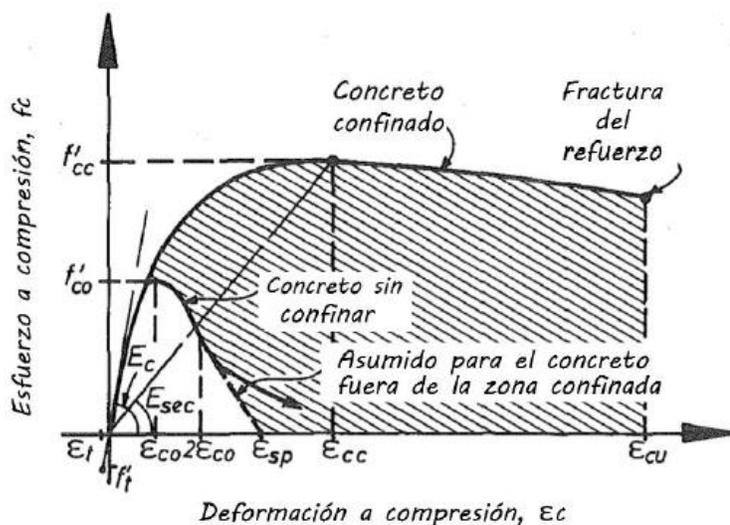


Figura 7. Diagrama de Esfuerzo-Deformación del concreto confinado y sin confinar, resultado de aplicar una carga monotónica

Fuente: A.J.B. Mander, M.J.N. Priestley y R. Park, 1988.

Dónde,

E_c : Módulo de elasticidad del concreto

E_{sec} : Relación entre el esfuerzo del concreto confinado y su correspondiente deformación a compresión

f'_{co} : Esfuerzo máximo a compresión del concreto no confinado

f'_{cc} : Esfuerzo máximo a compresión del concreto confinado

ϵ_{co} : Deformación a compresión unitaria del esfuerzo para el concreto no confinado

$2\epsilon_{co}$: Representa la deformación a compresión hasta llegar a un valor nulo, cuya deformación correspondiente es ϵ_{sp}

ϵ_{sp} : Corresponde a la deformación donde ocurre resquebrajamiento del concreto

ϵ_{cc} : Deformación unitaria equivalente al esfuerzo máximo del concreto confinado

ϵ_{cu} : Deformación última del concreto del tipo confinado

1.11 Curvas de momento-rotación

Cuando los elementos estructurales se ven sometidos a la acción de fuerzas sísmicas, es importante modelar su respuesta a través de las rótulas plásticas, en tal sentido la determinación de la curva de momento-rotación de una rótula se vuelve indispensable para los análisis no lineales estáticos y dinámicos donde se quiera evaluar los niveles de desempeño de una estructura. En el contexto de la determinación de las curvas de momento-rotación las normas ASCE 41-13 y FEMA 356 establecen los criterios de aceptación en función de las rotaciones de los elementos para indicar el estado de las rótulas plásticas en vigas y columnas. En la Figura 8, se muestra el comportamiento de las rótulas plásticas de los elementos de concreto reforzado a través de la curva de momento-rotación que proporciona el valor de cedencia y la deformación plástica luego de la cedencia, dicha curva está representada por cinco puntos conocidos como A, B, C, D y E que serán definidos a continuación.

El punto “A” representa el origen de coordenadas, que corresponde al momento en el que el elemento se encuentra descargado. El punto “B”, es el punto de cedencia, dicho punto representa el inicio de la deformación plástica, antes de este punto no ocurre ninguna deformación independientemente del valor de deformación especificado para este punto. El punto “C” corresponde a la resistencia nominal, la deformación en este punto representa una significativa degradación de la rigidez, la recta de B hasta C representa la deformación por endurecimiento y pérdida de rigidez. El punto D corresponde a la resistencia residual, la recta CD representa la caída de resistencia, presentando la falla inicial del elemento, la cual puede estar asociada a fallas en el refuerzo longitudinal, desprendimiento del concreto o falla súbita por cortante. Y, por último, el punto “E” que define la máxima capacidad de deformación del elemento, después de este punto el elemento pierde la capacidad de soportar cargas.

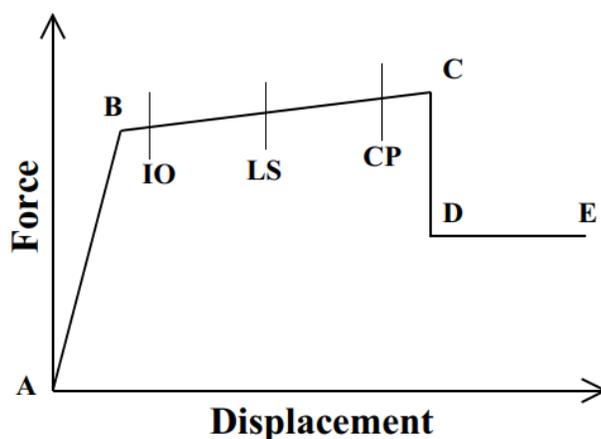


Figura 8. Curva de momento-rotación de elementos de concreto reforzado

Fuente: Computers and Structures, Inc., 2017

Sobre la curva de momento-rotación presentada anteriormente, se ubican las rotaciones correspondientes a los criterios de aceptación establecidos por la ASCE 41-13 y FEMA 356 los cuales indican el estado de las rótulas (IO, LS y CP) y que permiten evaluar el desempeño estructural.

1.12 Curva de momento-curvatura

En el proceso de diseño es importante conocer la relación Momento-Curvatura ($M-\phi$) de las secciones de sus elementos estructurales, con el objeto de conocer cuál es la capacidad de

ductilidad de curvatura y la máxima capacidad a flexión del elemento, para luego poder hacer una comparativa entre estos valores y con las demandas obtenidas en el diseño sismorresistente de la estructura. Si un elemento tiene muy poca capacidad de ductilidad por curvatura va a presentar una falla frágil cuando la estructura ingrese en el rango no lineal, lo cual no resulta deseable. Para ello, lo ideal sería tener un valor alto de ductilidad por curvatura para que así la estructura pueda disipar mayor cantidad de energía, de tal forma que sea posible la redistribución de momentos y los elementos trabajen de manera adecuada (Aguilar, R.,2003).

En los análisis no lineales es fundamental conocer la relación Momento-curvatura para así poder determinar la rigidez de cada una de las ramas del diagrama histerético, el cual es utilizado para definir la no linealidad del material. La relación momento-curvatura es la base de los análisis no lineales estáticos y dinámicos (Park R. y Paulay T., 1975).

La curva de $M-\Phi$ es la representación gráfica del lugar geométrico definido por los momentos flectores y las curvaturas asociadas a estos, para una sección determinada. En el caso de elementos de concreto reforzado, estos diagramas dependen de la geometría y disposición de los materiales que conforman la sección compuesta.

La construcción de la curva de momento-curvatura permite el estudio de la ductilidad de una sección y del elemento en su conjunto, así como también permite comprender el desarrollo de las rótulas plásticas y la redistribución de los momentos flectores. En la Figura 9, se presenta la curva donde se muestran los puntos más importantes, que son aquellos donde los materiales del elemento fallan o fluyen, como es el caso del momento correspondiente al agrietamiento del concreto a tensión, el momento correspondiente cuando el acero empieza a fluir y el momento cuando falla el elemento por compresión del concreto.

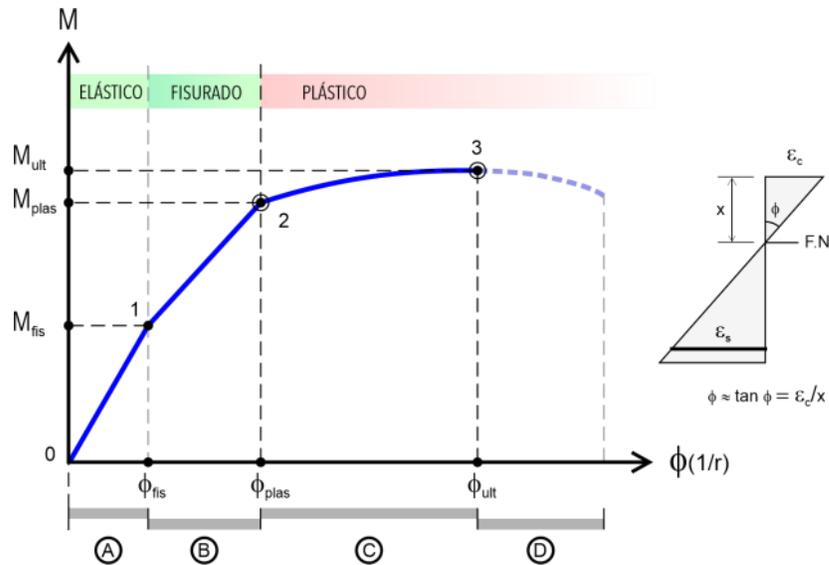


Figura 9. Curva de momento-curvatura ($M-\phi$).

Fuente: Vórtize Arquitectos, 2012.

1.13 Modelo de Histéresis

Estos modelos son utilizados en el análisis de estructuras para representar el comportamiento no lineal de los materiales, siendo estos especialmente relevantes en el análisis de estructuras sometidas a cargas cíclicas o dinámicas. Las cargas cíclicas son capaces de originar daños mediante las fases de carga-descarga, lo que provoca generalmente que los componentes estructurales fallen por tracción y compresión. Existe una variedad de modelos de histéresis, en su mayoría, estos difieren en la cantidad de energía que disipan en un ciclo dado de deformación y en cómo cambia el comportamiento de disipación de energía con un aumento en la cantidad de deformación.

La modelización de la respuesta cíclica, incluyendo la deterioración, puede basarse en los siguientes tres conceptos:

- Curva backbone
- Reglas que definen las características básicas del comportamiento histerético entre los límites definidos por la curva backbone
- Reglas que definan el proceso de degradación con respecto a la curva backbone

La curva backbone se refiere a una relación fuerza-deformación referencial que define los límites dentro de los cuales la respuesta histerética de un componente está confinada. Si no ha ocurrido deterioro cíclico, la curva backbone inicial es similar, pero no necesariamente idéntica a la curva de carga monótona. Las propiedades de la curva backbone inicial pueden ser diferentes en cada dirección, también puede haber consideraciones adicionales que afecten la construcción de la curva backbone. Si la rigidez inicial es muy diferente que la rigidez elástica efectiva, la respuesta puede verse afectada, incluso cerca del colapso, y la rigidez inicial debe formar parte del esfuerzo modelado (PEER/ATC-72-1).

La elección del tipo de modelo histerético con el que se trabajará dependerá del tipo de material, de la geometría de la estructura y de las cargas aplicadas. Al utilizar modelos histeréticos apropiados se pueden obtener resultados más precisos en los análisis no lineales de estructuras. El software ETABS, utilizado para llevar a cabo los análisis no lineales propuestos en el presente Trabajo Especial de Grado, tiene disponible varios modelos de histéresis, a continuación, se describen los que fueron utilizados.

1.13.1 Modelo Isotrópico

El modelo de histéresis isotrópico asume que la rigidez del material se mantiene constante a lo largo de los ciclos de carga y descarga, sin considerar una degradación de la misma. En el caso de las columnas de la estructura a analizar se utilizó este modelo de histéresis, siendo este el menos apropiado para modelar elementos de concreto reforzado al no considerar la degradación de la rigidez, sin embargo, el software ETABS no dispone de otros modelos para las rótulas plásticas del tipo P-M2-M3 utilizadas en columnas.

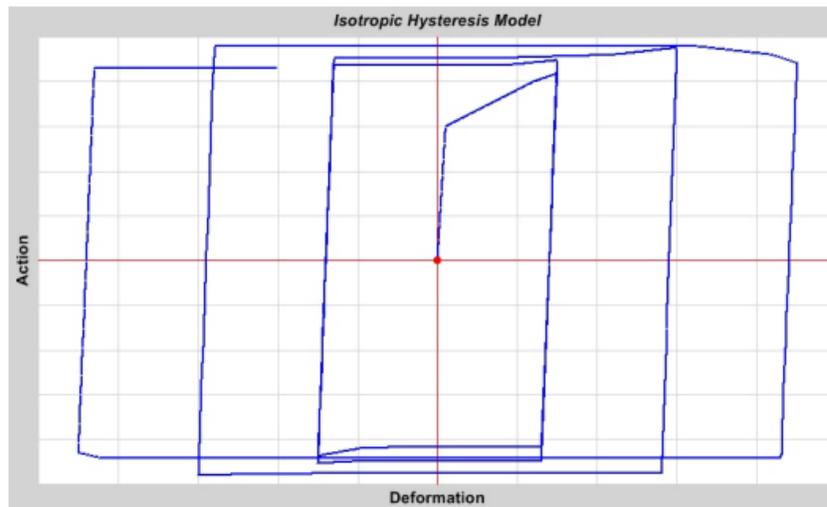


Figura 10. Modelo de histéresis Isotrópico.

Fuente: Computers and Structures, Inc., 2017

1.13.2 Modelo Takeda

Modelo de histéresis utilizado para las vigas, este disipa mejor energía e incluye la degradación de la rigidez en su proceso de descarga, no requiere de parámetros adicionales y resulta más apropiado al modelar elementos de concreto reforzado que para elementos metálicos.

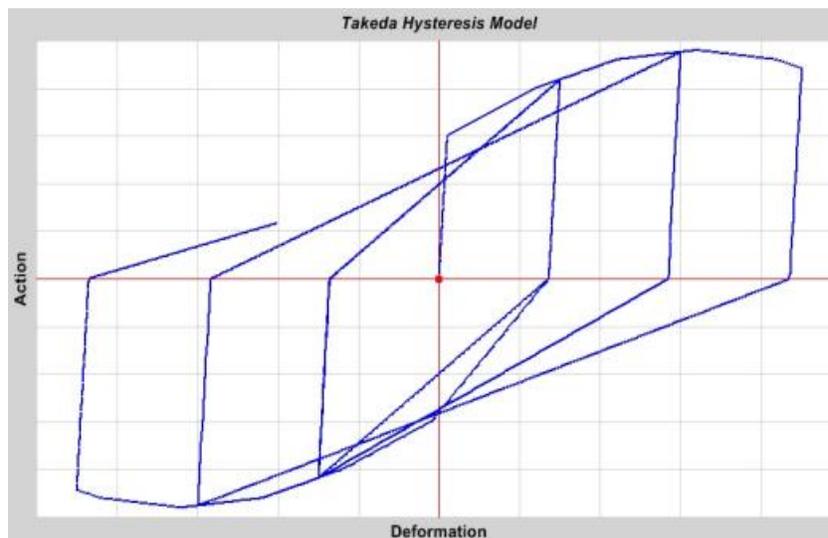


Figura 11. Modelo de histéresis Takeda.

Fuente: Computers and Structures, Inc., 2017

1.14 Rótulas plásticas

El comportamiento no lineal de los materiales se representa a través de mecanismos de disipación de energía conocidos como rótulas plásticas, estas se forman en zonas específicas de los elementos estructurales que conforman una estructura y su formación comienza una vez se haya superado el momento de fluencia del elemento, conocido como momento cedente.

Las vigas al ser elementos controlados por flexión se le asignan rótulas plásticas de tipo “M3” en los extremos de las mismas, estas están asociadas a relaciones de momento-rotación definidas en la tabla 10-7 de la ASCE 41-13, las cuales dependen del cociente de la diferencia de las cuantías de refuerzo y la cuantía balanceada, si el acero de refuerzo transversal es conforme o no conforme, y del cociente de la fuerza cortante de diseño (V) con el área transversal ($b_w d$) y la resistencia del concreto. Es importante mencionar que el refuerzo transversal es conforme si, dentro de la región de la rótula plástica a flexión los estribos están espaciados a una distancia menor o igual a $d/3$, y si, para componentes con una demanda moderada o alta de ductilidad, la resistencia provista por los estribos (V_s) es al menos $3/4$ del cortante de diseño. Caso contrario, el refuerzo transversal es considerado no conforme.

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)				
	a	b		Performance Level				
			IO	LS	CP			
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
ρ_{bal}								
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

NOTE: f'_c in lb/in.² (MPa) units.
^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.
^bWhere more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
^c“C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least $3/4$ of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.
^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Figura 12. Tabla de Parámetros y criterios de aceptación para procedimientos no lineales en vigas de concreto reforzado

Fuente: ASCE 41-13

En el caso de las columnas, al ser elementos que trabajan a flexocompresión, se le asignan rótulas plásticas con una superficie de interacción de tipo P-M2-M3 que captura la respuesta inelástica al ser sometida a combinaciones de cargas de fuerza axial y momentos biaxiales.

En la tabla 10-8 de la ASCE 41-13 se presentan las relaciones de momento-rotación para columnas, que principalmente depende de la condición que controle la falla de la columna. La condición “i” corresponde a la falla por flexión, “ii” falla por flexión y corte donde se espera la cedencia por flexión antes que la falla por corte, “iii” a una falla por corte, y la última condición “iv” a columnas controladas por desarrollo o empalme inadecuado a lo largo de la altura libre de la columna. A su vez, las relaciones de momento-rotación van a depender del cociente de la fuerza axial máxima del elemento (obtenida de la envolvente de cargas que incluyen las cargas gravitacionales y sísmicas) con el área gruesa de la sección y la resistencia del concreto, también, de la cuantía de acero de refuerzo transversal.

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
	Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
	a	b		Performance Level		
				IO	LS	CP
Condition i.^b						
$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$					
≤ 0.1	≥ 0.006		0.035	0.060	0.2	0.005
≥ 0.6	≥ 0.006		0.010	0.010	0.0	0.003
≤ 0.1	$= 0.002$		0.027	0.034	0.2	0.005
≥ 0.6	$= 0.002$		0.005	0.005	0.0	0.002
Condition ii.^b						
$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$				
≤ 0.1	≥ 0.006	≤ 3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005
≥ 0.6	≥ 0.006	≤ 6 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005
≤ 0.1	≥ 0.006	≤ 3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003
≥ 0.6	≥ 0.006	≤ 6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003
≤ 0.1	≤ 0.0005	≤ 3 (0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005
≥ 0.6	≤ 0.0005	≤ 6 (0.5)	0.006	0.006	0.2	0.004
≤ 0.1	≤ 0.0005	≤ 3 (0.25)	0.004	0.004	0.0	0.002
≥ 0.6	≤ 0.0005	≤ 6 (0.5)	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii.^b						
$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$					
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.0	0.0
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.0	0.0
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^d						
$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$					
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.4	0.0
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.4	0.0
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0

NOTE: f'_c is in lb/in^2 (MPa) units.
^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.
^bRefer to Section 10.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
^cWhere $P > 0.7A_s f'_c$, the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at $\leq d/3$ and the strength provided by the hoops (V_h) is at least 3/4 of the design shear. Axial load P should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.
^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Figura 13. Tabla de Parámetros y criterios de aceptación para procedimientos no lineales en columnas de concreto reforzado.

Fuente: ASCE 41-13

CAPÍTULO II - MARCO METODOLÓGICO

En este capítulo se muestra de forma breve las fases que abarca el Trabajo Especial de Grado para alcanzar los objetivos propuestos, a su vez aportando más información sobre la metodología de Diseño por Desempeño aplicada a ciertas estructuras de concreto reforzado en el ámbito de la Ingeniería Estructural.

2.1 Tipo de investigación

El presente trabajo de grado obedece a una metodología de tipo investigativa, exploratoria, experimental, descriptiva y comparativa, tomando en cuenta que tiene como finalidad evaluar el desempeño estructural en edificaciones de concreto reforzado, siguiendo la Norma Venezolana para construcciones Sismorresistentes COVENIN 1756-1:2019, ASCE 41-13 y ASCE 41-17.

2.2 Diseño de la investigación

Los análisis de las estructuras aporricadas por medio de los dos métodos no lineales propuestos para evaluar su desempeño estructural, se desarrollarán con información teórica obtenida a través de artículos y trabajos de investigación previos.

2.3 Instrumentos para la obtención y análisis de datos

Para el desarrollo de este Trabajo Especial de Grado, se usa como instrumento principal el software de análisis y dimensionado estructural ETABS en su versión 19.1 desarrollado por Computers and Structures, Inc., junto a Seismomatch en su versión 2022 siendo un software que permite la generación de acelerogramas sintéticos. Obtenidos los resultados, se hace uso de la herramienta Excel, donde los mismos serán tabulados y graficados para facilitar su interpretación.

2.4 Procedimiento de la investigación

Se describen los pasos y procedimientos necesarios para poder cumplir con los objetivos propuestos:

1.- Definición de las características de las estructuras y parámetros necesarios para poder realizar el modelado en el software ETABS.

Para las estructuras a analizar se definió un tipo de geometría regular tanto en elevación como en planta. Ambas constan de 4 pórticos en ambas direcciones (X, Y) con separación de 6 metros entre cada columna y altura de entrepiso de 3 metros, donde se diferencian por el número de pisos, la primera tiene 8 pisos y la segunda 5 pisos, resultando en una altura total de 24 metros y 15 metros respectivamente. Las losas de todos los pisos para ambas estructuras son de tipo maciza de concreto reforzado con espesor de 20 cm.

2.- Definición de parámetros básicos de las estructuras

Se establecen las propiedades lineales de los materiales, las cargas que serán aplicadas a cada una de las edificaciones, las secciones de los elementos estructurales y los parámetros requeridos para la construcción de los diferentes espectros empleados siguiendo la normativa venezolana para Edificaciones Sismorresistentes vigente, representando la acción sísmica. Posteriormente se realiza la selección de los diferentes acelerogramas que serán la base para la creación de los acelerogramas sintéticos, haciendo uso del espectro generado en función del tipo de sismo.

3.- Fase de diseño

Para cada una de las estructuras se realiza un análisis dinámico elástico espectral según lo establecido en la Norma COVENIN 1756-1:2019 haciendo uso del espectro inelástico asociado al sismo de diseño.

4.- Definición de las propiedades no lineales de los elementos

Para la aplicación de los métodos de análisis no lineales a desarrollar, se definen las propiedades no lineales de los materiales que serán incorporadas a aquellos elementos de las estructuras donde se espera la formación de las rótulas plásticas.

5.- Análisis estático inelástico para los diferentes casos sísmicos

Se aplica el método de análisis estático inelástico “Pushover” a cada uno de los modelos, haciendo uso de los espectros de respuesta elástica basados en la Norma COVENIN 1756-

1:2019. Se determina la curva de capacidad para cada estructura, la cual será sustituida posteriormente por una curva multilineal (curva de demanda-capacidad o curva de Pushover), de la cual se obtendrán parámetros que serán verificados bajo los criterios de aceptación establecidos por la ASCE 41-13 asociados a cada uno de los niveles de desempeño esperados para cada tipo de sismo.

6.- Análisis dinámico inelástico de respuesta en el tiempo para los diferentes casos sísmicos

Con los acelerogramas sintéticos generados a partir de los espectros de respuesta elástica del sitio para cada tipo de sismo, se realiza el análisis dinámico no lineal a cada estructura y se verifica si cada una de ellas cumple con los criterios de aceptación establecidos por la ASCE 41-13 asociados a cada uno de los niveles de desempeño esperados para cada tipo de sismo.

7.- Variación de la clase de sitio

Manteniendo las mismas características de una de las estructuras analizadas previamente, se define una nueva clase de sitio obteniendo un espectro de respuesta elástico para el caso del sismo de diseño que será utilizado en los análisis no lineales. Ante esta variante se espera de igual manera verificar si se cumplen con los criterios de aceptación establecidos por la ASCE 41-13 y a su vez comparar el desempeño obtenido con el correspondiente al de la clase de sitio que se tenía inicialmente.

CAPÍTULO III - DESARROLLO

3.1 Características de las estructuras

Con el propósito de poder comparar el desempeño de las estructuras haciendo uso de los métodos estático y dinámico no lineales para los tres grados de amenaza sísmica que establece la norma COVENIN 1756-1:19, se propone trabajar con estructuras pertenecientes al grupo de importancia A2 (Construcciones esenciales) establecido en el artículo 3.2.1.2 de la norma previamente mencionada. Las estructuras se caracterizan por tener cuatro pórticos de concreto reforzados compuestos por columnas con luces de 6 metros entre cada columna en cada dirección de estudio (X, Y), vigas y losas con espesor de 20 cm actuando como diafragmas rígidos. Estas se diferencian por el número de pisos, la primera tiene 8 pisos con una altura de entrepiso de 3 metros, resultando en una altura total de 24 metros y la segunda tiene 5 pisos con altura de entrepiso de 3 metros, resultando en una altura total de 15 metros. La Figura 14, Figuras 15 (a) y (b) muestran la representación en vista de planta y vista tridimensional para cada una de las estructuras.

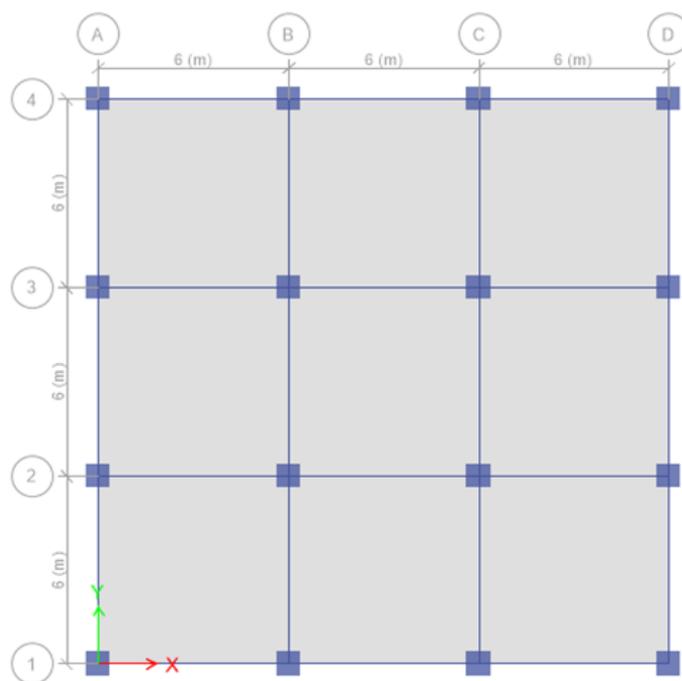


Figura 14. Vista de planta de las estructuras.

Fuente: ETABS

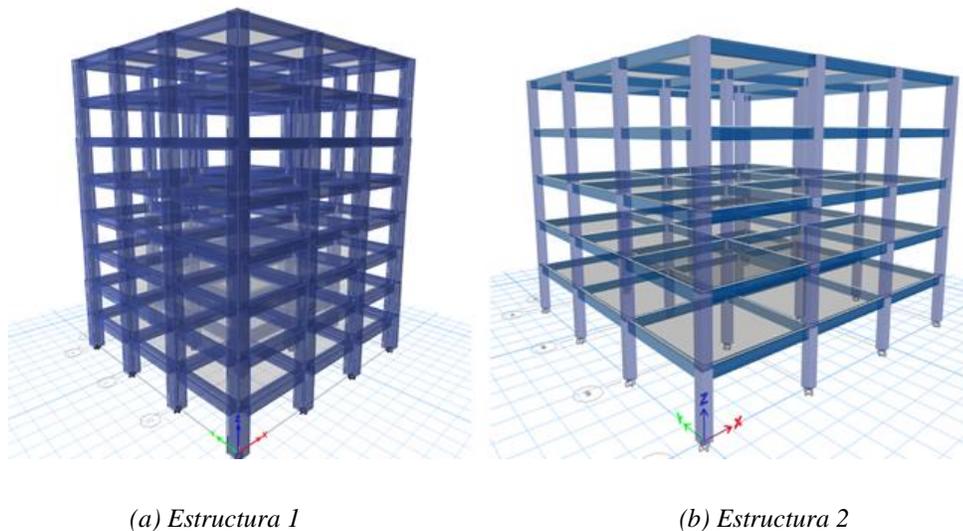


Figura 15. Vista tridimensional de las estructuras

Fuente: ETABS

3.1.1 Propiedades de los materiales

En la Tabla 1 se presentan las propiedades lineales de los materiales empleados en las estructuras.

Tabla 1. Propiedades de los materiales.

Concreto		
Resistencia a la Compresión	$f'c$	250 kgf/cm ²
Módulo de Elasticidad	E	238.752 kgf/cm ²
Peso Unitario	P.Unitario	2.500 kgf/m ³
Acero de Refuerzo		
Resistencia a la Cedencia	F_y	4.200 kgf/cm ²
Módulo de Elasticidad	E	2.100.000 kgf/cm ²
Peso Unitario	P.Unitario	7.850 kgf/m ³
Resistencia a la rotura nominal	F_{ue}	6.330 kgf/cm ²
Resistencia a la cedencia esperada	F_{ye}	5.250 kgf/cm ²
Resistencia esperada a la rotura	F_{ue}	6.960 kgf/cm ²

Fuente: Elaboración propia

3.1.2 Cargas verticales de diseño

Se presentan las cargas permanentes y variables de tipo uniformemente distribuidas, aplicadas sobre las losas de piso para los dos modelos de estructura, las cuales son establecidas por la norma venezolana “Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones” COVENIN-MINDUR 2002-88.

Tabla 2. Cargas verticales de diseño asignadas a las losas de piso.

Permanente	
Tabiquería	150 kgf/m ²
Acabado	100 kgf/m ²
Friso	30 kgf/m ²
Variable	
Residencial	175 kgf/m ²

Fuente: COVENIN-MINDUR (2002-88)

3.1.3 Combinaciones de cargas para el diseño

Para el análisis de las estructuras se emplean las siguientes combinaciones de carga establecidas en el artículo 9.3 de la norma venezolana “Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural” COVENIN 1753:06.

- 1,4CP
- 1,2CP+1,6CV
- 1,2CP+CV±S
- 0,9CP±S

Donde:

- CP: Solicitación por Carga Permanente.
- CV: Solicitación por Carga Variable.
- S: Solicitación por las dos componentes horizontales del sismo.

3.1.4 Parámetros sísmicos para la construcción de espectros de respuesta y diseño

Se definen los parámetros sísmicos asociados a la amenaza sísmica para la construcción de espectros de respuesta y diseño según lo establecido en los capítulos 4, 5 y 6 de la Norma Venezolana para construcciones Sismorresistentes COVENIN 1756-1:2019.

- **Parámetros sísmicos básicos**

Se establecen los parámetros sísmicos básicos en función del lugar geográfico de la construcción, los cuales se dan en los mapas de amenaza sísmica. Se asumió que las estructuras a analizar tienen como ubicación la ciudad de Caracas.

$$A_o = 0,29g$$

$$A_1 = 0,21g$$

$$T_L = 3,80g$$

Donde:

- A_o : Cociente de la aceleración horizontal del terreno en la clase de sitio referencial para un período medio de retorno de 475 años, obtenido de los mapas de las figuras 4.1, 4.1 oeste y 4.1 este, de la norma COVENIN 1756-1:2019.
- A_1 : Coeficiente de aceleración espectral horizontal para periodo estructural de 1 segundo en la clase de sitio referencial, para coeficiente de amortiguamiento de 5% y un periodo medio de retorno de 475 años, obtenido de los mapas de las figuras 4.2, 4.2 oeste y 4.2 este, de la norma COVENIN 1756-1:2019.
- T_L : Período de transición entre periodos intermedios y periodos largos del espectro elástico de respuesta horizontal, en la clase de sitio referencial para coeficiente de amortiguamiento de 5% y un periodo medio de retorno de 475 años, obtenido de los mapas de las figuras 4.3, 4.3 oeste y 4.3 este, de la norma COVENIN 1756-1:2019.

- **Factores de importancia**

En la Tabla 3 se establecen los factores de importancia asociados a cada tipo de sismo para estructuras pertenecientes al grupo de importancia A2 con sus respectivos períodos de retorno (PMR).

Tabla 3. Factores de importancia asociados al tipo de sismo para el grupo de importancia A2.

Sismo	α	PMR (años)
Frecuente	0,30	36
Diseño	1,50	975
Extremo	2,80	4.975

Fuente: COVENIN 1756-1:2019.

- **Caracterización del sitio**

El sitio de la ubicación de las edificaciones se clasifica de acuerdo a las características geotécnicas del terreno. Tales como la clase de sitio, establecida como BC para las edificaciones en estudio, condición topográfica leve y profundidad del basamento rocoso de 30 metros. En las Tablas 4, 5 y 6 se presentan los factores asociados a las características del terreno mencionadas anteriormente obtenidos de las tablas 8 a 12 de la norma COVENIN 1756-1:2019.

Tabla 4. Factores de clase de sitio para períodos cortos, intermedios y largos.

Factores de clase de sitio	
F_A^C	1,00
F_V^C	1,00
F_D^C	1,00

Fuente: COVENIN 1756-1:2019

Donde:

- F_A^C : Factor de clase de sitio para periodos cortos, obtenido de la tabla 8 de la norma COVENIN 1756-1:2019
- F_V^C : Factor de clase de sitio para periodos intermedios, obtenido de la tabla 9 de la norma COVENIN 1756-1:2019
- F_D^C : Factor de clase de sitio para periodos largos, obtenido de la tabla 10 de la norma COVENIN 1756-1:2019

Tabla 5. Factores de condición topográfica.

Factores de condición topográfica	
F_A^T	1,00
F_V^T	1,00
F_D^T	1,00

Fuente: COVENIN 1756-1:2019

Donde:

- F_A^T : Factor de condición topográfica para periodos cortos, obtenido de la tabla 11 de la norma COVENIN 1756-1:2019
- F_V^T : Factor de condición topográfica para periodos intermedios, obtenido de la tabla 11 de la norma COVENIN 1756-1:2019
- F_D^T : Factor de condición topográfica para periodos largos, obtenido de la tabla 11 de la norma COVENIN 1756-1:2019

Tabla 6. Factores de profundidad del basamento rocoso.

Factores de profundidad del basamento rocoso	
F_A^H	1,00
F_V^H	1,00
F_D^H	1,00

Fuente: COVENIN 1756-1:2019

Donde:

- F_A^H : Factor de profundidad del basamento rocoso para periodos cortos, obtenido de la tabla 12 de la norma COVENIN 1756-1:2019
- F_V^H : Factor de profundidad del basamento rocoso para periodos intermedios, obtenido de la tabla 12 de la norma COVENIN 1756-1:2019
- F_D^H : Factor de profundidad del basamento rocoso para periodos largos, obtenido de la tabla 12 de la norma COVENIN 1756-1:2019

- **Factores de desempeño estructural**

A las edificaciones se les asignan factores de desempeño estructural tales como el de Reducción de respuesta “R”, el cual es utilizado para la construcción del espectro de diseño con el propósito de incorporar los efectos inelásticos y a su vez este depende del tipo/subtipo estructural, sistema sismorresistente (pórticos de concreto reforzado) y del Nivel de Diseño. El factor de redundancia que depende de los planos sismorresistentes que conforman el sistema estructural, factor de irregularidad, factor de sobrerresistencia y el factor de ampliación de desplazamiento. En las tablas 13, 14 y 15 de la norma COVENIN 1756-1:2019 se presentan los valores de los factores mencionados anteriormente.

En la Tabla 7 se presenta el resumen de los parámetros sísmicos para la construcción de los diferentes espectros utilizados en ambas estructuras que serán analizadas en este Trabajo Especial de Grado.

Tabla 7. Resumen de parámetros sísmicos para la construcción de espectros de respuesta y diseño.

Clasificación de la construcción	
Grupo de importancia	A2
Nivel de diseño	ND3
Tipología estructural	Tipo I Subtipo I-a
Parámetros sísmicos básicos	
A_0	0,29g
A_1	0,21g
T_L	3,80g
Factores de importancia	
$\alpha_{Diseño}$	1,50
$\alpha_{Extremo}$	2,80
$\alpha_{Frecuente}$	0,30
Caracterización del sitio	
Clase de sitio	BC
Condición topográfica	Leve
Profundidad del basamento rocoso	30m
Factores de desempeño estructural	
Factor de redundancia (ρ)	1
Factor de irregularidad (F_1)	1
Factor de reducción (R)	6
Coefficiente de amortiguamiento	
ξ	5%

Fuente: Elaboración propia

I. Espectros de respuesta elástica horizontal

Representa la acción sísmica en los dos métodos de análisis no lineales en estudio. El espectro de respuesta horizontal será el espectro objetivo para generar los acelerogramas sintéticos según el tipo amenaza sísmica para el análisis dinámico inelástico de respuesta en el tiempo. Mientras que en el análisis estático inelástico representa el espectro de demanda sísmica en la curva de Pushover.

Los espectros de respuesta elástica asociados a cada componente horizontal del movimiento sísmico se definen según las ecuaciones dadas en el artículo 7.2 de la Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes COVENIN 1756-1:2019. En la Figura 16 se presentan los espectros de respuesta para la clase de sitio BC asociados a cada tipo de sismo.

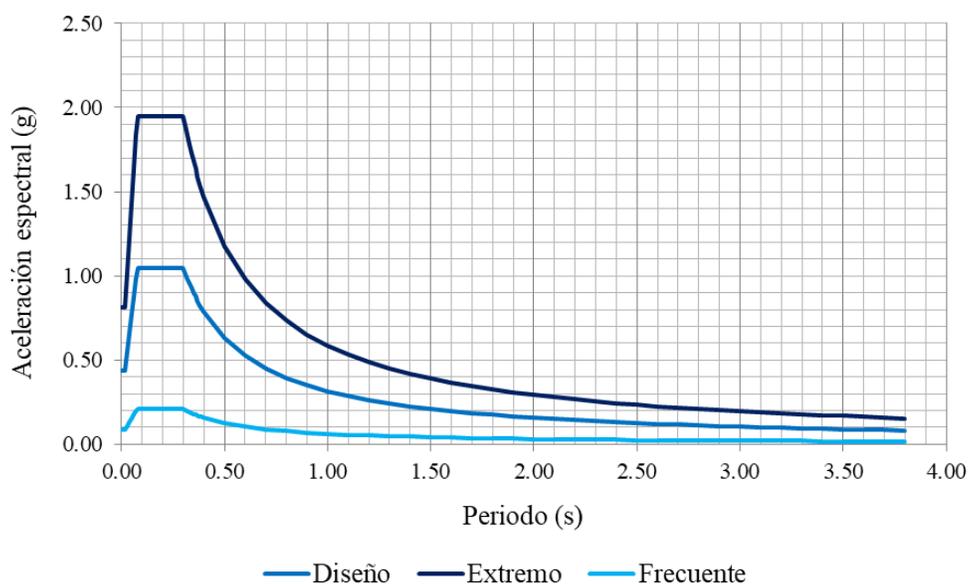


Figura 16. Espectros de Respuesta elástica horizontal para cada tipo de sismo asociados a la clase de sitio BC

Fuente: Elaboración propia

II. Espectros de diseño

El espectro de respuesta para diseñar se obtiene a partir del espectro de respuesta elástica, el cual depende del factor de reducción de respuesta “R” para incorporar los efectos inelásticos en las estructuras. En la construcción del mismo se utilizan las ecuaciones dadas en el artículo 7.3 de la Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes COVENIN 1756-1:2019. En la Figura 17 se presenta el espectro asociado al sismo de diseño para la clase de sitio BC.

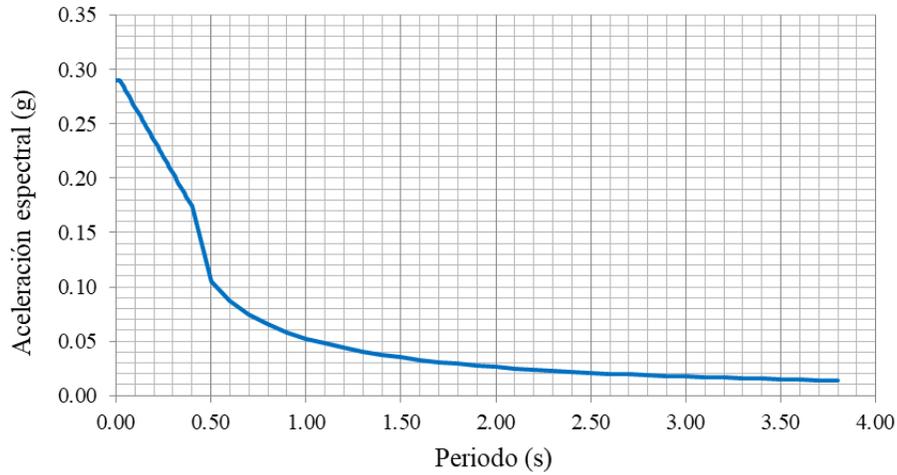


Figura 17. Espectro de Diseño horizontal asociado a la clase de sitio BC.

Fuente: Elaboración propia

Finalmente, se presentan los espectros de Diseño ($R=6$) y de Respuesta elástica horizontal ($R=1$) que serán utilizados en los análisis no lineales para considerar la variación de la clase de sitio, específicamente para un suelo tipo D.

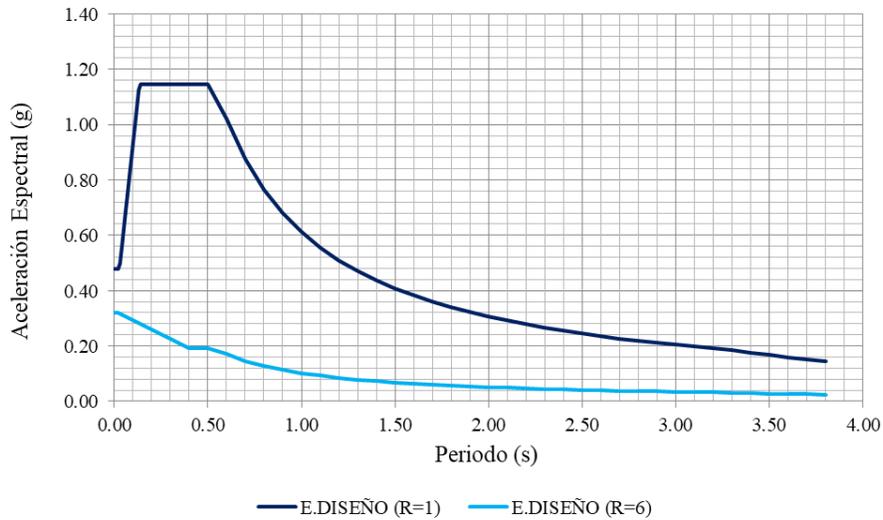


Figura 18. Espectros de Diseño y Respuesta elástica horizontal asociados a la clase de sitio D.

Fuente: Elaboración propia

3.2 Análisis Dinámico Elástico Espectral

Para el diseño de las estructuras se realizó un análisis dinámico elástico espectral de acuerdo al capítulo 9.5.3 de la Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes COVENIN 1756-1:2019. Este método suministra un estimado de la respuesta máxima de la estructura ante la acción sísmica en términos del espectro de diseño presentado en la sección 3.1.4 del presente Trabajo Especial de Grado.

Para la aplicación de este método de análisis, las estructuras son analizadas para la acción de las dos componentes sísmicas horizontales combinadas, donde se utilizó el método de combinación direccional “CQC3” que permite determinar la dirección más desfavorable. Dicha respuesta estructural se determina de acuerdo a la combinación de las respuestas de los primeros modos de vibración, utilizando el criterio de la combinación cuadrática completa “CQC”.

Al determinar el número de modos de vibración de cada estructura se requiere de un análisis modal de autovalores y autovectores (Eigen), y como se establece en el artículo 9.5.3.2 de la norma COVENIN 1756-1:2019, se debe considerar el número de modos de vibración suficientes para que la sumatoria de las masas participativas involucre más del 90% de la masa correspondiente al peso sísmico efectivo de la estructura por encima del Nivel Base para cada una de las direcciones de análisis. Del mismo modo, para el análisis se toman en cuenta los efectos de la torsión adicional de acuerdo al artículo 9.4.5.2 de la norma COVENIN 1756-1:2019, que considera una excentricidad para el centro de masas del 6% de la dimensión de la planta en dirección perpendicular a la de análisis.

- **Control de la fuerza cortante en la base**

La fuerza cortante en la base obtenida del Análisis Dinámico Elástico Espectral, según lo establecido en el artículo 9.5.3.1 de la norma COVENIN 1756-1:2019, será comparada con el valor de fuerza cortante obtenida mediante el Método de Análisis Estático Elástico, donde la comparación deberá efectuarse para ambas direcciones de análisis.

Se presenta a continuación el procedimiento para la determinación de la fuerza cortante en la base para el caso de la estructura 1 (8 niveles).

- Fuerza cortante en la base mediante el Método de Análisis Estático Elástico

$$V_o = \mu A_d W \quad \text{Ec- 3.1}$$

Donde,

- μ : Mayor de los valores dados por las fórmulas 9.4 y 9.5 del artículo 9.4.2

$$\mu_1 = 1,4 \left[\frac{8+9}{2*8+12} \right] = 0,850 \quad \text{Ec- 3.2}$$

$$\mu_2 = 0,80 + \frac{1}{20} \left[\frac{1,063}{0,30} - 1 \right] = 0,927 \quad \text{Ec- 3.3}$$

- A_d : Ordenada del espectro de respuesta inelástica para el período T definido en el artículo 9.4.3.3 (ecuación 9.8):

$$T_d = 0,07 * 24^{0,75} = 0,759 \text{ s} \quad \text{Ec- 3.4}$$

- W: Peso sísmico efectivo de la estructura calculado según el artículo 8.2.2 (CP+0,15CV)

Resultando:

$$V_o = 0,927 * 0,050 * 3.697,81 = 170,71 \text{ tonf}$$

- Fuerza cortante obtenida del análisis dinámico elástico espectral

Tabla 8. Fuerzas cortantes obtenidas del análisis dinámico elástico espectral

Vodx (tonf)	Vody (tonf)
172,68	172,68

Fuente: Elaboración propia

Se establece que cuando el valor de Vod sea menor que 0,85 Vo las fuerzas para el diseño de los elementos deberán ser corregidas.

Tabla 9. Comparación de los cortantes basales.

Vod (tonf)	0,85Vo (tonf)
172,68	145,11

Fuente: Elaboración propia

No se requiere corrección de las fuerzas de diseño ya que el valor de Vod resulta mayor que 0,85Vo.

- Cálculo del Coeficiente sísmico dinámico

El coeficiente sísmico dinámico “Cdin” (Ecuación 3.5) en cada dirección de análisis deberá ser comparado con el coeficiente sísmico mínimo “Cmin” (Ecuación 3.6) establecido en el artículo 9.2.2 de la Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes COVENIN 1756-1:2019. El Coeficiente dinámico no puede ser inferior al coeficiente mínimo, en caso de ser inferior las fuerzas de diseño deberán ser corregidas aplicando un factor de corrección.

Se tiene que el coeficiente dinámico:

$$C_{din} = \frac{Vod}{W} \quad \text{Ec- 3.5}$$

Donde

- Vod: Fuerza cortante en la base obtenida del análisis dinámico elástico espectral.
- W: Peso sísmico efectivo de la estructura calculado según el artículo 8.2.2 (CP+0,15CV)

Resultando:

$$C_{din} = \frac{172,68}{3.697,81} = 0,047$$

Por otra parte, se tiene que el coeficiente sísmico mínimo:

$$C_{min} = \frac{A_A}{R} \quad \text{Ec- 3.6}$$

Donde

- A_A : Coeficiente de la aceleración del terreno
- R: Factor de reducción de respuesta

Resultando:

$$C_{min} = \frac{0,435}{6} = 0,073$$

Dado que el coeficiente sísmico dinámico resulta menor al mínimo, las fuerzas de diseño deberán ser corregidas, haciendo uso del siguiente factor:

$$Factor\ de\ corrección = \frac{C_{min}}{C_{din}} = \frac{0,073}{0,047} = 1,552$$

En la Figura 19 se observa el caso de carga para el análisis dinámico elástico espectral con el factor de corrección aplicado para corregir las fuerzas de diseño.

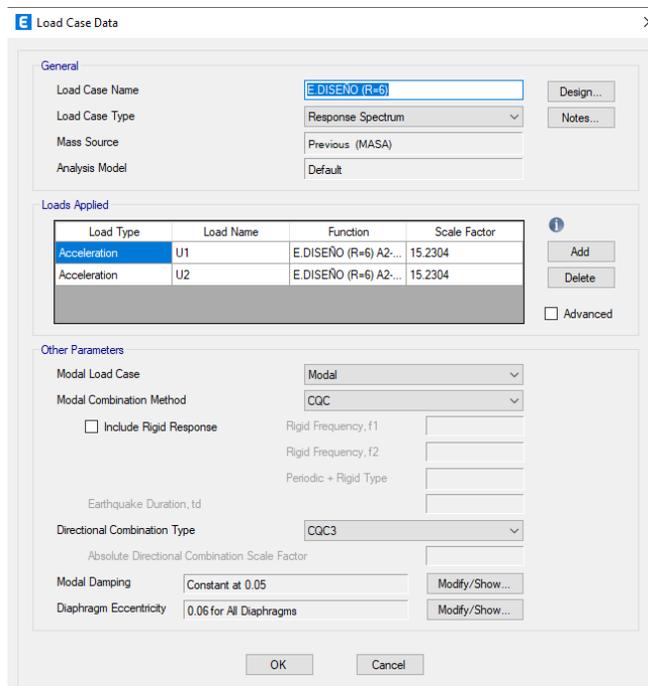


Figura 19. Creación de caso de carga correspondiente al análisis dinámico elástico espectral para la Estructura 1 (8 niveles).

Fuente: ETABS

3.3 Diseño de los miembros estructurales

El acero de refuerzo de las vigas y columnas se obtuvo de la envolvente con las solicitaciones sísmicas y gravitacionales para las combinaciones de cargas planteadas en la sección 3.1.3 del presente Trabajo Especial de Grado. Se realizó un análisis dinámico elástico espectral de acuerdo al capítulo 9.5.3 de la Norma Venezolana para Construcciones

Sismorresistentes COVENIN 1756-1:2019, a partir del cual se realizó el chequeo de las columnas y el diseño de las vigas según los criterios establecidos en el código ACI 318-19.

En la Figura 20 (a) y (b) se muestra la representación del pórtico 1 de cada una de las estructuras donde se pueden observar las dimensiones de las vigas y columnas utilizadas por piso.



Figura 20. Dimensiones de los elementos estructurales de cada estructura

Fuente: ETABS

En las Tablas 10 y 11 se presenta el área de acero longitudinal de las vigas de cada estructura obtenida del diseño en ETABS con su respectiva cuantía de acero de refuerzo longitudinal.

Tabla 10. Acero de refuerzo longitudinal colocado en las vigas de la Estructura 1.

Piso	Dimensiones (cm)	As superior (cm ²)	As inferior (cm ²)	Cuantía de acero %	
				Superior	Inferior
1 al 5	60x70	14,00	14,00	0,33	0,33
6 al 8	50x60	11,00	10,00	0,37	0,33

Fuente: Elaboración propia

Tabla 11. Acero de refuerzo longitudinal colocado en las vigas de la Estructura 2.

Piso	Dimensiones (cm)	As superior (cm ²)	As inferior (cm ²)	Cuantía de acero %	
				Superior	Inferior
1 al 5	30x50	13,00	8,00	0,86	0,53

Fuente: Elaboración propia

En las Tablas 12 y 13 se presenta el área de acero longitudinal de las columnas de cada una de las estructuras y su respectiva cuantía de acero. Para el caso de las columnas se le pide al programa ETABS que realice el chequeo de las mismas en función de la cantidad de acero colocada, verificando que no se excedan los valores de los factores de interacción (Column P-M-M Interaction Ratios), ya que de sobrepasarse las columnas podrían presentar fallas por capacidad.

Tabla 12. Acero de refuerzo longitudinal y cuantía de acero en columnas de la Estructura 1.

Piso	Dimensiones (cm)	As (cm ²)	Cuantía de acero %
1 al 2	90x90	183,48	2,27
3 al 6	85x85	163,10	2,26
7 al 8	75x75	92,90	1,65

Fuente: Elaboración propia

Tabla 13. Área de acero longitudinal y cuantía de acero en columnas de la Estructura 2.

Piso	Dimensiones (cm)	As (cm²)	Cuantía de acero %
1 al 5	50x50	92,90	3,72

Fuente: Elaboración propia

3.4 Incorporación de los efectos inelásticos en el modelo

Para evaluar el comportamiento de las estructuras dentro del rango no lineal se definen rótulas plásticas tanto en las vigas como en las columnas en el modelo estructural correspondiente a cada estructura, las cuales se generan en zonas específicas a lo largo de la longitud libre del elemento.

3.4.1 Asignación de rótulas plásticas en vigas

Las propiedades de las rótulas plásticas en las vigas se asignan tomando en cuenta que se caracterizan por ser elementos controlados por flexión, para ello en la definición de las rótulas en ETABS se selecciona como grado de libertad “M3”, así el valor de corte será tomado de una combinación de carga que incluye los efectos de la carga muerta, carga variable y el sismo horizontal, así como la cuantía de acero que será tomada del diseño. Los criterios de aceptación de las rótulas plásticas fueron tomados de la tabla 10-7 de la ASCE 41-13.

En las figuras 21 y 22 se muestra la definición de los parámetros para la definición de rótulas en vigas y las propiedades de las rótulas para el modelo de histéresis “Takeda”.

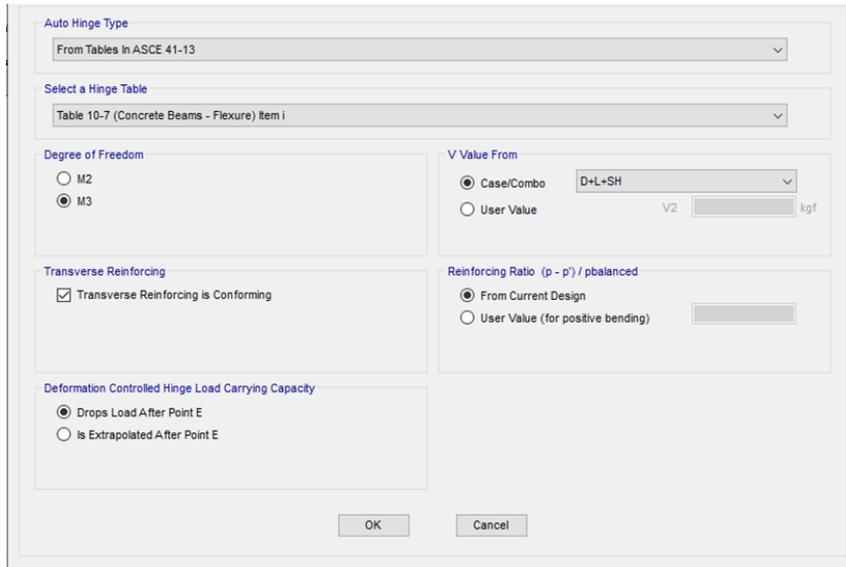


Figura 21. Definición de rótulas plásticas en vigas.

Fuente: ETABS

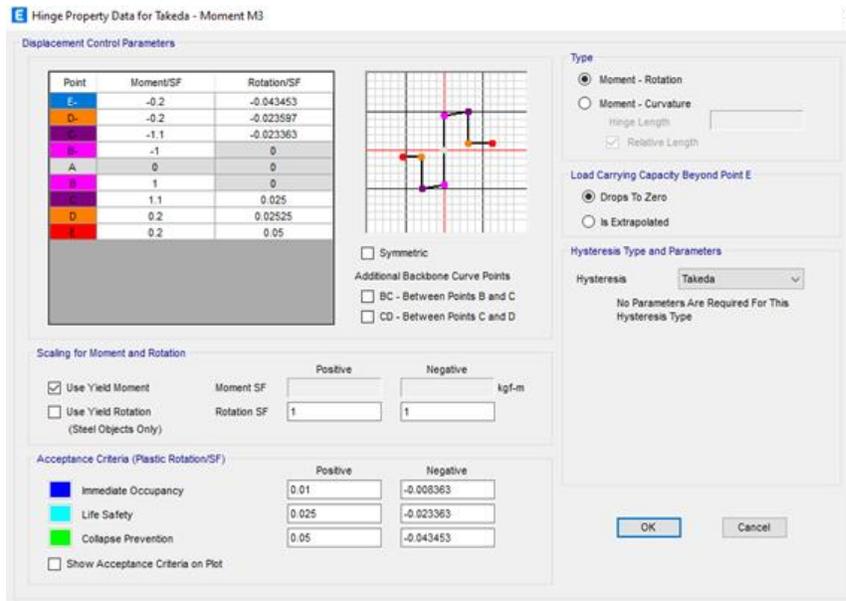


Figura 22. Propiedades de las rótulas plásticas en vigas para el modelo de histéresis "Takeda".

Fuente: ETABS

3.4.2 Asignación de rótulas plásticas en columnas

En la Figura 23 se muestra la definición de las rótulas plásticas para columnas que se realiza tomando en cuenta que son elementos donde predominan los efectos de flexión y carga axial, es decir, que el elemento trabaja a flexo-compresión, así que para la definición en ETABS se selecciona como grado de libertad “P-M2-M3”, indicando el valor de la cuantía de acero transversal de cálculo y tomando la condición “i” (condición de falla por flexión). Los criterios de aceptación de las rótulas plásticas fueron tomados de la tabla 10-8 de la ASCE 41-13.

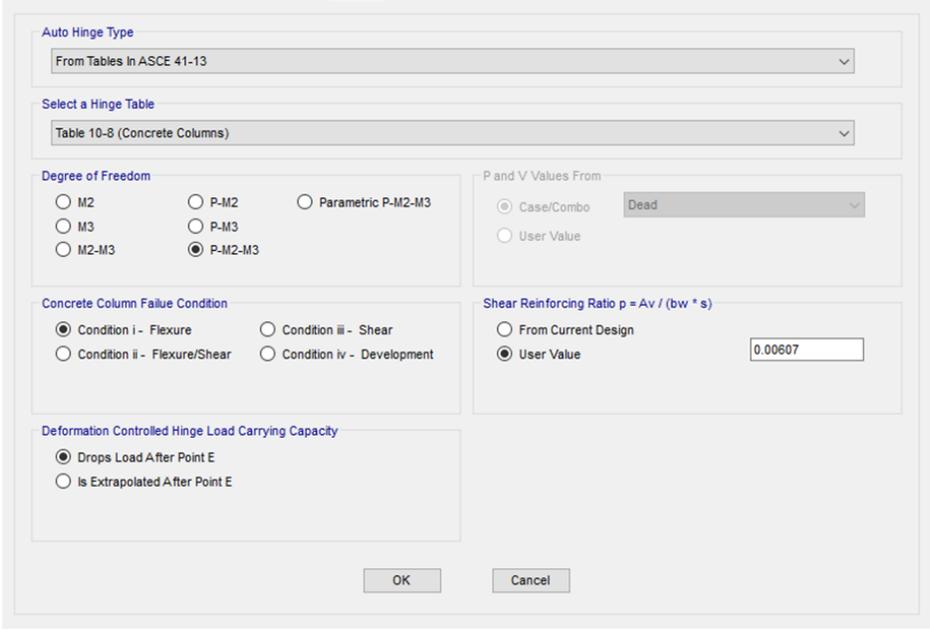


Figura 23. Definición de rótulas plásticas en columnas.

Fuente: ETABS

3.5 Análisis Estático Inelástico para los diferentes casos sísmicos

Para el análisis estático inelástico “Pushover” de las estructuras se aplican cargas laterales estáticas monotónicas a cada una de ellas, las cuales van aumentando de forma incremental hasta que se alcance un límite preestablecido. Existen varios criterios para predecir el punto donde una estructura se puede volver inestable, sin embargo, para la realización del análisis Pushover se estableció un límite de control donde la estructura alcanzará un desplazamiento lateral máximo que será equivalente al 4% de la altura total del edificio.

Para llevar a cabo el análisis en el software ETABS primero fue necesario la creación de dos casos de carga, el primero corresponde al caso gravitacional no lineal (CGNL) para poder capturar el efecto de las cargas de gravedad sobre la estructura (permanentes y variables) e iniciar el proceso de cargas laterales a partir de este efecto. La importancia de incorporar la carga gravitacional no lineal se debe a que la estructura ya presentará deformaciones debido a la acción de las cargas gravitacionales ejercidas sobre ella antes de ser sometida a la acción sísmica. Y el segundo corresponde propiamente al caso de carga “Pushover” que incluye el efecto de las cargas laterales. Es importante mencionar que en el programa se definen cada uno de estos casos de carga para cada dirección de análisis (X, Y).

3.5.1 Definición del caso de carga gravitacional no lineal (CGNL)

Como su nombre lo indica este caso de carga corresponde a un tipo de carga estático no lineal que parte de una condición inicial cero, con patrones de carga corresponden al 100% de la carga permanente (CP) y al 15% de la carga variable (CV) como se indica en la Figura 24.

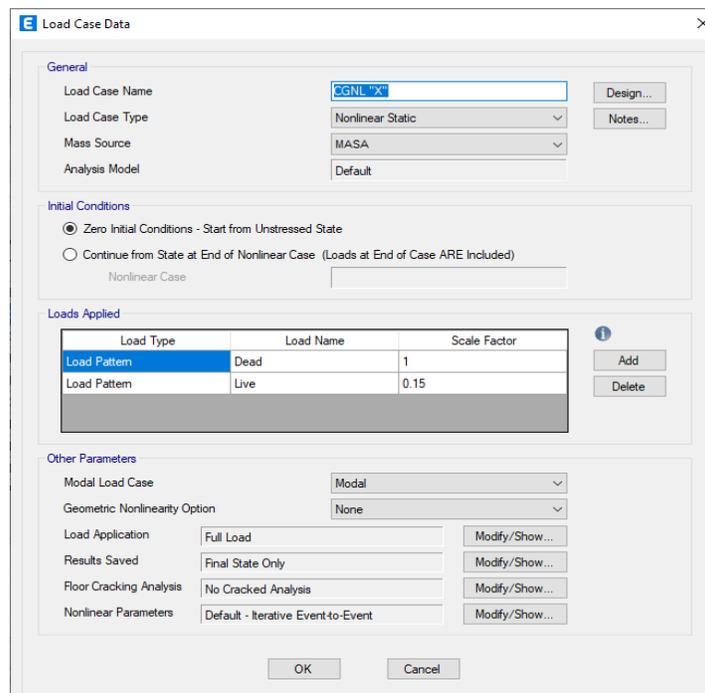


Figura 24. Caso de carga gravitacional no lineal en la dirección "X"

Fuente: ETABS

3.5.2 Definición de los casos de carga Pushover en ambas direcciones

Este tipo de carga corresponde a un caso de carga “estático no lineal”, parte del estado de carga gravitacional no lineal (CGNL) definido anteriormente. El tipo de carga lateral se puede aplicar de dos maneras, la primera por medio de la aceleración, especificando en qué dirección se desea aplicar U1 (dirección x) o U2 (dirección y), y la segunda basándose en los modos de vibración que para ello hay que determinar según el análisis modal a qué modo corresponde la traslación en X y Y.

Para el análisis Pushover realizado en este Trabajo Especial de Grado se tomó el caso de carga en función a los modos de vibración. Del análisis modal de cada una de las estructuras se obtuvo que el primer modo de vibración corresponde a la traslación en “X”, por lo que para el análisis Pushover en dicha dirección se utilizó el modo 1, mientras que para el análisis en la dirección “Y” se utilizó el modo 2 correspondiente a la traslación en “Y”.

Como se indica en las Figuras 25 y 26, la aplicación de la carga lateral será por control de desplazamiento, para ello se fija un nodo de control en el último nivel de ambas estructuras, tomando para ambas direcciones (X, Y) el nodo 1 y especificando para cada dirección de análisis el grado de libertad que le corresponde (U1 o U2). Como se mencionó anteriormente se estableció un límite de control de desplazamiento equivalente al 4% de la altura total del edificio, resultando 960 mm para la Estructura 1 y 600 mm para la Estructura 2.

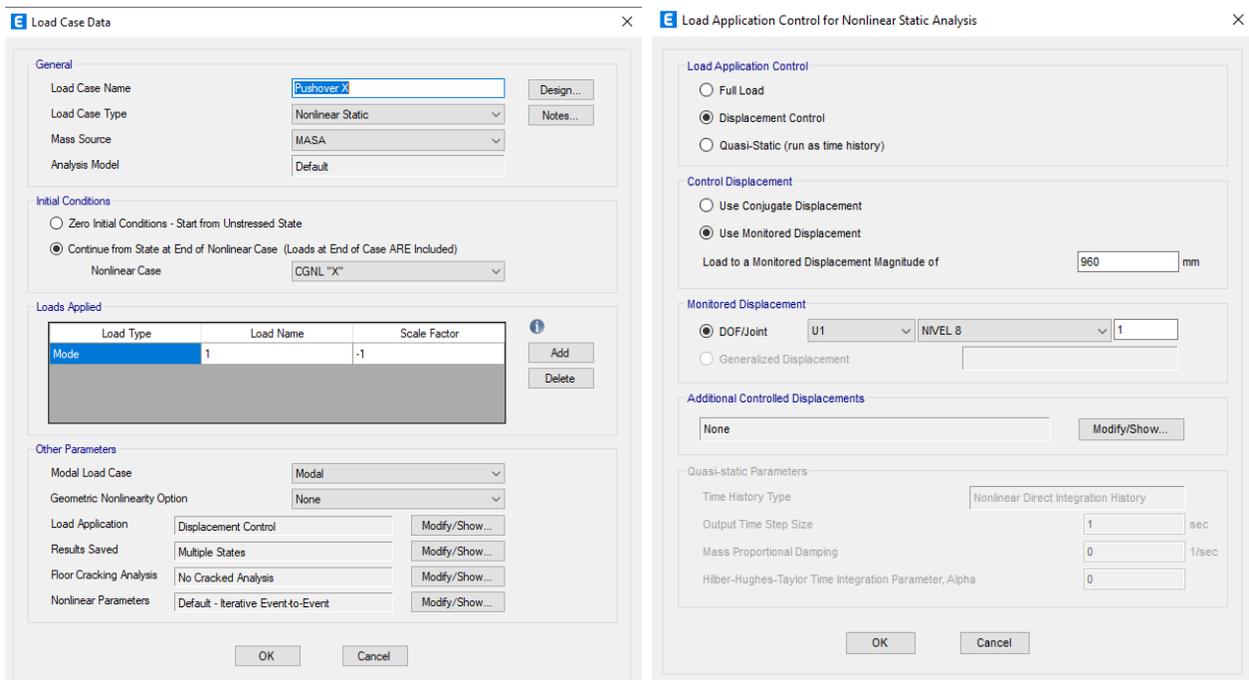


Figura 25. Caso de carga Pushover "X" para la Estructura 1.

Fuente: ETABS

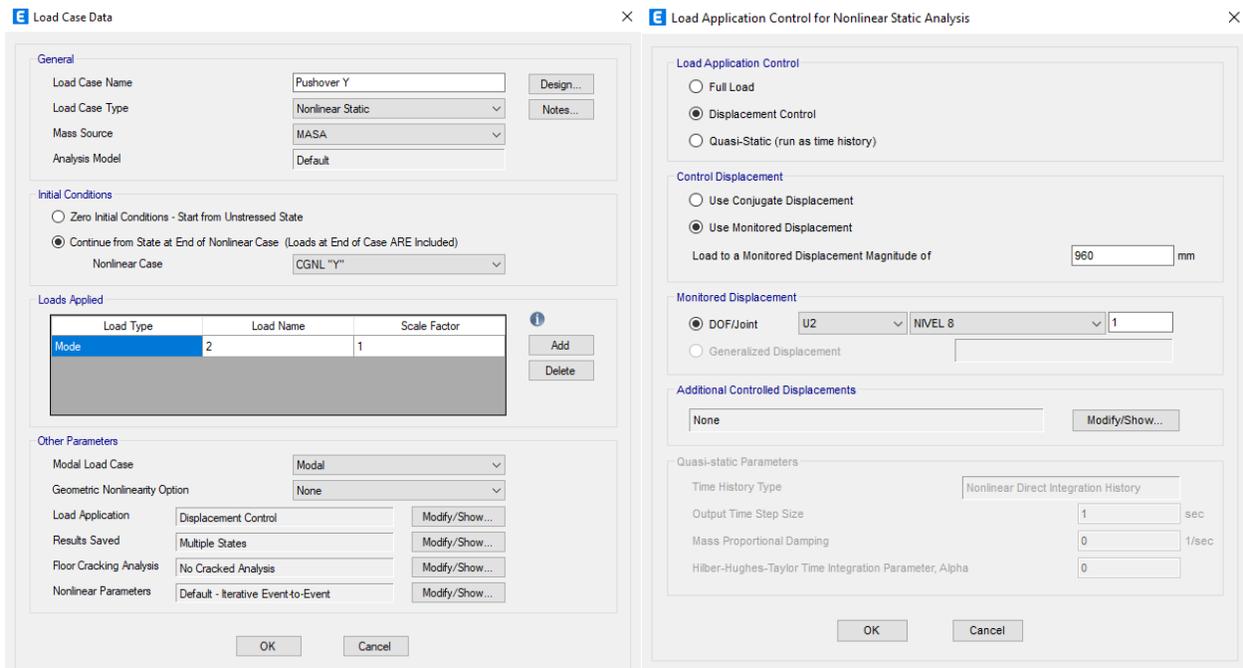


Figura 26. Caso de carga Pushover "Y" para la Estructura 1.

Fuente: ETABS

Posteriormente se definen los parámetros de salida del análisis donde se establece el número mínimo y máximo de pasos en que se quiere analizar la estructura. Esto es relevante ya que al definir un número de pasos muy pequeños puede darse el caso que la curva de capacidad no se grafique adecuadamente, por otra parte, si el número de pasos definidos es muy alto la ejecución del análisis podría consumir mucho tiempo. Como se observa en la Figura 27, se ha definido un número mínimo de 100 pasos y 200 pasos como máximo, seleccionando la opción de “Multiple States” para poder apreciar los posibles mecanismos de falla que se presenten en la estructura.

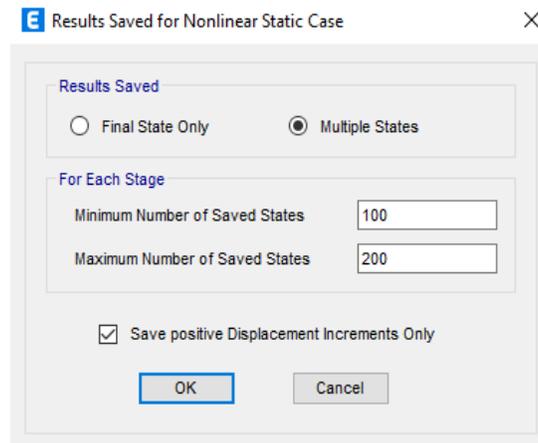


Figura 27. Parámetros de salida del análisis Pushover.

Fuente: ETABS

3.6 Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo para los diferentes casos sísmicos

3.6.1 Selección de movimientos sísmicos para la generación de acelerogramas sintéticos

Para la selección de los movimientos sísmicos que serán utilizados en la aplicación del método dinámico inelástico de respuesta en el tiempo, la norma ASCE 7-16 en su capítulo 16.2.2 establece que se deben considerar un grupo de no menos 11 registros de movimientos sísmicos, donde cada movimiento sísmico consiste en un par de acelerogramas correspondientes a las dos componentes horizontales ortogonales. Debido a la exigencia computacional que demanda el software ETABS para este tipo de análisis, se decidió trabajar con 4 movimientos sísmicos pertenecientes a la base de datos del PEER. La selección de los registros acelerográficos se realizó tomando en cuenta parámetros como tipo de falla, magnitud y velocidad promedio de las ondas de corte en los 30 metros superiores del sitio (V_{s30}). De tal forma que los registros seleccionados fueron los que mejor se ajustaron a los parámetros mencionados anteriormente, y al mismo tiempo porque presentaron valores de pseudo aceleración pico del terreno cercanos a 0.30g, coincidiendo así con el valor máximo esperado para la zona de Caracas según los mapas de zonificación sísmica presentados en la norma COVENIN 1756-1:2019. Además, es importante destacar que antes de hacer uso de estos registros, es necesario llevar a cabo una

validación y calibración de los mismos con los espectros objetivos (espectros de respuesta elástica) para así garantizar confiabilidad y precisión en el análisis a ejecutar.

A continuación, se presentan los 4 movimientos sísmicos que sirvieron de esqueleto para la generación de los acelerogramas sintéticos con cada uno de los sismos en estudio (diseño, frecuente y extremo) creados a partir del espectro de respuesta elástica correspondiente a cada uno de ellos (espectro objetivo). Es importante mencionar que la generación de acelerogramas sintéticos se debe a que no se dispone de información relativa a registros acelerográficos ocurridos en Venezuela.

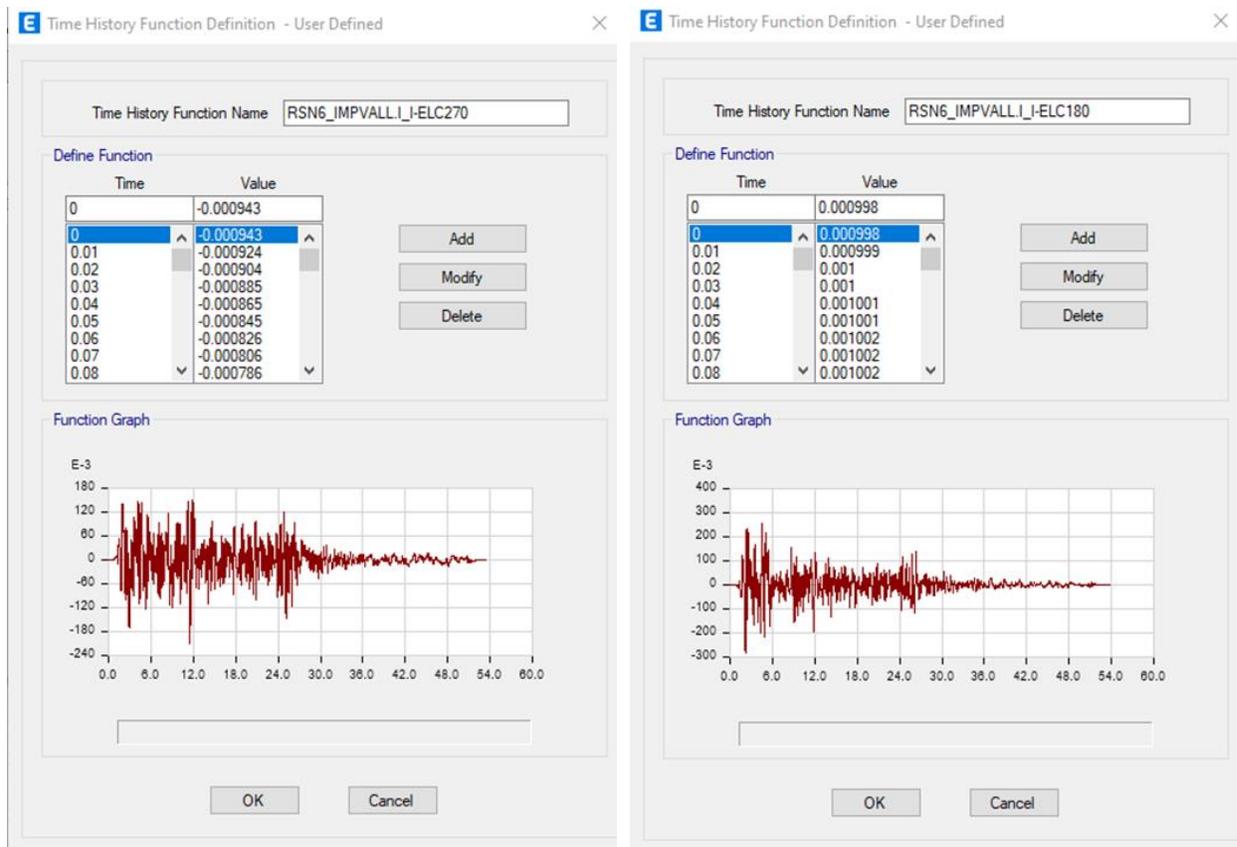


Figura 28. Registros acelerográficos de las componentes NS y EO del sismo de Imperial Valley (el centro), Estados Unidos 1940.

Fuente: Base de datos del PEER

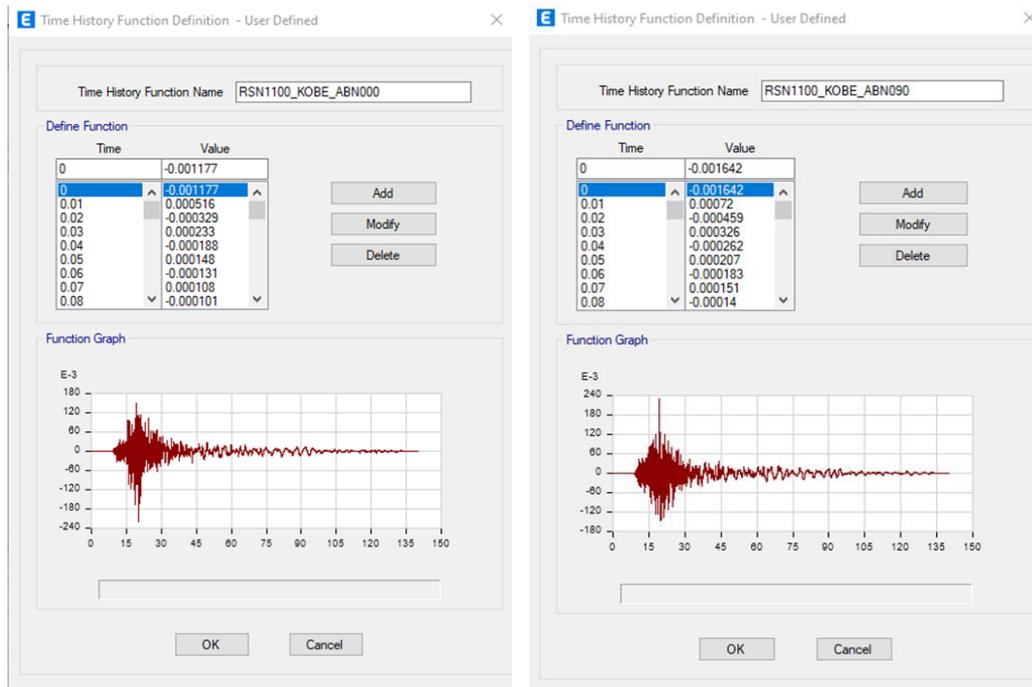


Figura 29. Registros acelerográficos de las componentes NS y EO del sismo de Kobe, Japón 1995.

Fuente: Base de datos del PEER

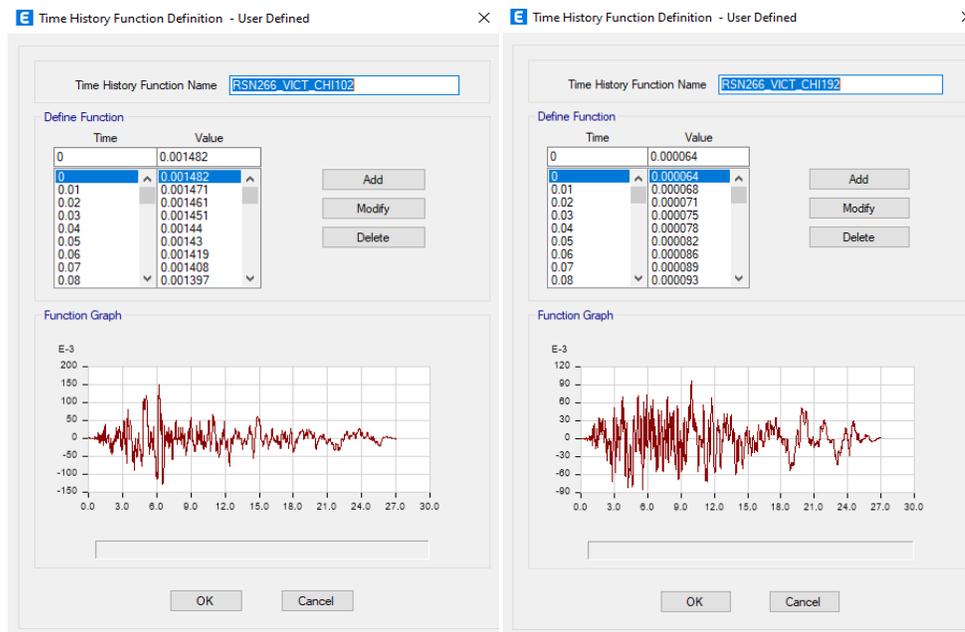


Figura 30. Registros acelerográficos de las componentes NS y EO del sismo de Victoria, México 1980.

Fuente: Base de datos del PEER

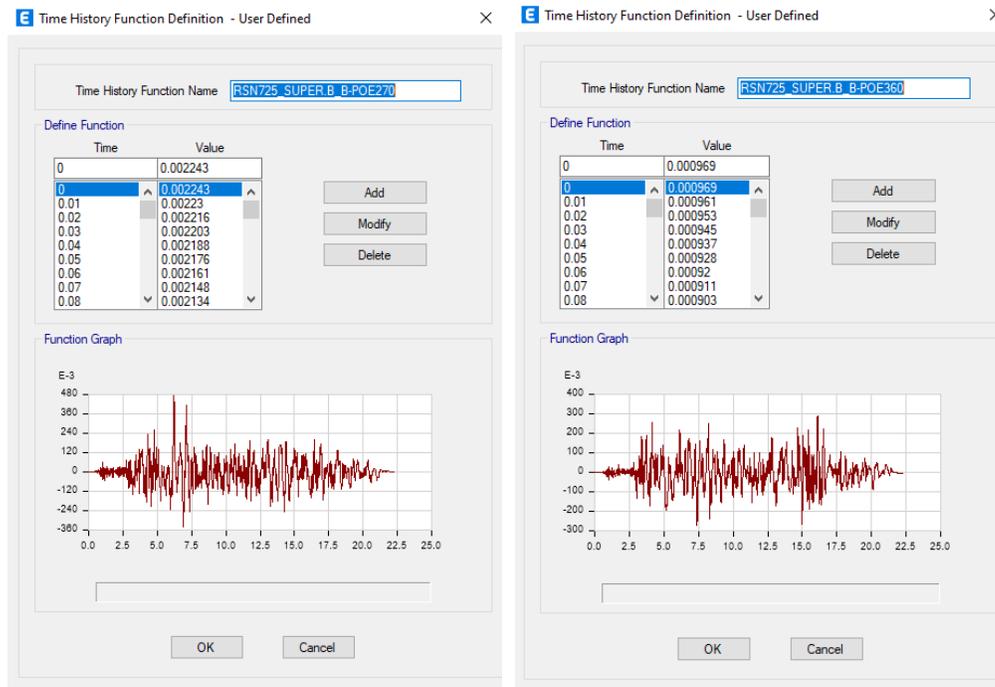


Figura 31. Registros acelerográficos de las componentes NS y EO del sismo de Superstition Hills, Estados Unidos 1987.

Fuente: Base de datos del PEER

3.6.2 Acelerogramas sintéticos generados en el software Seismomatch

Para obtener los diferentes acelerogramas sintéticos necesarios para el análisis dinámico inelástico de respuesta en el tiempo se procede a utilizar el software Seismomatch, capaz de ajustar acelerogramas de sismos para que coincidan con un espectro de respuesta objetivo específico, en este caso los espectros de respuesta elástica generados según lo establecido en la Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes COVENIN 1756-1:2019, para cada tipo de amenaza sísmica. Una vez que se haya cargado cada acelerograma en el programa y se establezca el espectro de respuesta objetivo según sea el caso, se procede a definir el algoritmo de coincidencia espectral ajustando el rango del período con un valor mínimo y máximo, y a su vez un valor de tolerancia de un 5% como se puede apreciar en la Figura 32. El valor de tolerancia bajo se establece con el fin de que el acelerograma y el espectro objetivo puedan coincidir de manera más precisa. Así, luego de definir los parámetros antes mencionados, se

lleva a cabo la coincidencia espectral obteniendo información del proceso para que exista una convergencia en la compatibilidad deseada como lo muestra la Figura 33. Este procedimiento es aplicado de la misma forma para cada caso de estudio, incluyendo el cambio de clase de sitio.

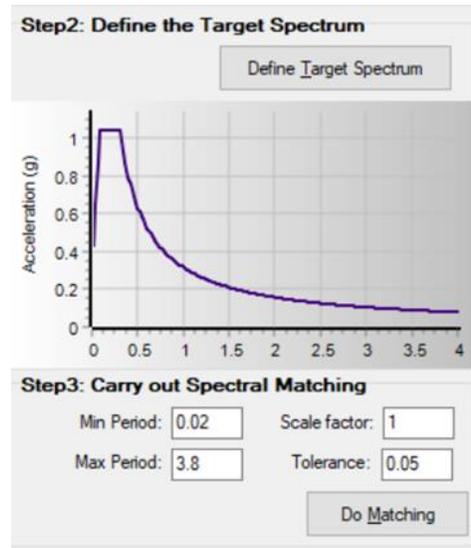


Figura 32. Definición de parámetros para obtener el acelerograma sintético a partir de un espectro de respuesta objetivo, nivel sísmico de Diseño.

Fuente: Seismomatch

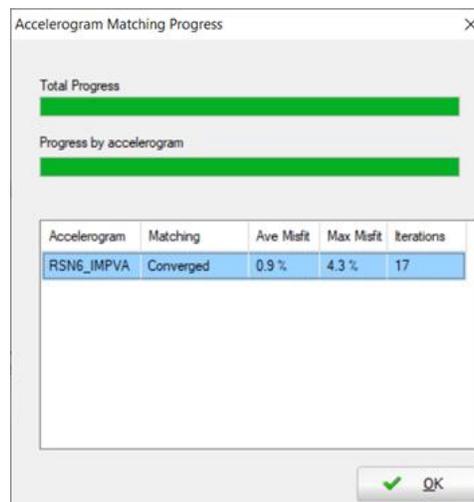


Figura 33. Resultados del proceso de coincidencia del acelerograma y espectro de respuesta objetivo.

Fuente: Seismomatch

A modo de ejemplo, en las Figuras 34 y 35 se presentan los acelerogramas sintéticos resultantes que utilizan como esqueleto el sismo de Imperial Valley (el centro) y cuyo espectro objetivo corresponde al espectro de respuesta elástica para el sismo de diseño.

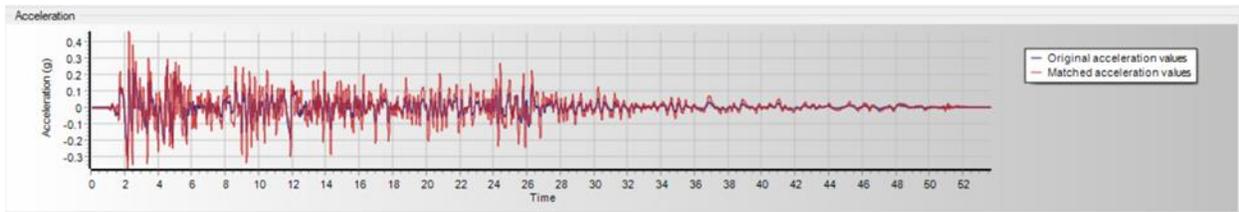


Figura 34. Acelerograma sintético de la componente NS del sismo de Imperial Valley (el centro), Estados Unidos 1940.

Fuente: Seismomatch

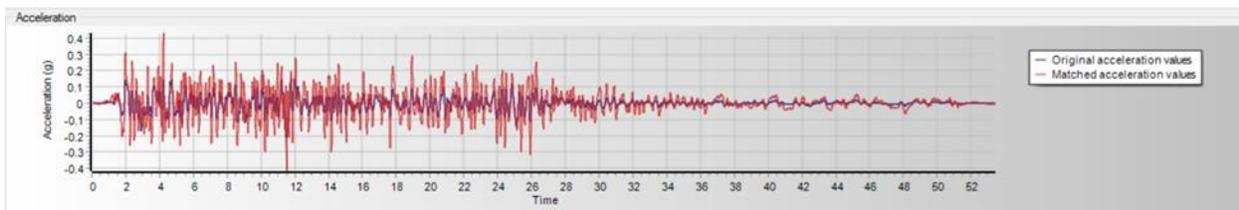


Figura 35. Acelerograma sintético de la componente EO del sismo de Imperial Valley (el centro), Estados Unidos 1940.

Fuente: Seismomatch

La data de todos los acelerogramas sintéticos generados es exportada mediante un archivo .txt para luego ser cargada en el programa ETABS como se muestra en la Figura 36.

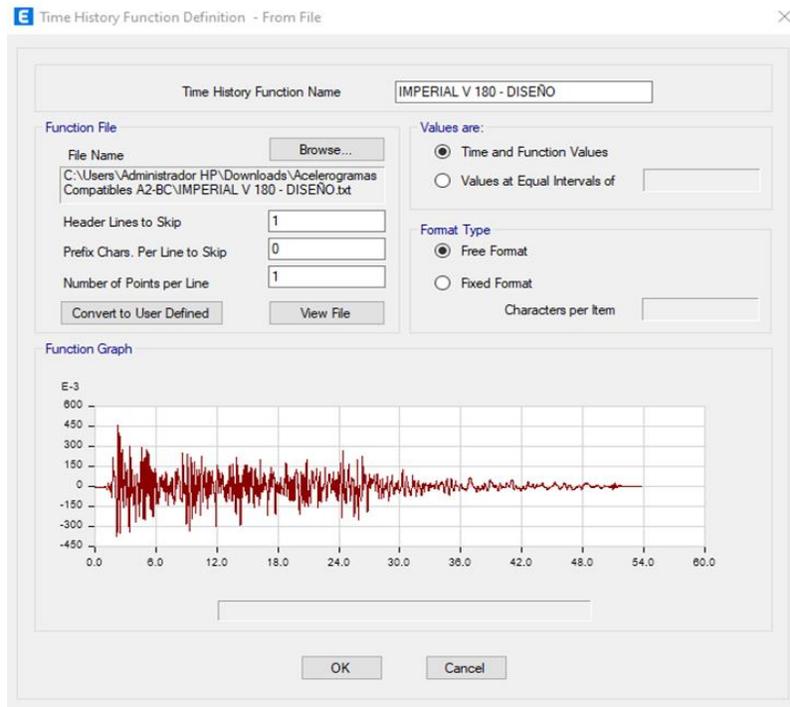


Figura 36. Definición de acelerogramas.

Fuente: ETABS

3.6.3 Definición de los casos de carga para el Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo

El software ETABS presenta dos formas para la aplicación de los análisis dinámicos inelásticos de respuesta en el tiempo, la primera conocida como Fast Nonlinear Analysis (FNA) o en español Análisis No lineal Rápido y la segunda como Integración directa no lineal. Según la empresa desarrolladora del programa (Computers and Structures, Inc.), debido a su procesamiento computacional eficiente en cuanto a tiempo de ejecución, FNA es un método modal muy adecuado para llevar a cabo un análisis inelástico de respuesta en el tiempo, siendo este el método de solución aplicado en el presente trabajo.

Para la aplicación del método FNA se recomienda el uso de los vectores Ritz para el análisis modal, tomando en cuenta que estos resultan ser más eficientes y ampliamente utilizados para los análisis dinámicos ya que convergen con mayor rapidez y de manera más uniforme que los vectores Eigen. En la Figura 37 se presenta la definición del caso modal con el uso de

vectores Ritz, indicando el mínimo y máximo número de modos necesarios para que la sumatoria de las masas participativas en cada una de las direcciones de análisis exceda el 90% de la masa correspondiente al peso sísmico efectivo de la edificación.

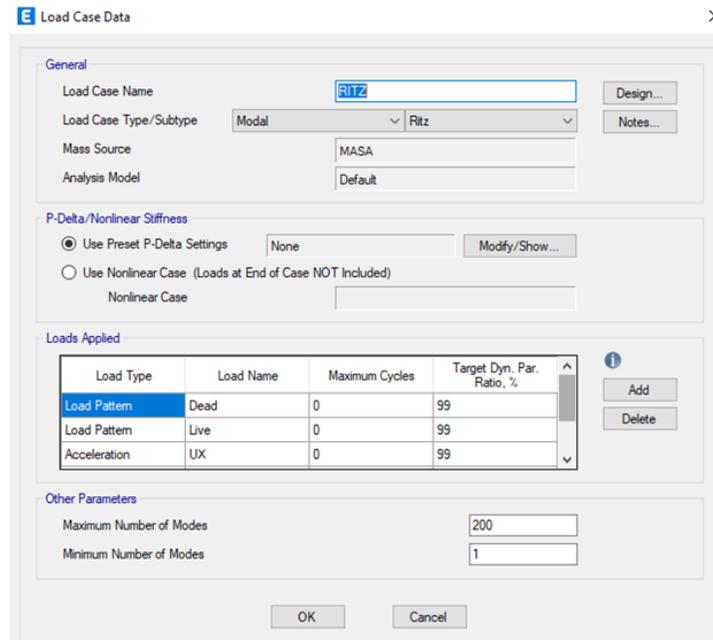


Figura 37. Definición del caso modal para el método FNA utilizando vectores Ritz

Fuente: ETABS

Al igual que en el análisis estático no lineal, para la creación de los casos de carga se parte de un caso de carga gravitacional no lineal para poder tomar en cuenta el efecto de la carga permanente y variable que actúan sobre la estructura. Las cargas son aplicadas de forma quasi-estática y con un amortiguamiento elevado (0,99 según recomendaciones del CSI), para ello se define una función tiempo-historia de tipo rampa que aumente linealmente de cero a uno durante un período de tiempo largo en comparación al primer período de la estructura.

Para la función tipo rampa se siguió la recomendación de la empresa desarrolladora del programa (CSI) de tomar un período largo de aproximadamente 20 veces el período de la estructura, obteniéndose una función rampa de 22 segundos para la *Estructura 1* como se observa en la Figura 38. El mismo criterio para definir la función rampa es utilizado para la *Estructura 2* y para el caso de estudio donde se presenta una variación en la clase de sitio.

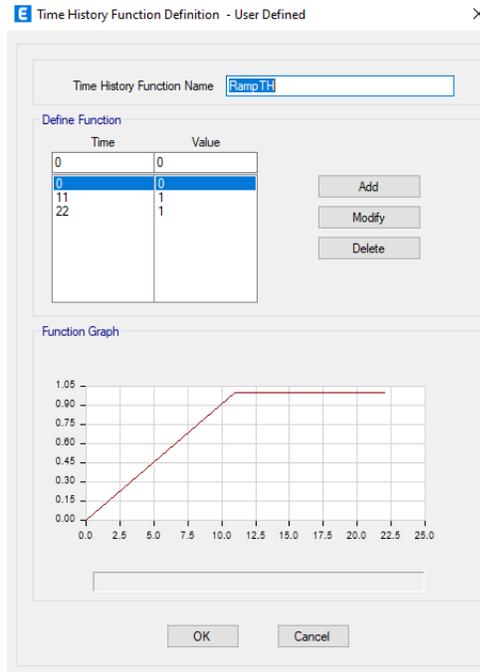


Figura 38. Definición de la función tiempo-historia de tipo rampa para la Estructura 1

Fuente: ETABS

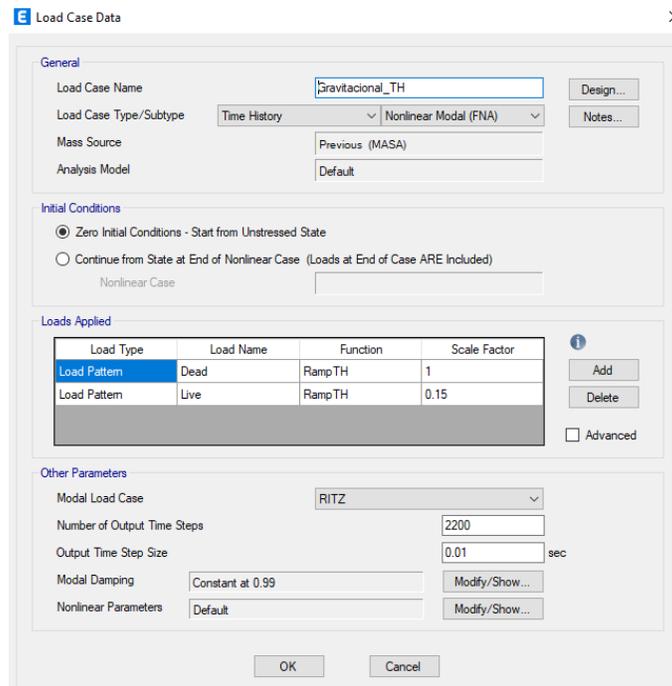


Figura 39. Definición de caso gravitacional no lineal (FNA).

Fuente: ETABS

Luego, se definen todos los casos de carga correspondiente a cada uno de los sismos en estudio (diseño, frecuente y extremo). En la Figura 40, se observa que para la definición de cada caso de carga se parte del caso de carga gravitacional no lineal, las cargas aplicadas corresponden al par de acelerogramas correspondientes a las dos componentes horizontales ortogonales (U1 y U2) y se utiliza el método de análisis modal con vectores Ritz. El número de pasos y la duración se tomó en función a la fase intensa de cada acelerograma, debido a la cantidad de datos que posee cada uno.

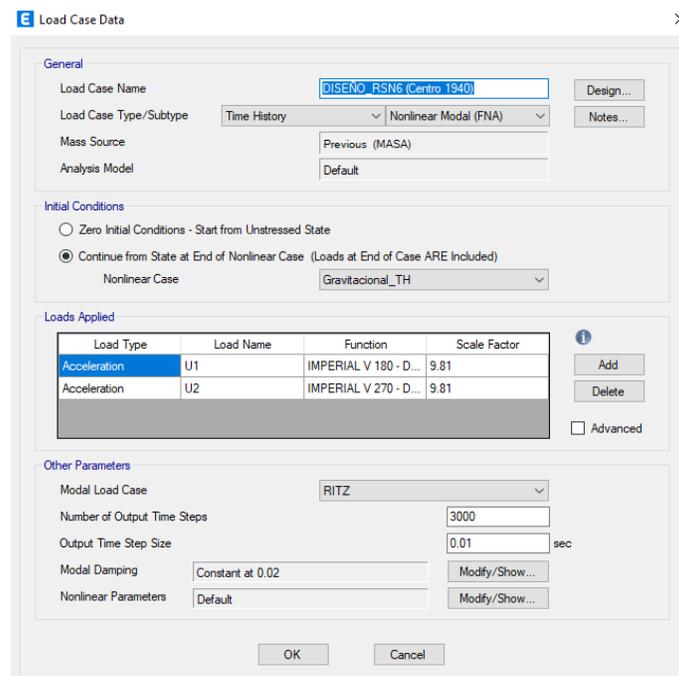


Figura 40. Ejemplo de definición de caso de carga para el análisis dinámico inelástico de respuesta en el tiempo.

Fuente: ETABS

Finalmente, es importante resaltar que los procedimientos descritos para los dos métodos de análisis desarrollados en el presente Trabajo Especial de Grado se realizaron de igual forma para ambas estructuras y así como para la variación de la clase de sitio.

CAPÍTULO IV – RESULTADOS Y ANÁLISIS

4.1 Resultados del Análisis Estático Inelástico para los diferentes casos sísmicos

- Curva de capacidad de la Estructura 1

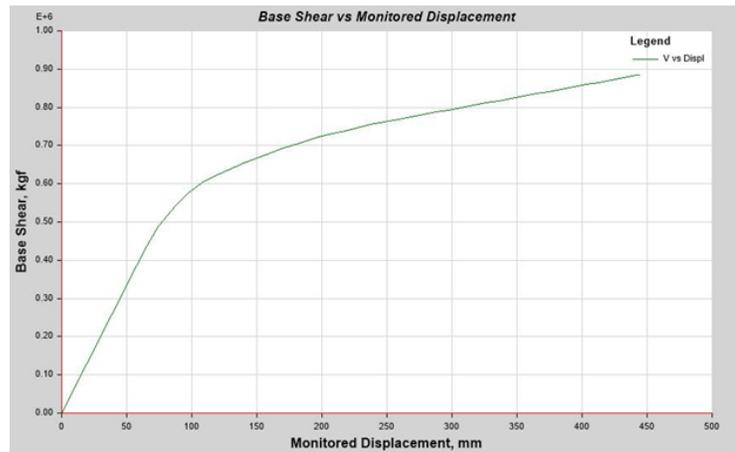


Figura 41. Curva de capacidad Pushover “X” y “Y” para la Estructura 1.

Fuente: ETABS

En la Figura 41, se presenta la curva de capacidad para ambas direcciones de análisis, debido a la simetría que presenta la estructura no existe una variación notable entre ambas curvas. La curva presenta un primer tramo que representa el comportamiento elástico de la estructura, el cual se mantiene hasta un desplazamiento aproximado de 74 mm en ambas direcciones de análisis, y un segundo tramo donde la estructura entra en el rango inelástico, hasta alcanzar un desplazamiento de 444,20 mm y un cortante basal de 885,22 tonf.

- Curva de capacidad de la Estructura 2

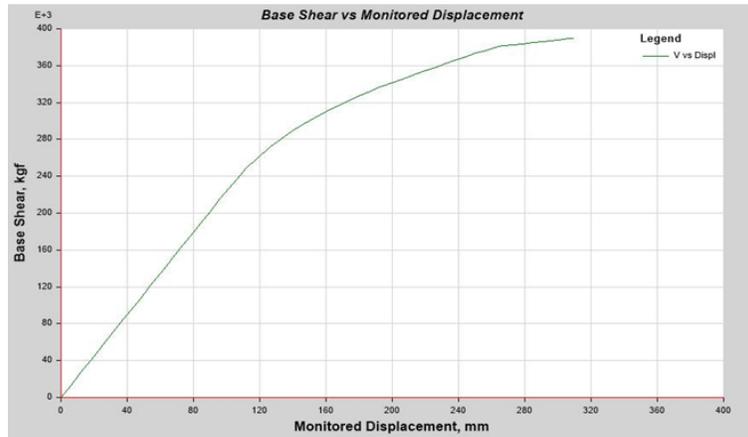


Figura 42. Curva de capacidad Pushover "X" para la Estructura 2.

Fuente: ETABS

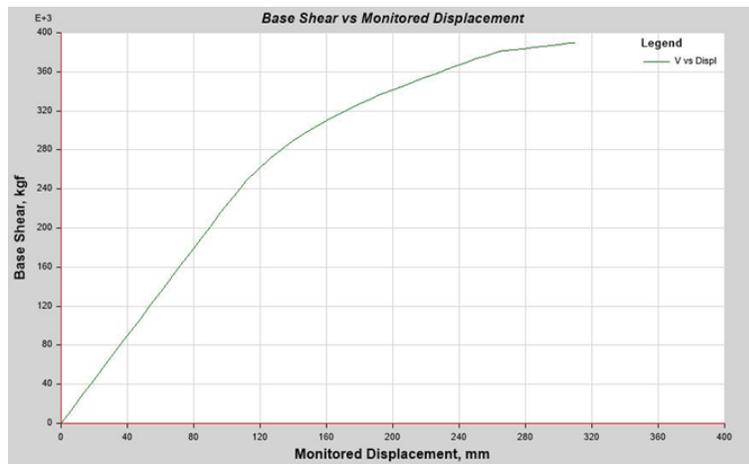


Figura 43. Curva de capacidad Pushover "Y" para la Estructura 2.

Fuente: ETABS

En las Figuras 42 y 43, se presentan las curvas de capacidad de la Estructura 2 para ambas direcciones de análisis, observándose que de igual forma que en la Estructura 1, al presentar simetría en ambas direcciones, existe una variación mínima entre ambas curvas. El comportamiento elástico de la estructura se mantiene hasta alcanzar un desplazamiento de 112 mm, a partir de este momento comienza el comportamiento inelástico hasta alcanzar un desplazamiento en la dirección X de 309,46 mm y un cortante basal de 389,82 tonf , por otra

parte en la dirección Y existe un desplazamiento de 309,55 mm y un cortante basal de 389,84 tonf.

- **Punto de desempeño según el nivel de amenaza sísmica**

Para la obtención del punto de desempeño de cada estructura en cada una de las direcciones de análisis se utilizó como demanda sísmica el espectro de respuesta elástica asociado a cada uno de los 3 niveles de amenaza sísmica evaluados en este trabajo. A modo de ejemplo, se presenta gráficamente la obtención del punto de desempeño para uno de los casos utilizando el método de la FEMA 440 EL.

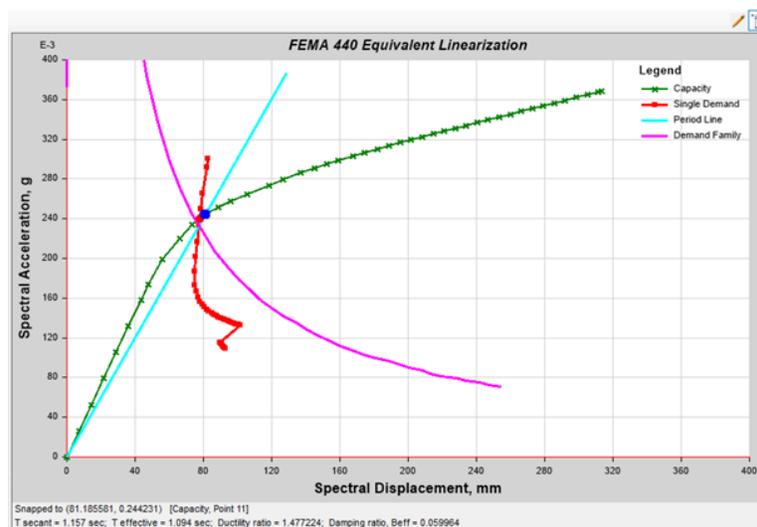


Figura 44. Ejemplo de obtención del punto de desempeño para Pushover en “X” de la Estructura 1 por el método FEMA 440 EL utilizando como espectro de demanda el sismo de diseño.

Fuente: ETABS

Es importante mencionar que para el sismo frecuente no se obtuvo el punto de desempeño de cada estructura ya que no existe convergencia entre el espectro de capacidad y el espectro de demanda sísmica, que en este caso sería el espectro de respuesta elástica para el sismo frecuente. En la Figura 45, se observa uno de los casos donde se puede evidenciar la no convergencia entre ambas curvas.

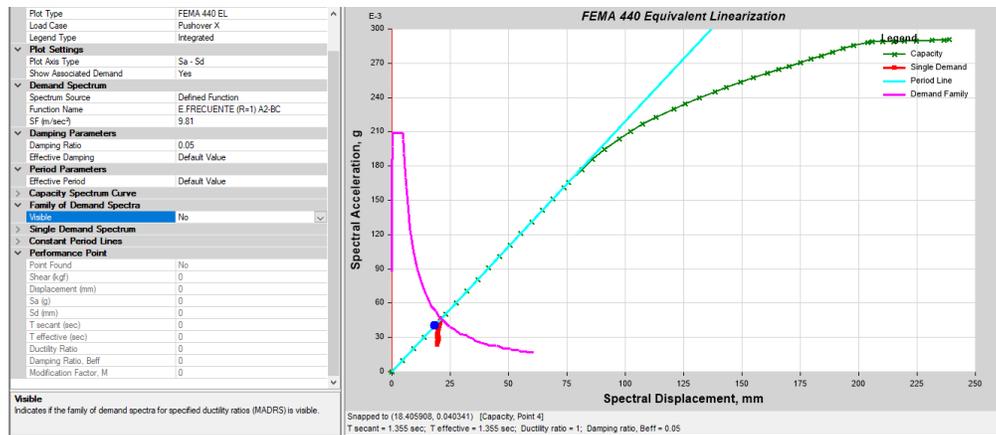


Figura 45. Curva Pushover en la dirección “X” para el sismo frecuente utilizando el método de Linealización equivalente - FEMA 440, (Estructura 1).

Fuente: ETABS

4.1.1 Verificación del método Pushover para cada una de las estructuras

A continuación, se presentan los chequeos establecidos por la ASCE 41-13 para verificar la aplicabilidad del método Pushover en cada una de las estructuras.

1. Comparación del $\mu_{strength}$ con el μ_{max}

El valor de $\mu_{strength}$ Se obtiene directamente de ETABS, este relaciona la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de límite elástico, siendo así una medida del grado de no linealidad. Por otra parte, μ_{max} Es una medida de la degradación del sistema, y se obtiene del cociente entre el desplazamiento para el punto de desempeño y el desplazamiento correspondiente a la fuerza cortante de cedencia.

A modo de ejemplo, se presentará la verificación para el caso correspondiente a la evaluación del Pushover en “X” para el sismo de diseño.

De la Figura 46 se obtienen los siguientes valores:

- $\mu_{strength} = 2,239$
- $\Delta_y = 73,97 \text{ mm}$
- $\Delta_d = 108,51 \text{ mm}$ (desplazamiento para el punto de desempeño)

Por lo tanto,

$$\mu_{max} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} = \frac{108,51}{73,97} = 1,47 \quad \text{Ec- 4.1}$$

En relación a los valores obtenidos, el valor de $\mu_{strength}$ resulta mayor que el μ_{max} , por lo tanto, no se cumple con la primera verificación establecida por la ASCE 41-13.

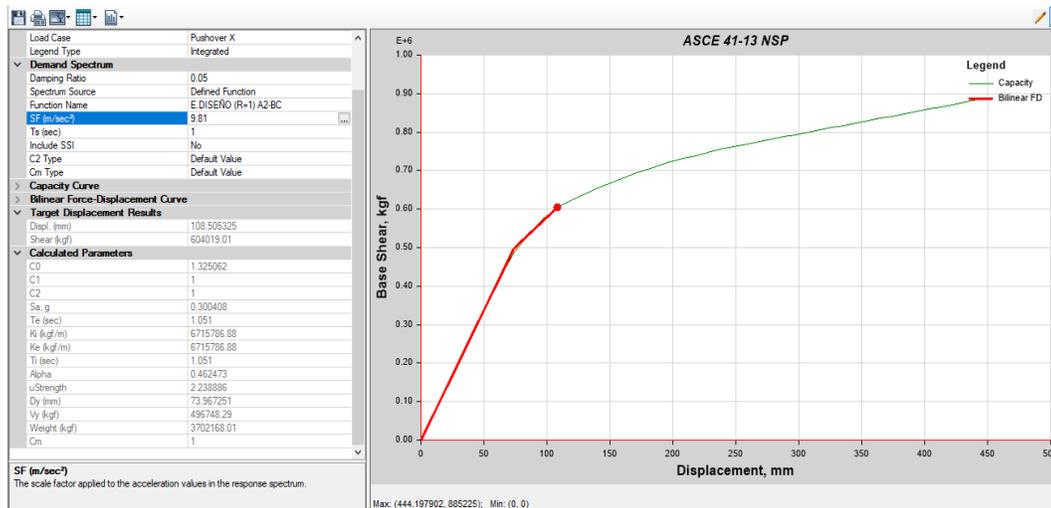


Figura 46. Ejemplo de obtención del punto de desempeño para Pushover en “X” de la Estructura 1 por el método ASCE 41-13 NSP utilizando como espectro de demanda el sismo de diseño.

Fuente: ETABS

2. Verificación de los efectos de los modos de participación superiores

De acuerdo a los resultados obtenidos en la Tabla 14, se observa que los cortantes por piso del primer análisis correspondiente al caso modal 1 que involucra el 90% de las masas participativas (modo 8), supera el 130% del cortante por piso obtenidos del caso modal 2 que considera el primer modo de vibración, por lo tanto, los efectos de los modos de participación superiores son significativos.

Al no cumplir con los chequeos en ambas estructuras, según la ASCE 41-13 no sería recomendable aplicar el método, ya que los resultados que se obtendrán en la evaluación del desempeño no serían representativos, sin embargo, de igual manera se puede aplicar el método siempre y cuando los resultados sean complementados con los

obtenidos en un análisis de historia en el tiempo no lineal, de esta manera se podría tener una evaluación más completa y precisa del comportamiento sísmico de la estructura.

Tabla 14. Verificación de los efectos de los modos superiores para la Estructura 1.

Piso	V caso modal 2 (kgf)	130% Caso modal 2 (kgf)	V caso modal 1 (kgf)
8	36,36	47,27	745,85
7	72,15	93,79	527,73
6	103,49	134,54	280,38
5	131,99	171,59	935,91
4	153,97	200,16	831,96
3	169,07	219,79	50,68
2	177,46	230,69	812,88
1	180,19	234,25	1.208,21

Fuente: Elaboración propia

4.1.2 Evaluación del nivel de Desempeño mediante método Pushover para el Sismo de Diseño

La norma COVENIN 1756-1:2019 establece que para el sismo de diseño se debe limitar el daño estructural y no estructural, manteniéndolos de naturaleza reparable, para ello las estructuras deben satisfacer el nivel de desempeño de Seguridad de vida. Para verificar el nivel de desempeño se utilizan los parámetros presentados en las tablas 10-7 y 10-8 de la ASCE 41-13 asociados a las relaciones $D/C_{\text{rotación}}$ en los elementos para seguridad de vida (LS).

A continuación, se presentan los resultados de ambas estructuras para el análisis Pushover en cada dirección de análisis, tomando en cuenta para la comparación el pórtico más desfavorable en cada caso.

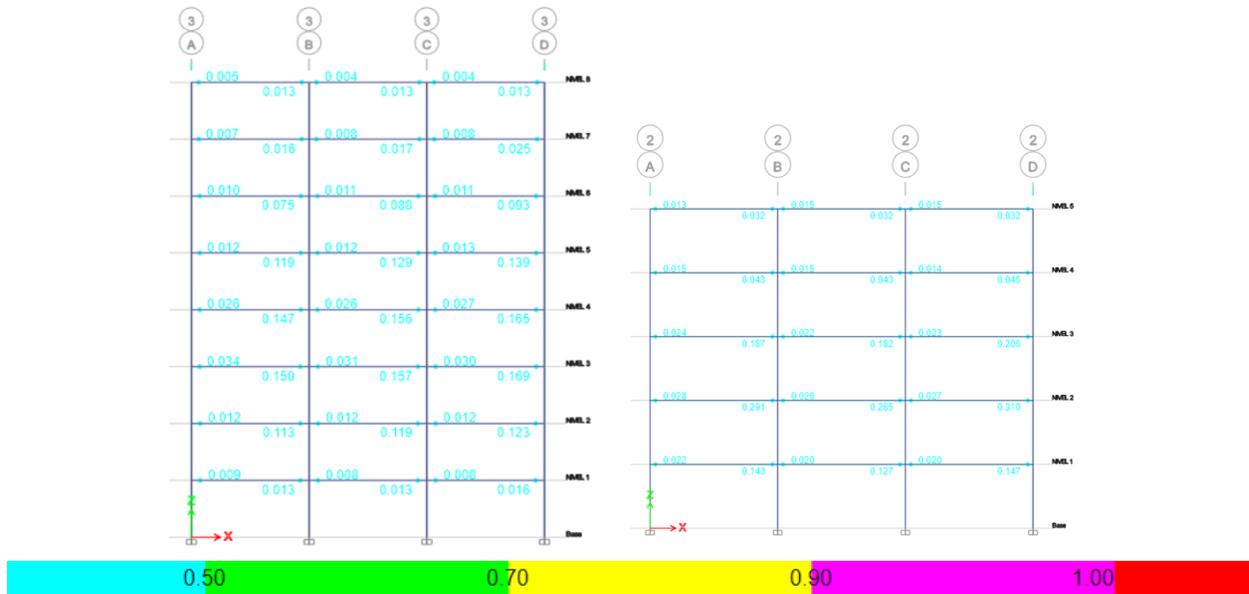


Figura 47. Evaluación del nivel de desempeño mediante método Pushover para el sismo de diseño tomando los pórticos más desfavorables de cada estructura. (Dirección X).

Fuente: ETABS

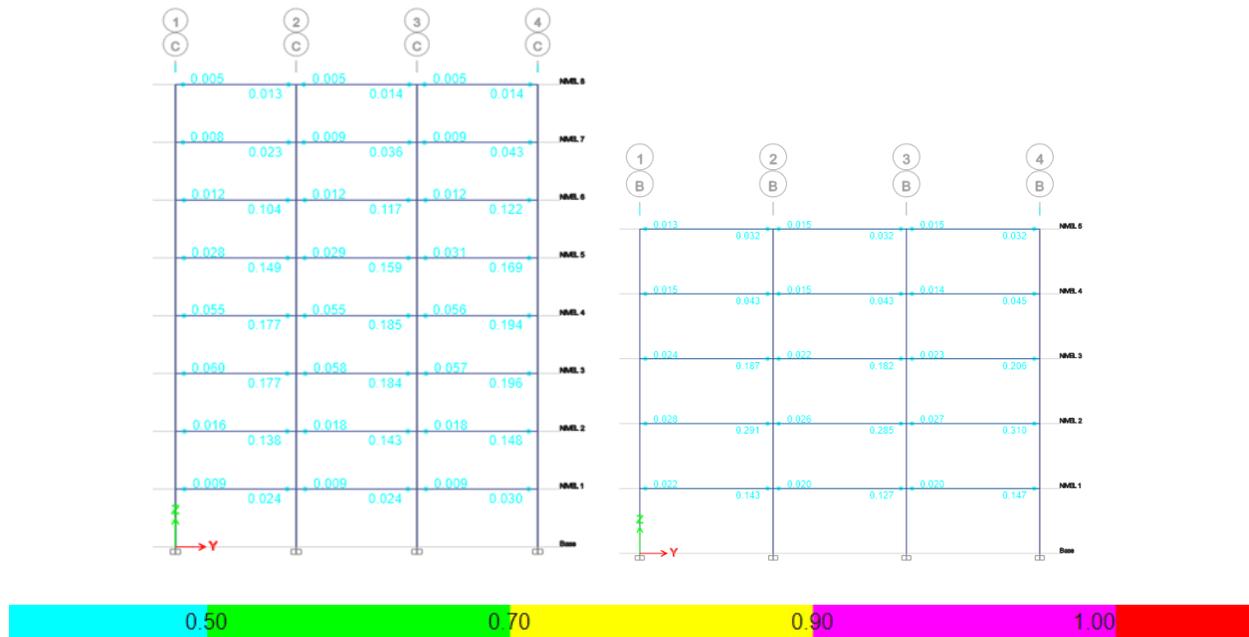


Figura 48. Evaluación del nivel de desempeño mediante método Pushover para el sismo de diseño tomando los pórticos más desfavorables de cada estructura. (Dirección Y).

Fuente: ETABS

Como se muestra en las Figuras 47 y 48, al realizar el análisis Pushover se forman rótulas plásticas en las vigas de ambas estructuras, mientras que en las columnas no. A nivel de rotaciones asociadas a las rótulas asignadas a las vigas, todas se encuentran por debajo de los criterios de aceptación establecidos por la ASCE 41-13 para Seguridad de vida, así de manera general las vigas de ambas estructuras se encuentran en el criterio de ocupación inmediata (IO).

4.1.3 Evaluación del nivel de Desempeño mediante método Pushover para el Sismo Frecuente

Para el sismo frecuente las estructuras deben mantenerse en operación, y cumplir con el nivel de desempeño de Ocupación inmediata (IO). Sin embargo, al no poder obtenerse un punto de desempeño para este grado de amenaza sísmica debido a que no existe convergencia entre la curva de capacidad y el espectro de demanda sísmica, no es posible evaluar el desempeño. A pesar de esto, si se desea tener una estimación del desempeño esperado bajo el sismo frecuente se podría considerar su evaluación para el primer paso del análisis Pushover, dando así un comportamiento general del desempeño esperado de la estructura frente a cargas sísmicas.

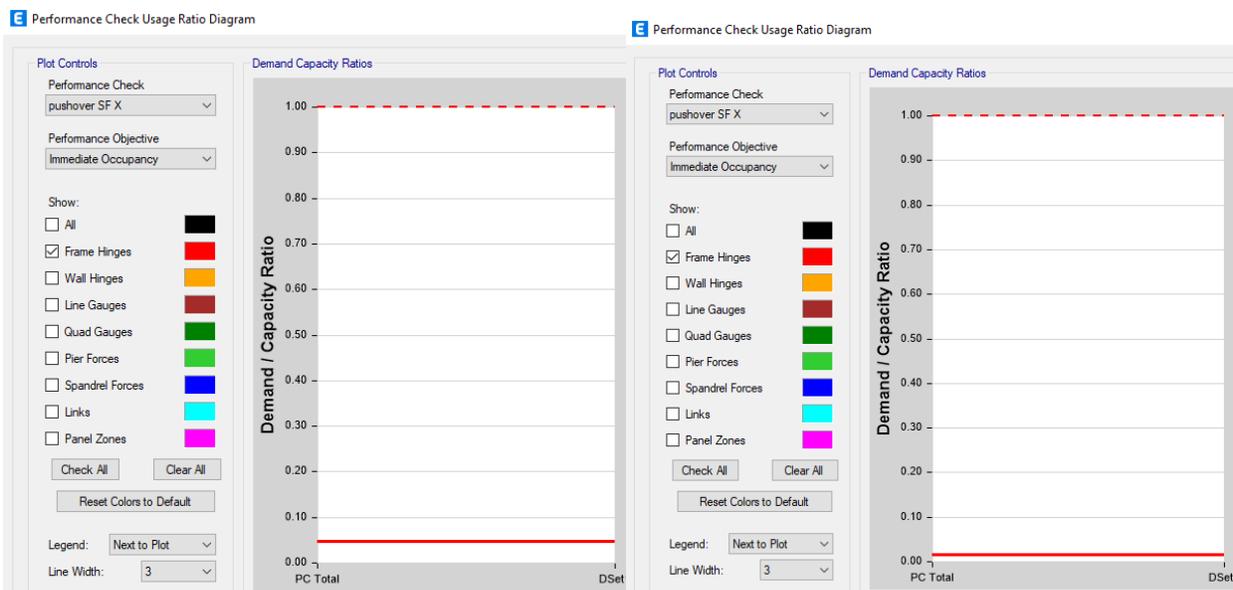


Figura 49. Comparación de la relación $D/C_{rotación}$ de ambas estructuras para nivel de desempeño de Ocupación inmediata mediante el método Pushover en la dirección “X”.

Fuente: ETABS

La Figura 49, presenta las relaciones $D/C_{\text{rotación}}$ obtenidas en cada una de las estructuras como estimación del desempeño esperado bajo el sismo frecuente, cumpliendo en ambos casos con el nivel de Ocupación Inmediata, resultando por debajo del límite establecido por la norma, lo cual indica que la estructura cumple con los requisitos de desempeño estructural.

4.1.4 Evaluación del nivel de Desempeño mediante método Pushover para el Sismo Extremo

Durante un sismo extremo las estructuras deben mantener su integridad y estabilidad global según lo establecido en la norma COVENIN 1756-1:2019, de tal forma que las mismas deben satisfacer el nivel de desempeño de Prevención de colapso, para ello se utilizan los parámetros presentados en las tablas 10-7 y 10-8 de la ASCE 41-13 los cuales están asociados a relaciones $D/C_{\text{rotación}}$, siendo las rotaciones asociadas a las rótulas plásticas asignadas en los elementos que conforman la estructura. De igual forma que los casos anteriores, para evaluar el desempeño se tomaron los pórticos más desfavorables en cada caso.

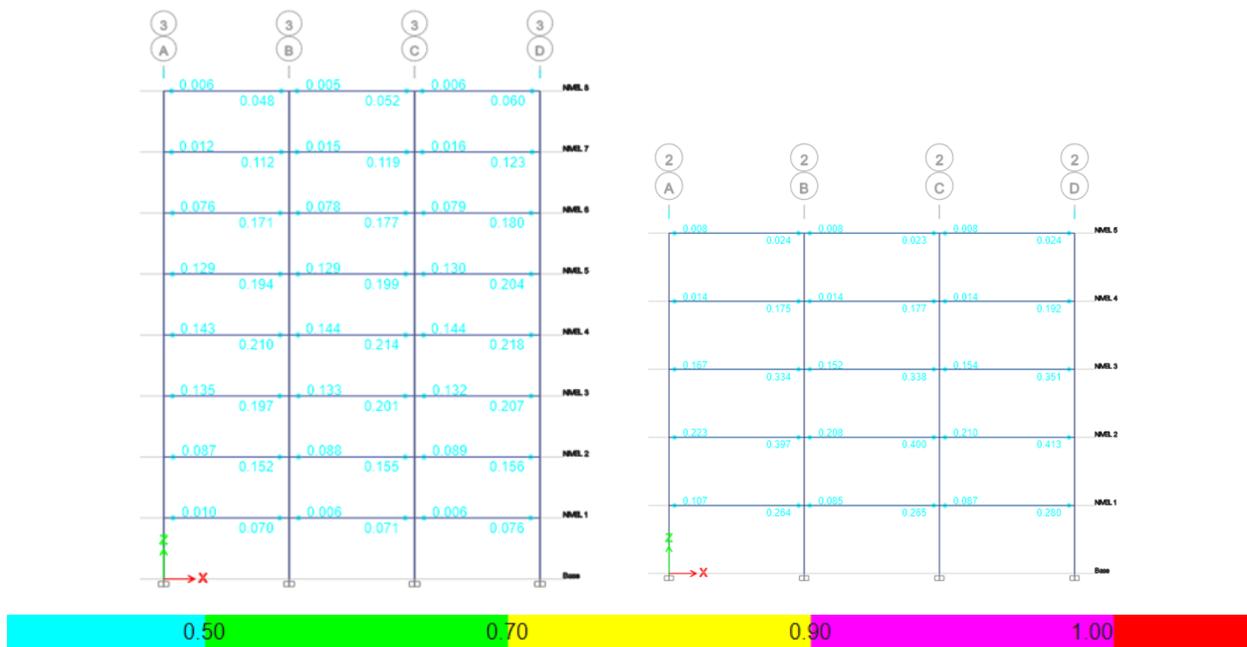


Figura 50. Evaluación del nivel de desempeño mediante método Pushover para el sismo extremo tomando los pórticos más desfavorables de cada estructura. (Dirección X).

Fuente: ETABS

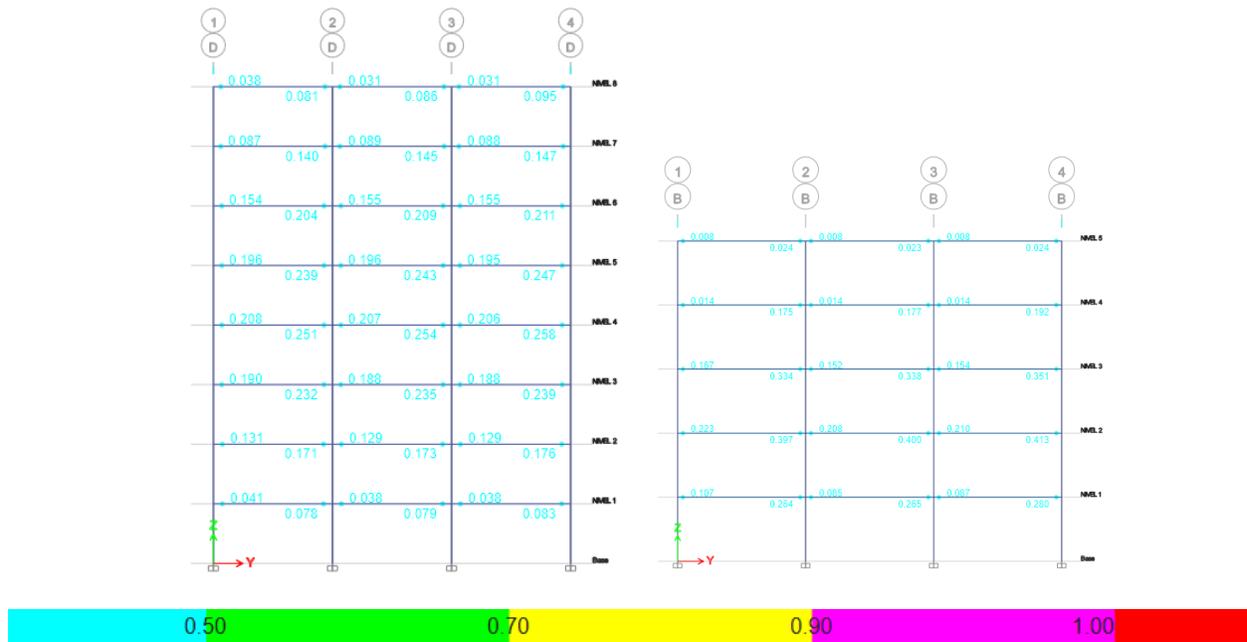


Figura 51. Evaluación del nivel de desempeño mediante método Pushover para el sismo extremo tomando los pórticos más desfavorables de cada estructura. (Dirección Y).

Fuente: ETABS

De forma general, como se observa en las Figuras 50 y 51 al realizar el análisis Pushover en ambas direcciones no hubo formación de rótulas plásticas en las columnas de ambas estructuras. En relación a las vigas, las rotaciones obtenidas en ambos casos se encuentran por debajo de los criterios de aceptación establecidos por la ASCE 41-13 para el nivel de desempeño de prevención de colapso para vigas que cumplan con las condiciones de acero transversal conforme, en ambos casos las vigas tienden a estar entre IO y LS.

En la evaluación del método Pushover para cada uno de los espectros de demanda sísmica empleados, se observa que las rótulas plásticas se formaron únicamente en las vigas y los valores de $D/C_{\text{rotación}}$ obtenidos cumplen con los criterios establecidos en la ASCE 41-13 según el desempeño esperado en cada caso, encontrándose en el rango permitido o incluso por debajo de este. Por último, es importante resaltar que los resultados obtenidos para este método podrían no ser representativos, ya que ambas estructuras no cumplieron con los criterios de aplicabilidad del método, por lo tanto, estos serán complementados y comparados con los obtenidos en el análisis de historia en el tiempo no lineal.

4.2 Resultados del Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo para los diferentes casos sísmicos

4.2.1 Evaluación del nivel de Desempeño mediante el método de Historia en el Tiempo para el Sismo de Diseño

Como se mencionó anteriormente en la evaluación del nivel de desempeño mediante el método Pushover para el sismo de Diseño, las estructuras para este nivel de amenaza sísmica deben cumplir con el nivel de desempeño de Seguridad de vida. En relación a lo anterior, se utilizan los parámetros presentados en las tablas 10-7 y 10-8 de la ASCE 41-13 asociados a las relaciones $D/C_{rotación}$ en los elementos para seguridad de vida (LS), teniendo en cuenta que la evaluación se hará para los 4 movimientos sísmicos mencionados en el capítulo anterior, con lo cual se tomaron los resultados obtenidos para los pórticos más desfavorables en cada caso.

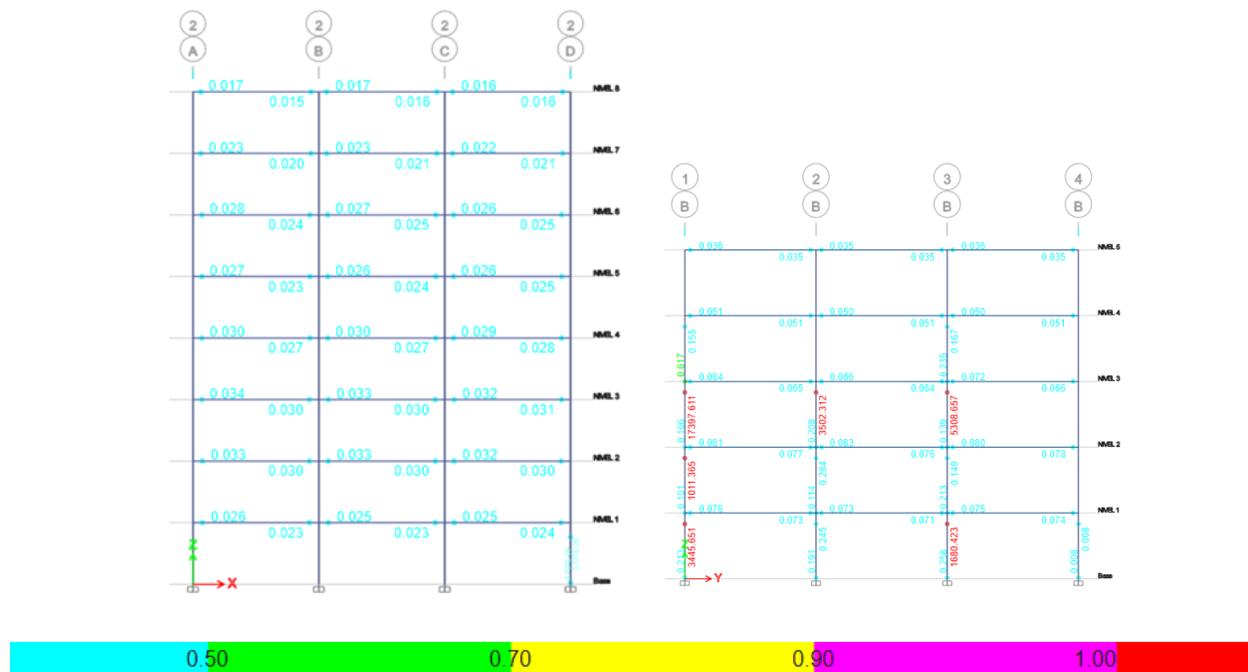


Figura 52. Evaluación del nivel de desempeño mediante método de historia en el tiempo utilizando acelerograma sintético del sismo de Imperial Valley (el centro), generado a partir del sismo de diseño.

Fuente: ETABS

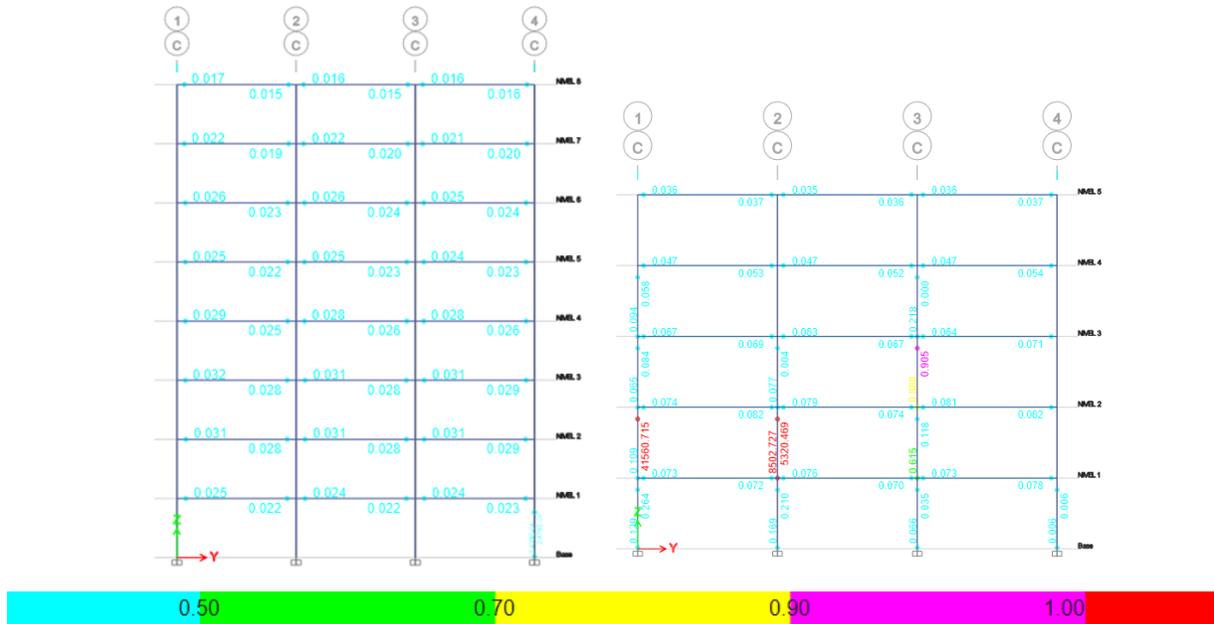


Figura 53. Evaluación del nivel de desempeño mediante método de historia en el tiempo utilizando acelerograma sintético del sismo de Kobe (Japón), generado a partir del sismo de diseño.

Fuente: ETABS

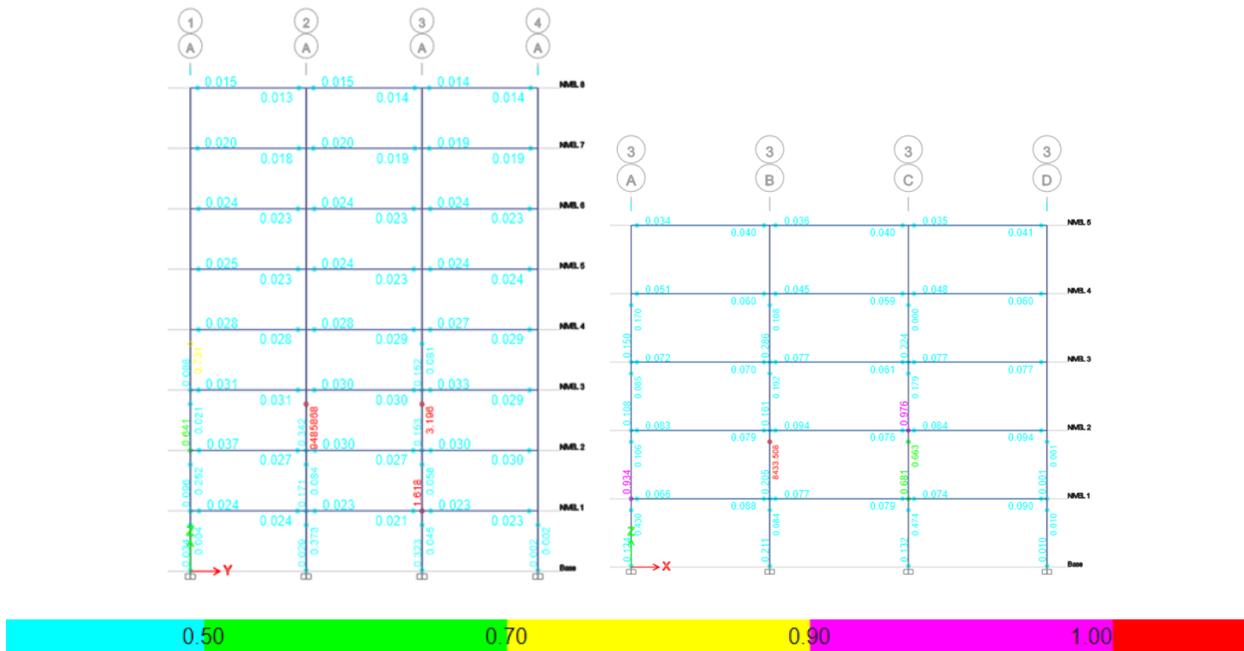


Figura 54. Evaluación del nivel de desempeño mediante método de historia en el tiempo utilizando acelerograma sintético del sismo de Victoria (México), generado a partir del sismo de diseño.

Fuente: ETABS

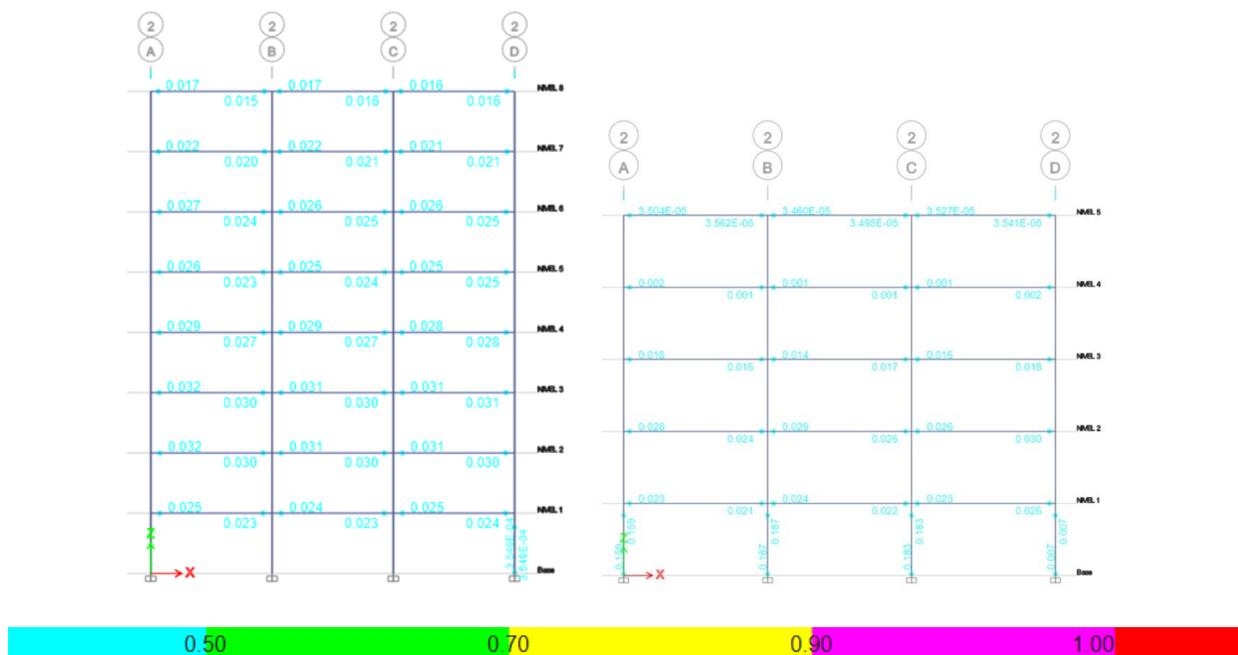


Figura 55. Evaluación del nivel de desempeño mediante método de historia en el tiempo utilizando acelerograma sintético del sismo de Superstition Hills (Estados Unidos), generado a partir del sismo de diseño.

Fuente: ETABS

De los resultados obtenidos se puede observar que, para los 4 movimientos sísmicos utilizados, de forma general la Estructura 1 presenta un mejor desempeño en cuanto a los coeficientes de $D/C_{\text{rotación}}$ obtenidos en comparación a la Estructura 2. En relación a la Estructura 1, se observa que para tres de los movimientos sísmicos sólo se formaron rótulas plásticas en las vigas, y las rotaciones obtenidas se encuentran por debajo de los criterios de aceptación para el nivel de desempeño de Seguridad de vida según lo establecido en la ASCE 41-13, presentando un desempeño de Ocupación inmediata (IO). Ahora, para el movimiento sísmico restante, específicamente el sismo de Victoria (México), se presentan rótulas plásticas en algunas de las columnas y estas superan el criterio de Prevención de colapso (CP), con lo cual la estructura no cumpliría con el criterio de Seguridad de vida.

Sí analizamos la Estructura 2, las rotaciones en las vigas para todos los casos cumplen con el criterio de desempeño para Seguridad de vida, sin embargo, tres de los movimientos sísmicos dan como resultado columnas con relaciones $D/C_{\text{rotación}}$ excesivas. Con lo mencionado anteriormente se resalta la importancia de evaluar una estructura para diferentes movimientos sísmicos, ya que de cada caso se puede obtener un comportamiento estructural variado.

4.2.2 Evaluación del nivel de Desempeño mediante el método de Historia en el Tiempo para el Sismo Frecuente

Ambas estructuras fueron evaluadas para los 4 movimientos sísmicos, dando como resultado que en ninguno de los casos se formaron rótulas plásticas en las columnas. En relación a las vigas los coeficientes de $D/C_{\text{rotación}}$ de las mismas se encuentran por debajo de los criterios de aceptación establecidos por la ASCE 41-13, por lo tanto, ambas estructuras para el Sismo Frecuente cumplen con el nivel de desempeño de Ocupación inmediata (IO). Ahora, con lo comentado previamente se presenta la Figura 56, perteneciente a los pórticos más desfavorables de cada estructura ante la acción del sismo de Imperial Valley (el centro), en la cual se observan los resultados de los cocientes de $D/C_{\text{rotación}}$ siendo representativos al desempeño esperado. Además del movimiento sísmico mencionado, las figuras de los otros tres casos sísmicos restantes presentaron resultados consistentes confirmando la tendencia obtenida.

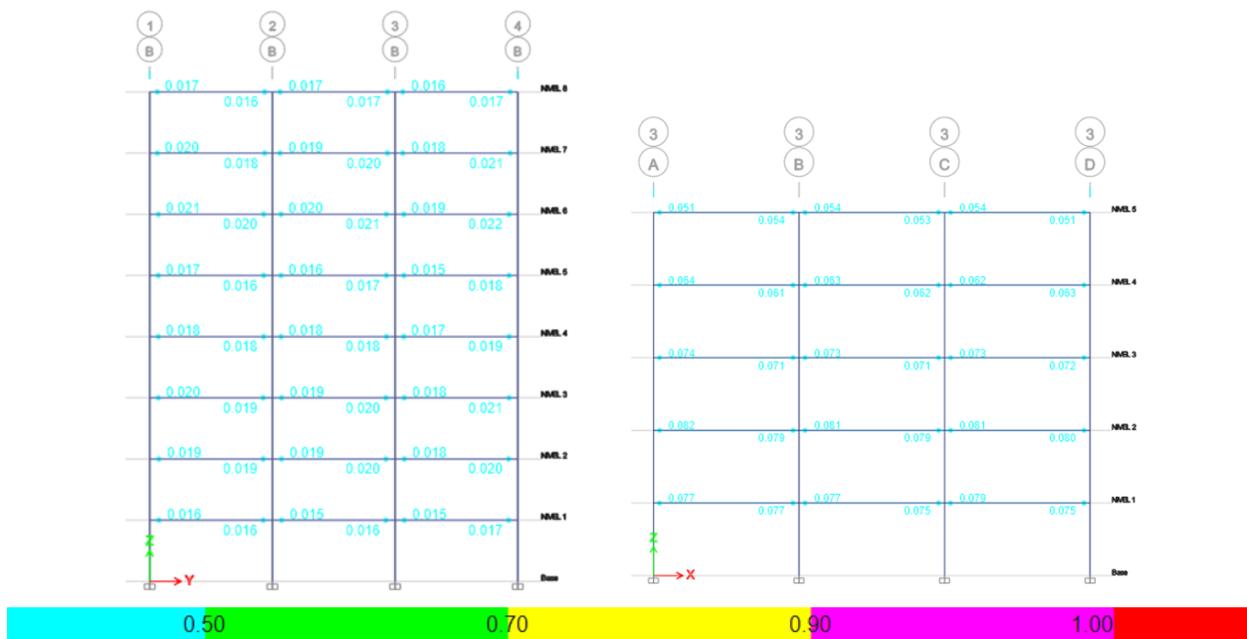


Figura 56. Evaluación del nivel de desempeño mediante método de historia en el tiempo utilizando acelerograma sintético del sismo de Imperial Valley (el centro), generado a partir del sismo frecuente.

Fuente: ETABS

4.2.3 Evaluación del nivel de Desempeño mediante el método de Historia en el Tiempo para el Sismo Extremo

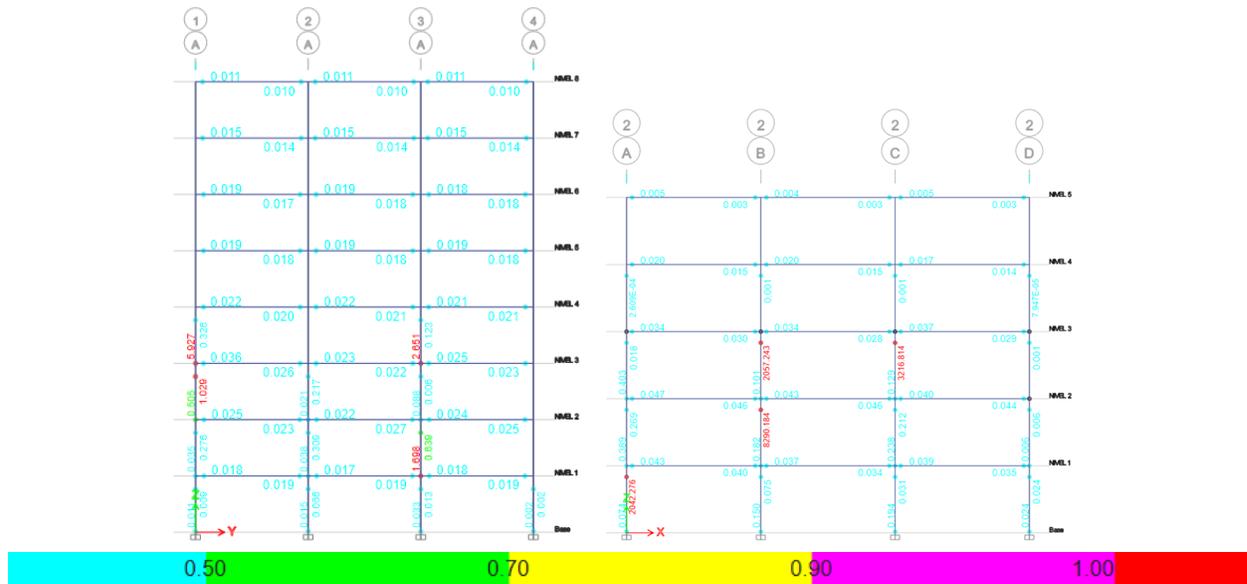


Figura 57. Evaluación del nivel de desempeño mediante método de historia en el tiempo utilizando acelerograma sintético del sismo de Imperial Valley (el centro), generado a partir del sismo extremo.

Fuente: ETABS

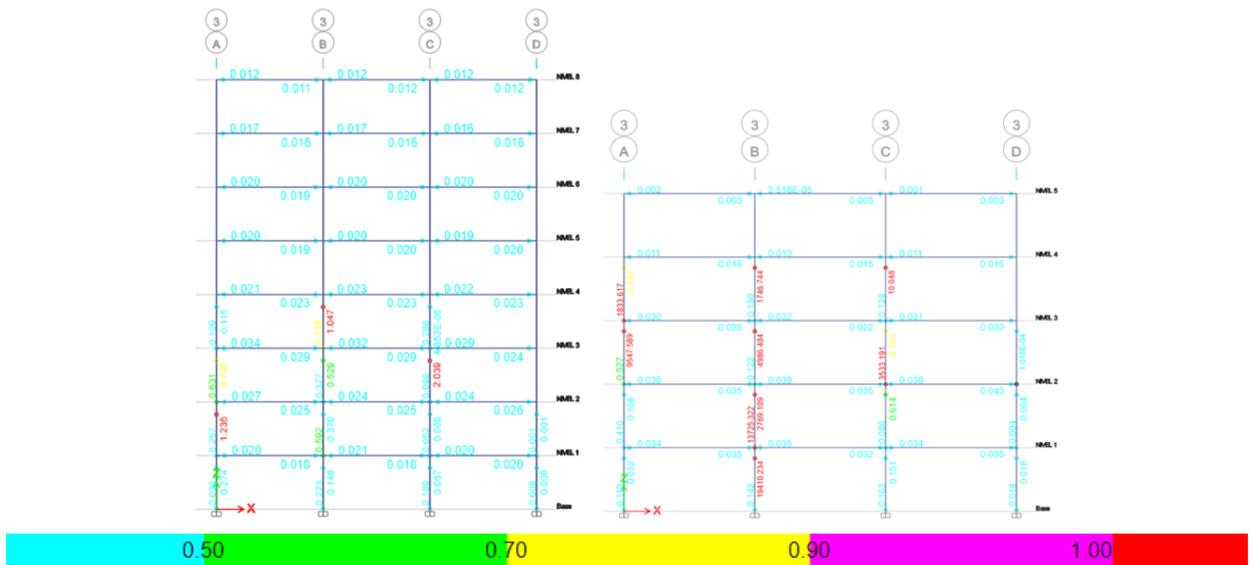


Figura 58. Evaluación del nivel de desempeño mediante método de historia en el tiempo utilizando acelerograma sintético del sismo de Kobe (Japón), generado a partir del sismo extremo.

Fuente: ETABS

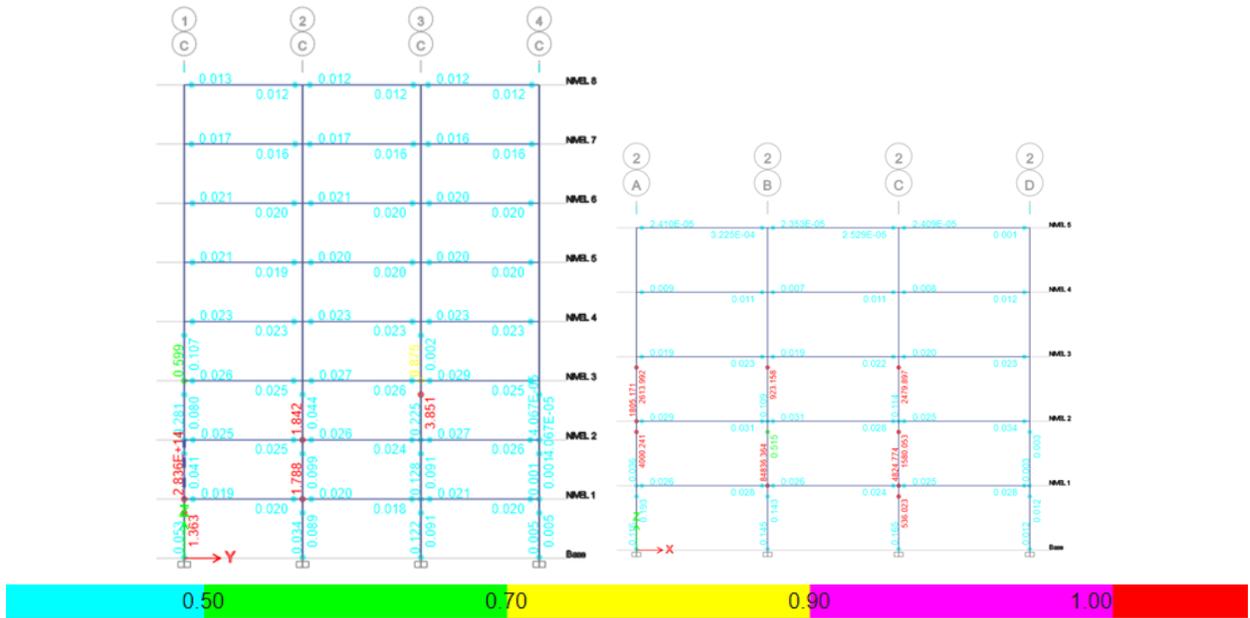


Figura 59. Evaluación del nivel de desempeño mediante método de historia en el tiempo utilizando acelerograma sintético del sismo de Victoria (México), generado a partir del sismo extremo.

Fuente: ETABS

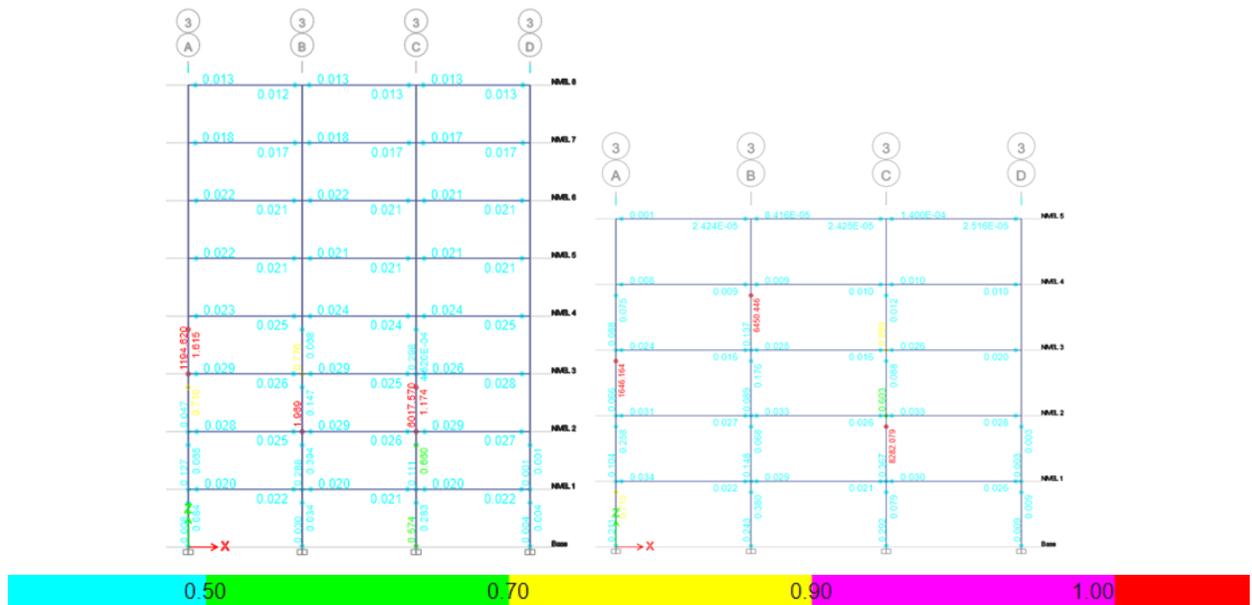


Figura 60. Evaluación del nivel de desempeño mediante método de historia en el tiempo utilizando acelerograma sintético del sismo de Superstition Hills (Estados Unidos), generado a partir del sismo extremo.

Fuente: ETABS

En las Figuras 57, 58, 59 y 60, se presentan los resultados obtenidos de los pórticos más desfavorables tras el análisis de ambas estructuras sometidas a la acción de los 4 acelerogramas sintéticos generados a partir del sismo extremo, siendo esta la condición más severa a la que una estructura puede ser sometida. Se puede evidenciar que en ambas estructuras las columnas fueron los elementos más afectados, observándose que varias de ellas exceden el criterio de aceptación para el nivel de Prevención de Colapso establecido por la ASCE 41-13. Además, se puede destacar que en el caso de la Estructura 1 se presentan coeficientes de $D/C_{\text{rotación}}$ ligeramente superiores a la unidad, lo cual representa una menor capacidad de deformación y resistencia ante las cargas sísmicas. Sin embargo, en la Estructura 2 se obtuvieron valores de rotaciones muy elevados, lo que indica que estos elementos han experimentado deformaciones significativas y han excedido su capacidad de resistencia ante las cargas sísmica, donde adicionalmente esto podría provocar una distribución desigual de las cargas en la estructura generando concentraciones de esfuerzo en otros elementos estructurales que pueden ocasionar daños permanentes, así dando a conocer el no cumplimiento de los criterios de aceptación y a su vez traer consigo implicaciones negativas ya que puede comprometer la estabilidad global de la estructura y llevarla al colapso.

4.3 Comparación del Desempeño Estructural mediante ambos métodos de análisis para el Sismo Extremo

Con el objetivo de comparar el desempeño estructural mediante los métodos de análisis no lineales propuestos, se llevó a cabo la evaluación para la estructura de 8 pisos bajo los efectos del sismo extremo, considerado como la condición más severa y representativa a la cual estaría sometida la estructura. Para el análisis estático inelástico no lineal Pushover se evaluó el desempeño de la estructura en la dirección “X”, mientras que el análisis dinámico inelástico no lineal de Historia en el tiempo se evaluó con el caso correspondiente al sismo de Imperial Valley (el centro). Ahora, al usar el software ETABS este proporciona una herramienta denominada “*Performance Check Usage Ratio Diagram*” que permite evaluar el desempeño de la estructura de forma global.

Con los resultados obtenidos, para el primer método de Historia en el Tiempo la relación D/C supera casi 5 veces la unidad, indicando que la estructura ha excedido el límite de capacidad inelástica, no cumpliendo con el nivel de desempeño para Prevención de Colapso. Por otro lado, tras analizar la misma estructura por el método Pushover, se obtiene una relación D/C inferior a uno, siendo más específicos la estructura se encuentra en una condición del 78% con respecto al riesgo de colapso, cumpliendo así con el nivel de desempeño de Prevención de Colapso.

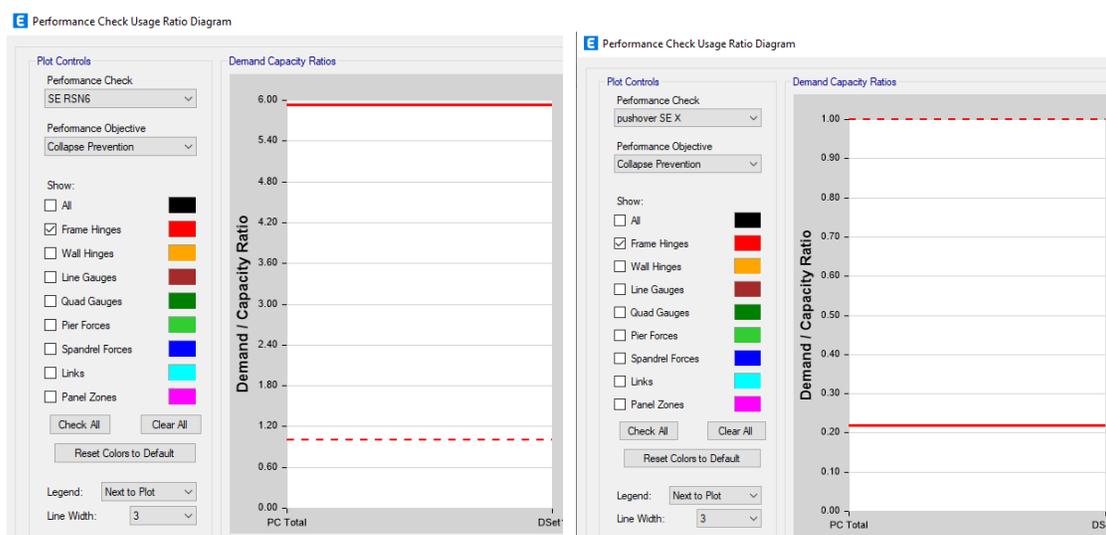


Figura 61. Comparación del desempeño estructural de la Estructura 1 para el sismo extremo mediante ambos métodos de análisis.

Fuente: ETABS

4.4 Comparación del Desempeño Estructural variando la clase de sitio

Al variar la clase de sitio se pueden presentar diferencias significativas en la evaluación del desempeño estructural, por ello se realizaron ambos métodos de análisis no lineales a la Estructura 1 para los suelos de clase BC y D.

El primero de los suelos pertenece a la clase BC, que se caracteriza por tener propiedades intermedias entre las clases B y C, siendo estos suelos de gran rigidez en los que se espera una menor amplificación sísmica y una mayor capacidad de soporte, lo que significa algo beneficioso para estructuras altas, ya que el suelo proporcionará una base más estable, reduciendo las deformaciones y aceleraciones sísmicas, trayendo consigo un posible mejor desempeño estructural. Ahora, el segundo de los suelos pertenece a la clase D, que son suelos de baja rigidez

y con baja capacidad de soporte en los que se espera una amplificación sísmica mucho mayor, dando así altas posibilidades de sufrir daños en los elementos estructurales y a tener un desempeño estructural con mayor deficiencia durante eventos sísmicos.

Para el análisis de Historia en el Tiempo se evaluó el nivel de desempeño de “Seguridad de vida” en el caso del sismo de Imperial Valley (el centro), donde tras analizar los resultados obtenidos para ambos tipos de suelos, en la estructura con clase de suelo BC todos los elementos en los que se formaron rótulas plásticas cumplieron con el nivel de desempeño de Seguridad de Vida tal como se puede apreciar en la Figura 62 (a). Por otra parte, tal como se esperaba, la estructura con clase de suelo D al ser evaluada para el nivel de Seguridad de Vida presentó un desempeño estructural con mayor deficiencia al presentar relaciones $D/C_{rotación}$ por encima de la unidad en algunas columnas, no cumpliendo con el desempeño esperado. Al evaluar los valores de rotaciones obtenidas estas incluso superan el criterio de aceptación para el nivel de Prevención de colapso.

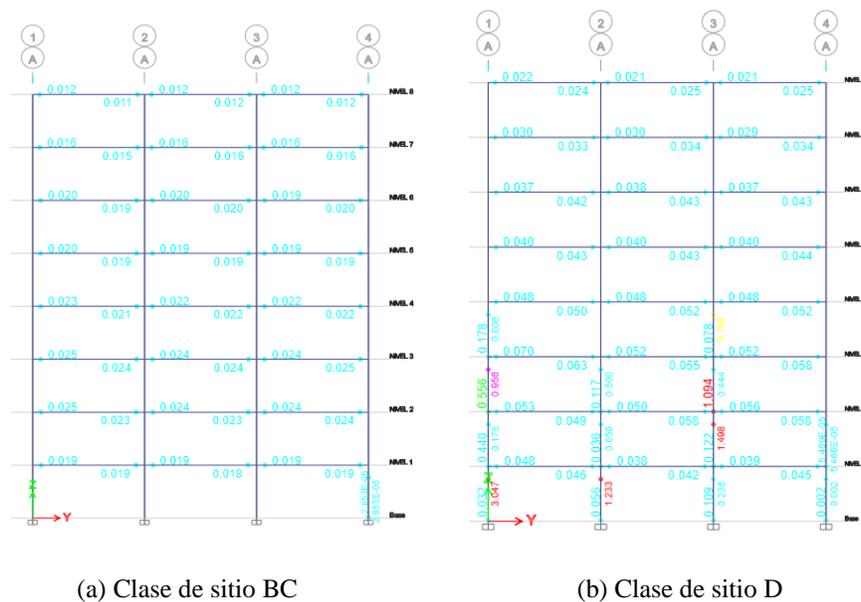


Figura 62. Comparación del desempeño estructural de la Estructura 1 para el sismo de diseño mediante el método de historia en el tiempo variando la clase de sitio.

Fuente: ETABS

Finalmente, al realizar la comparación por el método Pushover en la dirección “X”, tal como se muestra en la Figura 63 (a) y (b), se obtuvo que en ambos casos la relación $D/C_{rotación}$ de todos los elementos en los cuales se formaron rótulas plásticas cumplen con el nivel de desempeño de Seguridad de vida.

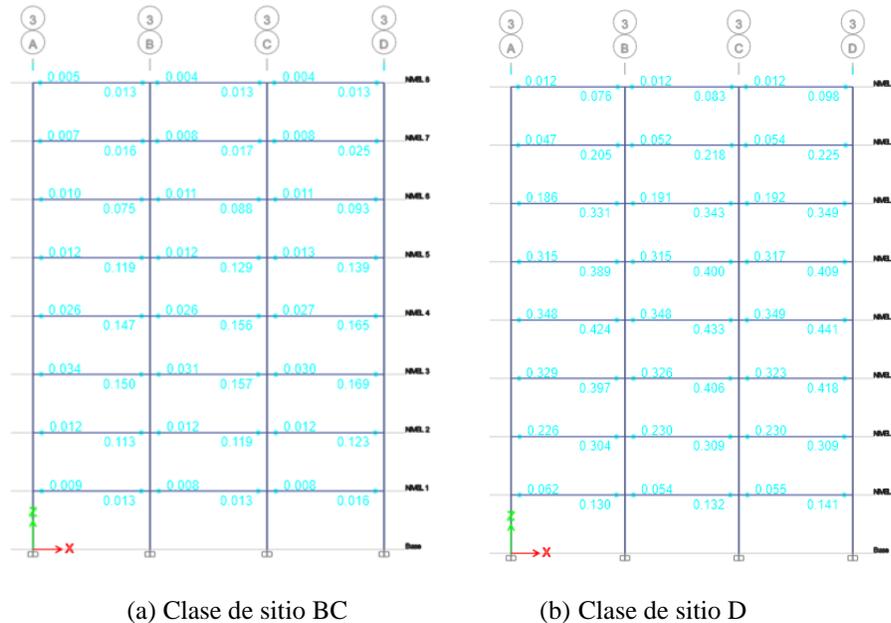


Figura 63. Comparación del desempeño estructural de la Estructura 1 para el sismo de diseño mediante el método Pushover en “X” variando la clase de sitio.

Fuente: ETABS

4.5 Comparación de Derivas Laterales

Con el objetivo de garantizar un desempeño estructural adecuado, la norma COVENIN 1756-1:2019 en su capítulo 10.3.2 establece valores máximos de derivas laterales para cada tipo de amenaza sísmica, considerándose un control importante ya que las derivas laterales excesivas pueden afectar la estabilidad y seguridad de una estructura durante eventos sísmicos u otras cargas laterales.

En tal sentido, se presentan algunas comparativas gráficas obtenidas de ambos métodos de análisis. Las Figuras 64 y 65, contienen las derivas por piso obtenidas para el punto de desempeño como resultado de aplicar el método Pushover a ambas estructuras para el Sismo de

Diseño, observándose que para la Estructura 1 en “X” y “Y” en ninguno de los pisos supera el valor límite de 0,008 correspondiente a la protección de componentes no estructurales frágiles susceptibles de sufrir daños por deformación de la estructura. Por otra parte, para la Estructura 2 el valor límite fue superado en todos los pisos, dando a conocer que existe una deformación excesiva de la estructura, así como gran posibilidad de sufrir daños estructurales significativos.

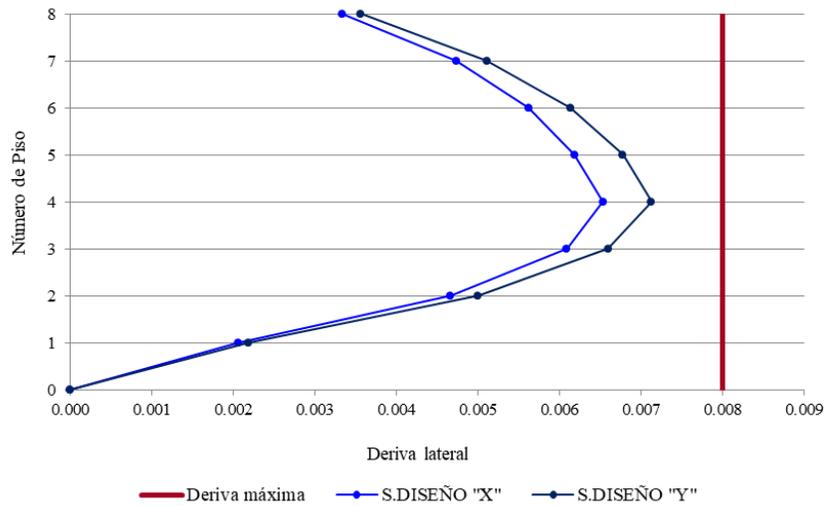


Figura 64. Derivas laterales de la Estructura 1 obtenidas del análisis Pushover en ambas direcciones para el Sismo de Diseño.

Fuente: ETABS

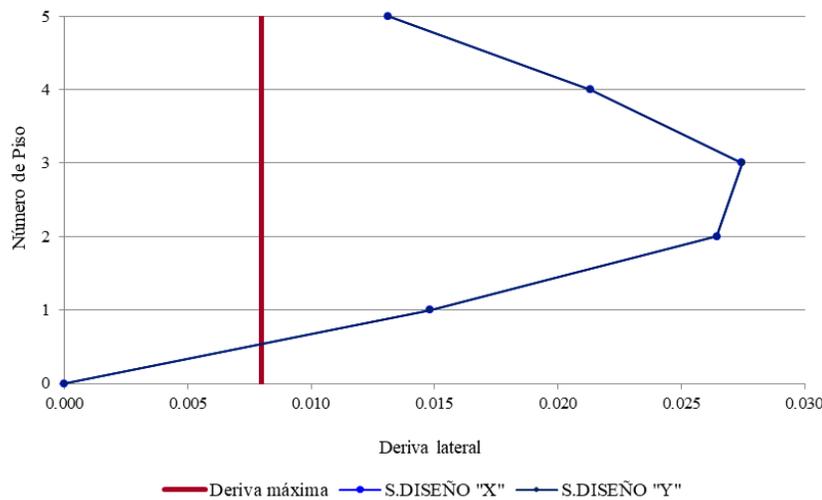


Figura 65. Derivas laterales de la Estructura 2 obtenidas del análisis Pushover en ambas direcciones para el Sismo de Diseño.

Fuente: ETABS

Por otro lado, en el análisis de Historia en el Tiempo para la Estructura 1, la deriva lateral máxima como se muestra en la Figura 66, fue superada en la dirección “X” en algunos pisos por 3 de los movimientos sísmicos en estudio, significando que se trata de una estructura que experimenta deformaciones excesivas y puede estar en riesgo de sufrir daños estructurales, sin cumplir con los requisitos para un desempeño adecuado. Mientras que en la Figura 67 perteneciente a la Estructura 2, el valor límite fue superado significativamente hasta el piso 4 en todos los casos, siendo similar al comportamiento de la estructura anterior.

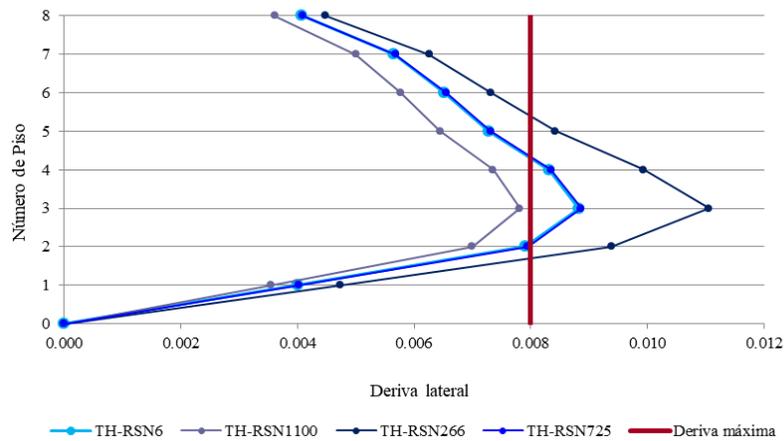


Figura 66. Derivas laterales en la dirección “X” de la Estructura 1 obtenidas del análisis de historia en el tiempo para el Sismo de Diseño.
Fuente: ETABS

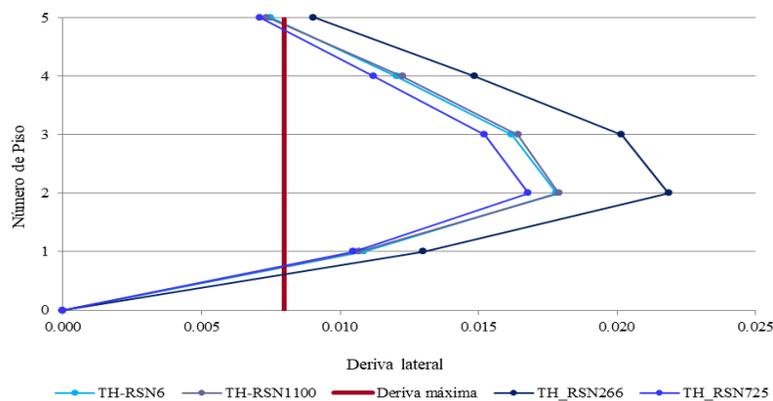


Figura 67. Derivas laterales en la dirección “X” de la Estructura 2 obtenidas del análisis de historia en el tiempo para el Sismo de Diseño.
Fuente: ETABS

También se presenta una comparativa de las derivas laterales de la Estructura 1 por ambos métodos de análisis para el Sismo de diseño variando la clase de sitio (BC y D). Como se aprecia en la Figura 68, las derivas obtenidas para la clase “D” sobrepasan el valor límite establecido por la norma COVENIN 1756-1:2019 para el Sismo de diseño y superan significativamente a las de la clase “BC”.

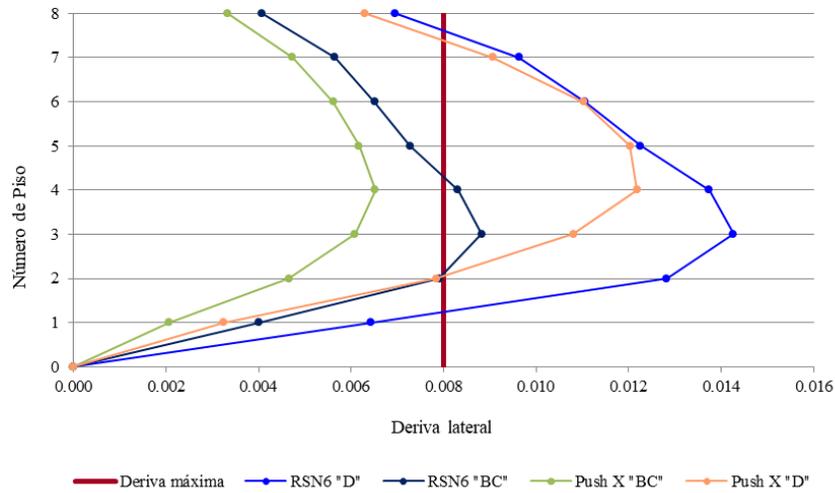


Figura 68. Derivas laterales de la Estructura 1 obtenidas de ambos métodos de análisis variando la clase de sitio.

Fuente: ETABS

CAPÍTULO V – CONCLUSIONES

En el presente Trabajo Especial de Grado se llevó a cabo comparaciones del desempeño estructural en edificaciones aporricadas de concreto reforzado aplicando los métodos de Pushover e Historia en el Tiempo no lineal, además de involucrar parámetros como cambio de suelo y diferentes pisos en la edificación. Estos análisis se realizaron siguiendo las directrices establecidas en la Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes COVENIN 1756-1:2019, ASCE 41-13 y ASCE 41-17.

De acuerdo a lo mencionado en la tabla 22 de la norma COVENIN 1756-1:2019, establece que para construcciones del Grupo A2 se requiere de un método de análisis dinámico elástico con el sismo de diseño y una verificación del nivel de desempeño operacional con el Sismo Frecuente. Sin embargo, en el apartado 9.3.2 de la misma norma, establece que los métodos sugeridos por la tabla antes mencionada, pueden ser sustituidos por otros de mayor refinamiento como es el caso de los dos métodos aplicados en la investigación.

A continuación, luego de lo descrito, es relevante mencionar que se alcanzaron los objetivos propuestos del trabajo de investigación. A raíz de ello, se plantean las siguientes conclusiones:

- El método de análisis Pushover demostró ser un método con resultados no representativos, al obtener un comportamiento muy similar para los 3 casos de amenaza sísmica, resaltando así la importancia de realizar la verificación recomendada por los códigos ASCE 41-13 y FEMA 440 en relación a la aplicabilidad del método previo a la aceptación de sus resultados.
- Tras realizar el análisis de Historia en el Tiempo para los diferentes escenarios de sismos evaluados en ambas estructuras, el método demostró un comportamiento estructural más real al evaluar el desempeño de las mismas. A su vez, hace notorio que el resultado de la estructura con un diseño más robusto en el armado de sus elementos estructurales, influirá en la respuesta de las edificaciones basándose en los criterios establecidos para cada caso.
- Al variar la clase de sitio para la estructura de 8 pisos y al evaluar ambos métodos para el "Sismo de Diseño", se hace evidente que el método a ser seleccionado,

proporcionará una representación más precisa de la respuesta estructural ante las variaciones en la rigidez del suelo. Asimismo, se obtuvo un mejor desempeño de las estructuras en suelos de gran rigidez por encima de los blandos, lo cual tiene implicaciones significativas en el diseño y la evaluación de estructuras sismorresistentes en entornos con diferentes tipos de suelo.

- En la aplicabilidad de ambos métodos de análisis, a través de la comparación del Desempeño para la estructura de 8 pisos bajo los efectos del "Sismo Extremo", el método de Historia en el Tiempo arrojó como resultado una relación $D/C_{\text{rotación}}$ máxima que supera en promedio 27 veces a la máxima obtenida en el método Pushover, denotando que no es suficiente confiar únicamente en los resultados de un solo método, ya que esto podría ocultar deficiencias en los elementos estructurales que podrían desencadenar un colapso total de la estructura. Lo anterior, ratifica el nivel de detalle e importancia que puede existir en la selección del método de análisis en el diseño y evaluación sísmica de edificaciones.
- Del análisis de derivas laterales tomando la estructura de 8 pisos como referencia, evaluada para ambos métodos y variando el tipo de suelo, los valores obtenidos en la dirección "X" por el método de Historia en el Tiempo para el suelo "D" superaron en promedio 1.66 veces a las obtenidas para el suelo "BC", mientras que las derivas por piso en la dirección "X" por el método Pushover para el suelo "D" superaron en promedio 1.83 veces a las obtenidas para el suelo "BC". De esta forma es prominente comprender las características de los contextos geotécnicos diversos para el diseño y la evaluación de estructuras sismorresistentes.
- Los resultados obtenidos en el método de análisis de historia en el tiempo para los diferentes escenarios destacan la importancia de utilizar múltiples registros sísmicos, ya que cada caso somete a la estructura a demandas sísmicas distintas lo que lo hace un método más sensible. En relación a lo antes expuesto, es fundamental trabajar con un número adecuado de registros, especialmente cuando el número mínimo recomendado es de 11, según lo indica el proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes COVENIN 1756-1:2019 para así obtener una representación más precisa del comportamiento de la estructura.

De acuerdo a lo estudiado en esta investigación, se confirma que el método de análisis Pushover proporciona una estimación simplificada del comportamiento estructural, enfocándose en la capacidad de resistencia y capacidad de deformación. En él se obtienen curvas de capacidad representando las cargas y deformaciones estructurales, útiles para la estimación de un desempeño global. Además de ser un análisis rápido y menos complejo, puede subestimar ciertos aspectos del comportamiento estructural.

No obstante, el análisis de Historia en el Tiempo se caracteriza por ser más minucioso, ya que permite identificar de forma detallada las vulnerabilidades que pueden existir en una estructura y determinar la distribución de esfuerzos, así como deformaciones de los elementos estructurales, gracias a la respuesta dinámica que tiene a lo largo del tiempo durante un movimiento sísmico. Además de ser un análisis que requiere más tiempo y recursos computacionales, toma en cuenta la excitación sísmica y la interacción estructura-suelo.

Es importante resaltar que, con la comparación de los métodos en las distintas características evaluadas, se pueden obtener diferentes valores de resistencia, deformación y eficiencia estructural, como se evidencia en los valores obtenidos para las rótulas existentes en cada una de las edificaciones. Sin embargo, en los casos donde los valores de $D/C_{\text{rotación}}$ no exceden demasiado la unidad, queda a criterio del ingeniero, basado en su experiencia, decidir si se toman esos resultados o si se deben tomar medidas correctivas para tenerlos en cuenta. Finalmente, la elección del método de análisis depende de los objetivos y la precisión requerida en la evaluación del desempeño estructural. Estos hallazgos contribuyen al avance en la ingeniería sísmica y brindan información valiosa para la toma de decisiones en el diseño y construcción de estructuras sismorresistentes.

CAPÍTULO VI – RECOMENDACIONES

- Realizar un estudio de amenaza sísmica de la mano de un equipo multidisciplinario de profesionales en el área de sismología y geología, con el propósito de recopilar datos sobre la actividad sísmica histórica en el sitio de implantación de las estructuras. Esto permitirá obtener registros de actividad sísmica para así evaluar los posibles escenarios de daños y reducir el grado de incertidumbre en cuanto al comportamiento de las estructuras al momento de realizar análisis no lineales.
- Mejorar la resistencia sísmica de las estructuras de concreto reforzado en aquellos casos donde los elementos estructurales excedan su capacidad al ser sometidos a demandas sísmicas considerables. Para ello, se recomienda rigidizar los elementos estructurales aumentando la cuantía de acero en el caso de estructuras nuevas, y para estructuras existentes una técnica conveniente sería el encamisado de vigas o columnas. Sin embargo, evaluar el factor económico es esencial al realizar modificaciones en un proyecto. Ante ello se evalúa el costo-beneficio, buscando alternativas que optimicen la seguridad estructural sin comprometer la viabilidad financiera.
- Para un análisis no lineal de historia en el tiempo efectivo, el profesional debe tener un sólido conocimiento del análisis sísmico y comprender los conceptos del método. Además, es crucial estar familiarizado con el software ETABS y sus capacidades específicas, como modelar sistemas complejos y realizar análisis dinámicos precisos, obteniendo resultados óptimos ante la necesidad planteada.
- Para asegurar la relevancia de estas investigaciones, es recomendable integrar las últimas fuentes de información y conocimientos pertinentes en constante evolución dentro del campo de estudio, especialmente las metodologías establecidas por normativas como la ASCE 7-22. Esta práctica aumentará la validez de los resultados obtenidos, alineándolos con los estándares más recientes y contribuyendo de manera significativa en el conocimiento y aplicabilidad del método.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguiar, R. (2003). *Análisis Sísmico por Desempeño. Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército*, Quito, Ecuador.
- Aguirre, J., & Bone, J. (2018). *Evaluación Sísmica y Propuesta de Diseño de Reforzamiento Estructural para el Edificio de la Facultad de Ingeniería en Geología y Petróleo de la Escuela Politécnica Nacional* (Tesis de pregrado). Quito-Ecuador: Escuela Politécnica Nacional.
- Almada, D., Bárcena, J., & Enciso, M., (s.f) *Determinación y Análisis de la gráfica Momento - Curvatura de diferentes secciones de vigas de concreto reforzado*. Consultado en <http://www.laccei.org/LACCEI2016-SanJose/RefereedPapers/RP228.pdf>
- ASCE. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, ASCE/SEI 41-13, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- ASCE. (2017). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*, ASCE/SEI 7-16, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- ATC. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, ATC-40. Redwood City, California.
- Bathe, K. J. (2006). *Finite Element Procedures*. Prentice Hall.
- Belytschko, T., Liu, W. K., & Moran, B. (2000). *Nonlinear Finite Elements for Continua and Structures*. John Wiley & Sons.
- Blanco, M. (2012). *Criterios fundamentales para el diseño sismorresistente*. Revista de la Facultad de Ingeniería Universidad Central de Venezuela, 27(3), 71-82.
- Chopra, A. K. (2012). *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering* (4th Ed.). Prentice Hall.
- Cienfuegos V, Melissa L. (2002). *Evaluación del desempeño estructural utilizando el análisis no lineal de la I.E. 10202 "Virgen de la Paz" – Pacora*. (Tesis de grado). Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, Chiclayo, Perú.
- Clough, R. W., & Penzien, J. (2003). *Dynamics of Structures*. McGraw-Hill Education.
- Computer & Structures, Inc. (2017). *CSI Analysis Reference Manual for SAP 2000, ETABS, SAFE and CSiBridge*. Walnut Creek, California.
- COVENIN - MINDUR 2002. (1988). *Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones*. Caracas: Comisión Venezolana de Normas Industriales COVENIN.

- COVENIN 1756-1 (2019). *Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes*. Caracas
- Del Re R, Gianina. (2006). *Evaluación de los métodos de análisis estático no-lineal para determinar el desempeño sísmico de estructuras aporricadas de concreto armado* (Trabajo especial de grado). Universidad Central de Venezuela, Venezuela
- FEMA. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Federal Emergency Management Agency, FEMA 356. Washington, D.C.
- FEMA. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Federal Emergency Management Agency, FEMA 440. Washington, D.C.
- FONDONORMA. (2006). *Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural*. Norma Venezolana COVENIN 1753. Caracas.
- Instituto Nacional de Normalización. (2020). *NCh3389:2020 Estructuras - Intervención en Construcciones Patrimoniales y Edificaciones Existentes*. Requisitos del Proyecto Estructural. Santiago, Chile.
- Guevara M, Nicolás E., Osorio R, Sergio A. y Vargas, Edgardo A. (2006). *Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de las Ingenierías y Arquitectura, utilizando Análisis Estático no lineal (Pushover)*. (Trabajo especial de grado). Universidad de El Salvador, San Salvador, El Salvador.
- Lepage, A., Delgado, S. A., & Avilés, J. (2008). *Parámetros óptimos en modelos de histéresis para la respuesta sísmica de pórticos de concreto armado*. Revista Técnica De La Facultad De Ingeniería Universidad Del Zulia, 31(3), 237-248.
- Miranda, E., Bommer, J. J., & Akkar, S. (2010). *Empirical Equations for the Prediction of PGA, PGV, and Spectral Accelerations in Europe, the Mediterranean Region, and the Middle East*. Seismological Research Letters, 81(2), 195–206.
- Miranda, E., Taghavi, S., & Mosqueda, G. (2011). *Seismic force demands on acceleration-sensitive nonstructural components: a state-of-the-art review*. Earthquake Engineering & Engineering Vibration, 20, 39-62.
- Muttoni, A., & Schwartz, J. (2008). *Nonlinear Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings: Workshop on Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Structures*. CRC Press.

-
- NIST. (2013). *Nonlinear Analysis Research and Development Program for Performance-Based Seismic Engineering*. NIST GCR 14-917-27. Gaithersburg, Maryland.
 - Noguera M, Héctor L. (2018). *Comparación de la respuesta estructural en edificaciones aperticadas de concreto reforzado aplicando análisis dinámico lineal y no lineal*. (Trabajo especial de grado). Universidad Católica Andrés Bello, Caracas, Venezuela.
 - Park R. y Paulay T. (1975). *Reinforced concrete structures*. New York: John Wiley & Sons.
 - Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). (s.f). *PEER Ground Motion Database*. Consultado en <http://peer.berkeley.edu/ngawest2/>
 - Pirrone O, Ana I. y Ferrero C, José A. (2018). *Diseño sismorresistente de sistemas duales de concreto reforzado basado en el diseño por desempeño*. (Trabajo de especial de grado). Universidad Católica Andrés Bello, Caracas, Venezuela.
 - Vórtize Arquitectos. (2012). *Diagrama Momento-Curvatura*. Consultado en <http://www.vortize.com/blog/diagramas-momento-curvatura/>