UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL EN EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO REFORZADO APLICANDO ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL Y NO LINEAL

Trabajo Especial de Grado presentado por:

Héctor L, Noguera Montilla

a la

Escuela de Ingeniería Civil Como requisito parcial para obtener el título de Ingeniero Civil

Tutor:

Eduardo López

Caracas, Octubre 2018

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL EN EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO REFORZADO APLICANDO ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL Y NO LINEAL

| su contenido con el resultado: Veinte puntos |
|--|
| JURADO EXAMINADOR |
| Nombre: Edurdo Lipez, Nombre: Muniu Barreiro Nombre: Vinanzo Bonuel. |
| Firma: Mub Tup Firma: Ano Farrers Firma: Jul |
| CATOLICA |
| Realizado por: Héctor Naguera |
| Profesor Guía: Eduardo López |
| Fecha: 17 de Octubre de 2018 |



Agradecimientos

A Dios Padre Todopoderoso por darme salud, protección y guía en el recorrido de la carrera.

Al Profesor Eduardo López por el aporte de sus valiosos conocimientos, experticia, compresión, y por el completo apoyo y atención que brindó en cada etapa para el avance y finalización del presente Trabajo Especial de Grado.

A mis padres y a mi hermano por su ayuda, atención, aliento y cariño.

A los jurados evaluadores por contribuir con su experiencia y conocimientos para la valoración del presente Trabajo Especial de Grado.



Índice de Contenido

| Agradecimientos | III |
|--|------|
| Índice de Contenido | IV |
| Índice de Figuras | VI |
| Índice de Tablas | XII |
| Índice de Ecuaciones | XIV |
| Resumen | XVII |
| Introducción | 1 |
| Objetivos | 3 |
| Alcance y Limitaciones | 4 |
| Capítulo I - Fundamentos Teóricos | 5 |
| I.1 Respuesta dinámica de edificaciones ante sismos | 5 |
| I.1.1 Ecuación dinámica de Movimiento | 5 |
| I.1.2 Ecuación de Movimiento en sistemas de varios grados de libertad | 8 |
| I.1.3 Análisis Elástico-Lineal y No Lineal | |
| I.1.4 Acción Sísmica | 12 |
| I.2 Solución de la Ecuación de Movimiento | 14 |
| I.2.1 Método de Análisis Dinámico Elástico | 14 |
| I.2.2 Análisis con Espectro de Respuesta | 23 |
| I.2.3 Método de Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo | |
| I.3 Efectos de segundo orden | |
| Capítulo II - Marco Metodológico | |
| II.1 Características generales de la estructura a analizar | |
| II.1.1 Geometría y configuración del modelo estructural | |
| II.1.2 Propiedades de los materiales | |
| II.2 Aspectos relativos al análisis sísmico | 53 |
| II.2.1 Ubicación | 53 |
| II.2.2 Parámetros sísmicos generales | 55 |
| II.2.3 Espectro de Respuesta Elástica Horizontal | |
| II.2.4 Espectro de Respuesta Elástica Vertical | |
| II.2.5 Espectros de Diseño | 60 |
| II.3 Modelado inicial en ETABS | |



| II.3.1 Dimensiones de los miembros estructurales | |
|--|------|
| II.3.2 Cargas Asignadas | |
| II.3.3 Diafragmas y fundaciones | |
| II.4 Análisis Dinámico Elástico Espectral | 63 |
| II.4.1 Criterios para Análisis Modal | |
| II.4.2 Definición de combinaciones de carga | |
| II.4.3 Rigideces de los elementos estructurales | 64 |
| II.4.4 Torsión | 64 |
| II.4.5 Efectos P-Delta | 65 |
| II.4.6 Controles | 65 |
| II.4.7 Diseño de acero de refuerzo en miembros estructurales | |
| II.5 Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo | 73 |
| II.5.1 Definición de acciones controladas por deformación y por fuerza | 73 |
| II.5.2 Modelado No Lineal | 73 |
| II.5.3 Amortiguamiento | 79 |
| II.5.4 Selección y ajuste de acelerogramas | |
| II.5.5 Configuración del Análisis No Lineal Tiempo Historia en ETAB | S 86 |
| Capítulo III - Resultados y Análisis | |
| III.1 Respuesta global de la estructura | |
| III.1.1 Desplazamientos y derivas laterales totales | |
| III.1.2 Cortes de piso máximos | 96 |
| III.1.3 Corte basal máximo | |
| III.1.4 Periodos de vibración | |
| III.2 Respuesta local de la estructura | |
| III.2.1 Columnas | |
| III.2.2 Vigas | |
| III.2.3 Juntas | 116 |
| Capítulo IV - Conclusiones | |
| Capítulo V - Recomendaciones | |
| Anexos | |
| Referencias Bibliográficas | |



Índice de Figuras

| Figura 1. (a) Esquema plano de un sistema estructural con 1 grado de libertad. (b) |
|--|
| Estructura de la cual es representativa el esquema (a). Fuente: (Chopra, 2014)5 |
| Figura 2. Esquema idealizado de un sistema estructural con 1 grado de libertad sometido a |
| una fuerza dinámica externa p(t). Fuente: (Chopra, 2014)6 |
| Figura 3. Esquema representativo de las componentes de la respuesta dinámica ante la |
| acción de una fuerza externa sobre una estructura. Fuente: (Chopra, 2014)7 |
| Figura 4. Equivalencia entre sistema excitado por la aceleración del terreno y un sistema |
| estacionario sometido a una fuerza sísmica efectiva. Fuente: (Chopra, 2014) |
| Figura 5. Esquema de Edificio de Cortante. Fuente: (Chopra, 2014)9 |
| Figura 6. Esquema de pórtico plano con 18 grados de libertad considerando la deformación |
| axial en las vigas y columnas, y la rotación en los nodos donde se concentra la masa. |
| Fuente: (Chopra, 2014)10 |
| Figura 7. Estructura aporticada de dos niveles idealizada con diafragmas rígidos. Fuente: |
| (Sistemas Dinámicos de Varios Grados de Libertad, 2018)10 |
| Figura 8. Relación fuerza-deformación para un sistema considerándose respuesta lineal y |
| no lineal. Fuente: Propia11 |
| Figura 9. Relación fuerza-deformación para un elemento estructural de acero. Fuente: |
| (Chopra, 2014) |
| Figura 10. Ilustración de respuestas máximas de sistemas de 1 grado de libertad para la |
| conformación del Espectro de Respuesta. Fuente: (López López, 2013) |
| Figura 11. Componente norte-sur de la aceleración horizontal del terreno registrada en la |
| subestación del distrito de riego del Valle Imperial, en El Centro, California, durante el |
| sismo del Valle Imperial el 18 de mayo de 1940. Fuente: (Chopra, 2014)14 |
| Figura 12. Vibración libre de un sistema sin amortiguamiento. Fuente: (Chopra, 2014) 15 |
| Figura 13. Modos de vibración de un pórtico plano. Fuente: (FEMA, 2006)16 |
| Figura 14. Amortiguamiento Modal o Amortiguamiento de Wilson. Fuente: (FEMA, 2006) |
| |



| Figura 15. Esquema representativo del desplazamiento como cuerpo rígido y de los |
|--|
| desplazamientos por fuerzas inerciales en la estructura ante un movimiento del terreno. |
| Fuente: (FEMA, 2006) |
| Figura 16. Forma típica del primer modo de vibración de estructura aporticada. Fuente: |
| (Chopra, 2014) |
| Figura 17. Esquema ilustrativo de la respuesta elástica e inelástica de un sistema estructural |
| (Fuerza Sísmica Lateral vs Deformación Lateral (Deriva)). Fuente: (ASCE/SEI 7, 2016).27 |
| Figura 18. Comparación de modelos no lineales de componentes estructurales. Fuente: |
| (PEER/ATC 72-1, 2010) |
| Figura 19. Esquema de modelos de inelasticidad concentrada. (NIST, NEHRP Seismic |
| Design Technical Brief No. 4: Nonlinear Structural, 2010) |
| Figura 20. Esquema de modelos de fibra (a). Fuente (NIST, NEHRP Seismic Design |
| Technical Brief No. 4: Nonlinear Structural, 2010). Esquema de modelo de fibra en una |
| viga de un pórtico de concreto reforzado. Nótese la discretización en fibras de las secciones |
| transversales a diferentes longitudes de la viga. Fuente: (NIST, Guidelines for Nonlinear |
| Structural Analysis for Part IIb – Reinforced Concrete Moment Frames, 2017b) |
| Figura 21. Esquema de modelo con elementos finitos. (NIST, NEHRP Seismic Design |
| Technical Brief No. 4: Nonlinear Structural, 2010) |
| Figura 22. Esquema de idealización de un sistema sismorresistente conformado por |
| pórticos de concreto reforzado modelado con elementos de plasticidad concentrada. Fuente: |
| (NIST, Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Part IIb – Reinforced Concrete |
| Moment Frames, 2017b) |
| Figura 23. Ejemplos de modelos histeréticos con degradación de rigidez. Fuente: (FEMA |
| P440A, 2009) |
| Figura 24. Degradación de la resistencia "entre ciclos" y "durante el ciclo". Fuente: |
| (FEMA P440A, 2009) |
| Figura 25. Modelo histerético combinado con moderada degradación de rigidez y |
| resistencia Fuente: (FEMA P440A, 2009) |



| Figura 26. (a) Curva Backbone (en rojo) que no presenta degradación entre ciclos y (b) |
|--|
| Esquema del traslado hacia el origen que sufriría la Curva Backbone ante deterioro cíclico. |
| Fuente: (FEMA P440A, 2009)38 |
| Figura 27. Curva Monotónicas y Curva Cíclica envolvente de un ciclo de histéresis. |
| Fuente: (PEER/ATC 72-1, 2010) |
| Figura 28. Puntos notables de envolvente cíclica. Fuente: (ASCE/SEI 41-17, 2017) 39 |
| Figura 29. Ilustración de las cuatros opciones para el modelado analítico del deterioro. |
| Fuente: (PEER/ATC 72-1, 2010) |
| Figura 30. Ilustración de reglas de histéresis para distintos tipos de deterioro. Fuente: |
| (Ibarra, Medina, & Krawinkler, 2005) |
| Figura 31. Modelo de Histéresis de Takeda. Fuente: (Computers and Structures, 2017)43 |
| Figura 32. Modelo de Histéresis Isotrópica. Fuente: (Computers and Structures, 2017) 43 |
| Figura 33. Ejemplo de registros acelerográficos ajustados dentro de un rango de periodos al |
| Espectro Objetivo. Fuente: (FEMA P-1051, 2016)47 |
| <i>Figura 34</i> . Efectos P-Δ. Fuente: (Comino, 2018) |
| <i>Figura 35.</i> Consecuencia de los efectos P- Λ en la resistencia lateral de un sistema en |
| |
| voladizo. Fuente: (NIST, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4: Nonlinear |
| voladizo. Fuente: (NIST, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4: Nonlinear Structural, 2010) |
| voladizo. Fuente: (NIST, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4: Nonlinear Structural, 2010) |
| voladizo. Fuente: (NIST, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4: Nonlinear Structural, 2010) |
| voladizo. Fuente: (NIST, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4: Nonlinear Structural, 2010) |
| voladizo. Fuente: (NIST, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4: Nonlinear Structural, 2010) |
| voladizo. Fuente: (NIST, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4: Nonlinear Structural, 2010) |
| voladizo. Fuente: (NIST, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4: Nonlinear Structural, 2010) |
| voladizo. Fuente: (NIST, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4: Nonlinear Structural, 2010) |
| voladizo. Fuente: (NIST, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4: Nonlinear Structural, 2010) |
| voladizo. Fuente: (NIST, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4: Nonlinear Structural, 2010) |
| voladizo. Fuente: (NIST, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4: Nonlinear Structural, 2010) |
| voladizo. Fuente: (NIST, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4: Nonlinear Structural, 2010) |



| Figura 43. Espectro de respuesta elástica vertical para el sitio de emplazamiento de la |
|---|
| edificación. Fuente: (COVENIN 1756 (en revisión), 2017)59 |
| Figura 44. Espectro de Diseño Horizontal. Fuente: (COVENIN 1756 (en revisión), 2017) 60 |
| Figura 45. Espectro de Diseño Vertical. Fuente: (COVENIN 1756 (en revisión), 2017)61 |
| Figura 46. Valor de pseudo-aceleración espectral dentro del espectro de diseño para periodo |
| Ta. Fuente: ETABS |
| Figura 47. Esquema de modelo de plasticidad concentrada. Fuente (PEER/ATC 72-1, |
| 2010) |
| Figura 48. Parámetros para modelado de la envolvente cíclica para vigas con falla |
| controlada por flexión. Extracto de la tabla 10-7 del ASCE 41-17. Fuente: (ASCE/SEI 41- |
| 17, 2017) |
| Figura 49. Parámetros para modelado de la envolvente cíclica para columnas que no están |
| controladas por inadecuada longitud de desarrollo, o inadecuado solapamiento a lo largo de |
| su altura libre. Extracto de la tabla 10-8 del ASCE 41-17. Fuente; (ASCE/SEI 41, 2017). 77 |
| Figura 50. Vista lateral de los pórticos en los ejes estructurales 1 y 2. Fuente: ETABS78 |
| Figura 51. Vista en elevación de junta modelada como parcialmente rígida para pórticos de |
| concreto donde se cumpla la relación columna fuerte-viga débil. Fuente: (ASCE/SEI 41, |
| 2017) |
| Figura 52. Extracto del Mapa de Fallas Cuarternarias de Venezuela. Con el círculo azul se |
| marca un radio de 15Km con respecto a la ciudad de Caracas. Fuente: Mapa de Fallas |
| Cuarternarias de Venezuela, FUNVISIS |
| Figura 53. Motor de búsqueda de la Base de Datos de Movimientos Sísmicos del PEER. |
| Fuente: Base de Datos de Movimientos Sísmicos del PEER |
| Figura 54. Espectro objetivo y espectros RCSC de los registros acelerográficos ajustados. |
| Fuente: Base de Datos de Movimientos Sísmicos del PEER |
| Figura 55. Función rampa que representa la función tiempo-historia para carga |
| gravitacional del modelo no lineal. Fuente: ETABS |
| Figura 56. Detalles de la configuración en ETABS del caso de carga gravitacional. Fuente: |
| ETABS |



Figura 57. Ejemplo de la configuración de función acelerográfica dentro de ETABS. Figura 58. Configuración de los vectores de Ritz empleados en los casos de carga quasiestática y dinámica. Fuente: ETABS......90 Figura 59. Configuración del caso de carga para el Análisis Dinámico Inelástico Tiempo-Figura 60. Desplazamientos Laterales en la dirección X. Los desplazamientos máximos del Figura 61. Desplazamientos Laterales en la dirección Y. Los desplazamientos máximos del análisis dinámico inelástico son iguales a los del registro 4. Fuente: ETABS......93 Figura 64. Corte por piso en el sentido positivo de la dirección X. Fuente: ETABS........97 Figura 70. Corte Basal en la dirección Y positiva. Fuente: ETABS 101 Figura 71. Corte Basal en la dirección Y negativa. Fuente: ETABS 101 Figura 72. Historia en el tiempo de la fuerza cortante en la base para la dirección X en el Figura 74. Detallado de acero de confinamiento en columnas con nivel de carga axial igual o inferior a P \leq 0.3 A_G F'c (a), o superior (b). Fuente: (NIST, Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames A Guide for Practicing Engineers NEHRP Figura 75. Vistas laterales del modelo inelástico en el segundo 14.21 del análisis con el



| Figura 76. Esquema ilustrativo del incremento de carga axial en una columna de esquina |
|--|
| por la formación de los cortes asociados a los momentos máximos probables en las vigas. |
| Fuente: (Moehle, 2014) |
| Figura 77. Historia en el Tiempo de la carga axial en la columna C4 ante acción sísmica del |
| registro 4. Fuente: ETABS |
| Figura 78. Historia en el tiempo de los momentos en la columna C4. Fuente: ETABS 109 |
| Figura 79. Diferentes alternativas para cálculo del corte en columnas. Fuente: (NIST, |
| Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames A Guide for Practicing |
| Engineers NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 1, 2016) |
| <i>Figura 80</i> . Corte 2-2 VAGf'c en las columnas C4, donde V es el corte del análisis, A_G el |
| área transversal de la columnas y f´c la resistencia a compresión del concreto. Fuente. |
| ETABS |
| <i>Figura</i> 81. Corte 3-3 VAGf ^{r} c en las columnas C4, donde V es el corte del análisis, A _G el |
| área transversal de la columnas y f´c la resistencia a compresión del concreto. Fuente. |
| ETABS111 |
| Figura 82. Respuesta histerética en rotula izquierda de la viga B3 del piso 4 en el análisis |
| inelástico con el sismo 4114 |
| Figura 83. Respuesta histerética en rotula derecha de la viga B3 del piso 4 en el análisis |
| inelástico con el sismo 4114 |
| Figura 84. Respuesta histerética en rotula izquierda de la viga B7 del piso 4 en el análisis |
| inelástico con el sismo 4115 |
| Figura 85. Respuesta histerética en rotula derecha de la viga B7 del piso 4 en el análisis |
| inelástico con el sismo 4115 |
| Figura 86. Diagrama de cuerpo libre para cálculo de fuerza cortante en una junta de un |
| pórtico de concreto armado. Fuente: (NIST, Seismic Design of Reinforced Concrete |
| Special Moment Frames A Guide for Practicing Engineers NEHRP Seismic Design |
| Technical Brief No. 1, 2016) |



Índice de Tablas

| Tabla 1 |
|-------------|
| Tabla 2 |
| Tabla 3 |
| Tabla 4 |
| Tabla 5 |
| Tabla 6 |
| Tabla 7 |
| Tabla 8 |
| Tabla 9 |
| Tabla 10 |
| Tabla 1163 |
| Tabla 12 |
| Tabla 13 |
| Tabla 14 69 |
| Tabla 15 69 |
| Tabla 16 69 |
| Tabla 1770 |
| Tabla 18 |
| Tabla 19 |
| Tabla 20 |
| Tabla 21 |
| Tabla 22 |
| Tabla 23 |
| Tabla 24 |
| Tabla 25 |
| Tabla 26 |
| Tabla 27 |
| Tabla 28 |



| Tabla 29 | |
|----------|--|
| Tabla 30 | |
| Tabla 31 | |
| Tabla 32 | |
| Tabla 33 | |
| Tabla 34 | |
| Tabla 35 | |
| Tabla 36 | |
| Tabla 37 | |
| Tabla 38 | |
| Tabla 39 | |
| Tabla 40 | |
| | |



Índice de Ecuaciones

| (Ecuación 1)7 |
|-----------------|
| (Ecuación 2)7 |
| (Ecuación 3) |
| (Ecuación 4)9 |
| (Ecuación 5) |
| (Ecuación 6)10 |
| (Ecuación 7)11 |
| (Ecuación 8)11 |
| (Ecuación 9)12 |
| (Ecuación 10)15 |
| (Ecuación 11)15 |
| (Ecuación 12)16 |
| (Ecuación 13)16 |
| (Ecuación 14)16 |
| (Ecuación 15)17 |
| (Ecuación 16)17 |
| (Ecuación 17)17 |
| (Ecuación 18)17 |
| (Ecuación 19)17 |
| (Ecuación 20) |
| (Ecuación 21) |
| (Ecuación 22) |
| (Ecuación 23) |
| (Ecuación 24) |
| (Ecuación 25) |
| (Ecuación 26)19 |
| (Ecuación 27) |
| (Ecuación 28) |



| (Ecuación 29) | 21 |
|---------------|----|
| (Ecuación 30) | 21 |
| (Ecuación 31) | 21 |
| (Ecuación 32) | 22 |
| (Ecuación 33) | 22 |
| (Ecuación 34) | 22 |
| (Ecuación 35) | 23 |
| (Ecuación 36) | 24 |
| (Ecuación 37) | 24 |
| (Ecuación 38) | 24 |
| (Ecuación 39) | 25 |
| (Ecuación 40) | |
| (Ecuación 41) | |
| (Ecuación 42) | |
| (Ecuación 43) | |
| (Ecuación 44) | 29 |
| (Ecuación 45) | |
| (Ecuación 46) | |
| (Ecuación 47) | |
| (Ecuación 48) | |
| (Ecuación 49) | |
| (Ecuación 50) | |
| (Ecuación 51) | |
| (Ecuación 52) | 31 |
| (Ecuación 53) | 31 |
| (Ecuación 54) | 31 |
| (Ecuación 55) | 44 |
| (Ecuación 56) | 44 |
| (Ecuación 57) | 45 |
| (Ecuación 58) | 45 |



| (Ecuación 59) | |
|---------------|----|
| (Ecuación 60) | |
| (Ecuación 61) | |
| (Ecuación 62) | |
| (Ecuación 63) | |
| (Ecuación 64) | |
| (Ecuación 65) | 67 |
| (Ecuación 66) | 67 |
| (Ecuación 67) | |
| (Ecuación 68) | |
| (Ecuación 69) | |
| (Ecuación 70) | 75 |
| (Ecuación 71) | 75 |
| (Ecuación 72) | 77 |



Resumen

Si bien la mayoría de las estructuras sismorresistentes se diseñan con análisis lineales, la respuesta estimada a partir de ellos se aleja de la realidad, al suponer una respuesta elástica-proporcional y considerar de forma implícita los efectos inelásticos. Por otro lado, el método de Análisis Dinámico Inelástico Tiempo Historia constituye una herramienta más exacta, al proveer los medios para modelar la respuesta estructural más allá del rango elástico, incluyendo el cambio en propiedades como las rigidez y la resistencia de los miembros estructurales, modelando así de forma explícita el deterioro asociado al comportamiento inelástico.

Aunque la aplicación del método de Análisis Dinámico Inelástico Tiempo Historia requiere un esfuerzo significativamente mayor que los análisis elásticos, los avances en la tecnología computacional y la creciente cantidad de data de ensayos disponibles posibilitan el uso del método inelástico para estudios de respuesta sísmica. Por estas razones se ha incrementado el uso de este sofisticado método en la práctica ingenieril a nivel mundial, estando inclusive contemplado el uso del método de Análisis Dinámico Inelástico en la norma COVENIN 1756 (en revisión) para la verificación del desempeño estructural de ciertas construcciones.

En el presente Trabajo Especial de Grado se compararon los parámetros de respuesta obtenidos del análisis símico de una edificación aporticada de concreto reforzado, modelada en el software ETABS v17.0.1 aplicando el Método de Análisis Dinámico Elástico Espectral y aplicando el Método de Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo, ambos métodos de conformidad a los requerimientos de la Norma Venezolana Para Construcciones Sismorresistentes COVENIN 1756 (en revisión).

Bajo la premisa del mayor grado de realismo que supone el método de Análisis Dinámico Inelástico frente al método Dinámico Elástico, se evaluaron diferencias en parámetros de respuesta global como el coeficiente de amplificación dinámico, los cortes por piso y en los periodos estructurales resultantes de ambos métodos, y a nivel local se cuantificaron las diferencias en las solicitaciones obtenidas de ambos análisis en las columnas y vigas.



Introducción

El diseño de estructuras sismorresistentes de conformidad con los procedimientos convencionales que se contemplan en los códigos a nivel mundial, se lleva a cabo mediante metodologías de Análisis Elástico, donde se supone una respuesta elástica-lineal para la estimación de las demandas, y una acción sísmica reducida por el Factor de Reducción de Respuesta R. Bajo estas simplificaciones y en combinación con la aplicación de los principios del detallado sísmico y del diseño por capacidad (bajo los que se presume una respuesta dúctil y la formación de mecanismos de cedencia favorables en el sistema estructural), se hace razonable la aplicación de los métodos de análisis elástico como aproximaciones lo suficientemente aceptables antes sismos de leve y moderada intensidad.

Por otro lado, la menos común pero más precisa metodología de Análisis Dinámico Inelástico constituye la herramienta más sofisticada con la que cuentan los Ingenieros Estructurales actualmente, ya que, a pesar de su complejidad, el avance en las capacidades computacionales y la extensiva data de ensayos disponibles hace posible modelar de forma explícita las propiedades inelásticas de los materiales. En este método la acción sísmica se introduce al modelo matemático como acelerogramas de movimientos sísmicos registrados o artificialmente generados, haciendo posible la evaluación paso a paso de las demandas en el sistema estructural en cualquier momento del evento sísmico, y, adicionalmente, con la incorporación de forma explícita de la degradación en la resistencia y rigidez de los miembros estructurales, el método sobrepasa las barreras existentes en los análisis lineales, superando el límite elástico y modelando explícitamente el cambio en las propiedades dinámicas de la edificación durante el análisis.

Actualmente, por las bondades propias del Análisis Dinámico Inelástico frente a los demás métodos de análisis, la aplicación de este método de análisis abarca principalmente cuatro áreas: (1) evaluación y reforzamiento de edificios actuales estimando respuestas de forma más fiel que con métodos elásticos, (2) la mejora y calibración de códigos de diseño, (3) evaluación de riesgo sísmico y (4) el diseño por desempeño de nuevas edificaciones. Si bien estas aplicaciones son de más extendido uso en otros países, la norma COVENIN 1756 (en revisión) ya contempla al método de Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo como método de verificación del desempeño estructural de ciertas construcciones, haciéndose un imperativo el estudio de este método de análisis, con el objeto de explorar las bondades propias de esta refinada metodología frente a los métodos elásticos más sencillos, y para avanzar en la práctica de esta herramienta que poco ha sido utilizada en el contexto de la ingeniería estructural a nivel nacional.

En definitiva, el propósito del presente Trabajo Especial de Grado reside en la comparación de la respuesta estructural de edificaciones aporticadas de concreto reforzado, empleando el Método de Análisis Dinámico Elástico Espectral y empleando el Método de Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo, en ambos casos de conformidad a la Norma Venezolana Para Construcciones Sismorresistentes COVENIN 1756 (en revisión).



Ambos métodos de análisis se aplicaron con apoyo en el software ETABS v17.0.1, buscando en especial el desarrollo de un modelo con el mayor nivel de fidelidad para el estado del arte actual y los recursos disponibles para la ejecución del método de Análisis Inelástico, para finalmente cuantificar diferencias en parámetros de respuesta global tales como desplazamientos y derivas laterales totales (comparando el coeficiente de amplificación dinámico obtenido con el normativo), corte por piso (identificando la influencia de los modos superiores por el fenómeno de amplificación de cortante) y periodos estructurales (elongados por la caída en la rigidez de los miembros), así como en parámetros de respuesta local como el estado de flexocompresión y fuerza cortante en las columnas, y el momento flector en las vigas.



Objetivos

Objetivo General

• Comparar la respuesta estructural en edificaciones aporticadas de concreto reforzado aplicando el Método de Análisis Dinámico Elástico Espectral y aplicando el Método de Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo, de conformidad a la Norma Venezolana Para Construcciones Sismorresistentes COVENIN 1756 (en revisión).

Objetivos Específicos

- Modelar una edificación aporticada de concreto reforzado aplicando el Método de Análisis Dinámico Elástico Espectral, de conformidad a la Norma COVENIN 1756 (en revisión) y con apoyo en el software ETABS.
- Modelar una edificación aporticada de concreto reforzado aplicando el Método de Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo, de conformidad a la Norma COVENIN 1756 (en revisión) y con apoyo en el software ETABS.
- Seleccionar y ajustar registros acelerográficos de eventos sísmicos registrados y/o artificialmente generados, a fin de definir las funciones que se introducirán como el movimiento sísmico en el modelo inelástico en ETABS.
- Comparar la respuesta estructural obtenida del Análisis Dinámico Elástico Espectral y del Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo, cuantificando diferencias en las solicitaciones en los miembros estructurales y en otros parámetros de demanda sísmica.



Alcance y Limitaciones

El método de Análisis Dinámico Inelástico de Repuesta en el Tiempo constituye el método de análisis sísmico de mayor refinamiento entre los contemplados en la norma COVENIN 1756 (en revisión), razón por la que su aplicación no se encuentra limitada a ningún tipo de restricción particular. Sin embargo, a pesar de la virtud inherente del método de Análisis Dinámico Inelástico de Repuesta en el Tiempo para analizar con mejor precisión estructuras irregulares y/o con la presencia de dispositivos especiales, el modelo desarrollado en el presente Trabajo Especial de Grado se limitó a una configuración estructural sin ningún tipo de irregularidad particular, motivado a los recursos disponibles y a los requerimientos en términos de procesamiento computacional que el método exige, por lo que el enfoque principal del trabajo se orienta al empleo de las capacidades propias del método inelástico, que lo hacen más realista que su contraparte elástica para la determinación de parámetros de respuesta estructural de forma más precisa, y no en búsqueda del análisis de una configuración estructural particularmente compleja.





Capítulo I - Fundamentos Teóricos

I.1 Respuesta dinámica de edificaciones ante sismos

Al ser frecuente la presencia de asentamientos urbanos en zonas de sismicidad leve a elevada, es de interés para los ingenieros estructurales el análisis, diseño y evaluación del comportamiento de edificaciones sometidas a movimientos sísmicos, a fin de estimar las demandas que deben soportar los miembros que conforman el sistema estructural, y de esa manera dotar de la suficiente resistencia, rigidez, ductilidad y estabilidad a la estructura para garantizar la seguridad ante la ocurrencia de un sismo.

En tal sentido, para el estudio analítico de la respuesta sísmica de edificaciones es necesaria la conformación de un modelo matemático representativo del problema, proceso en el que se puede identificar dos componentes: (1) la dinámica estructural propia de la edificación, descrita por la Ecuación de Movimiento, y (2) la función que representará la acción sísmica en el modelo, sea con la forma de Espectros de Repuesta o con registros acelerográficos. En los puntos siguientes se presenta un breve desarrollo de los conceptos mencionados.

I.1.1 Ecuación dinámica de Movimiento

La formulación de una expresión matemática para la representación de la respuesta de una estructura es posible mediante la idealización de sus propiedades dinámicas más importantes, como lo son la masa, la rigidez y el amortiguamiento. Con el propósito de ilustrar dichas propiedades, considérese el ejemplo de la figura 1 tomada de (Chopra, 2014).



Figura 1. (a) Esquema plano de un sistema estructural con 1 grado de libertad. (b) Estructura de la cual es representativa el esquema (a). Fuente: (Chopra, 2014).



La figura 1 consiste en un esquema de una estructura sencilla (figura 1(a)), comparable a una pérgola (figura 1(b)), conformada por una losa de concreto reforzado de mucha rigidez que se encuentra soportada por columnas metálicas livianas, por lo que la masa se puede asumir concentrada a nivel de la losa, al igual que se puede suponer la acción de la losa como diafragma que une a las columnas que brindan la rigidez lateral a la estructura.

Si se considera la presencia de una fuerza externa que se mantiene constante en el tiempo, designada en la figura 1 como "p(t)", la estructura oscilaría de un lado a otro presentando una amplitud "u" indefinidamente. Ahora bien, resulta sencillo intuir que si dicha fuerza disminuye con el tiempo hasta desaparecer, como lo afirma (Chopra, 2014) "la estructura oscilaría cada vez con menor amplitud y con el tiempo se detendría" (pág .5), hecho que describe en términos sencillos al amortiguamiento, que como define el mismo (Chopra, 2014) es "el proceso mediante el cual la amplitud de la vibración disminuye de manera constante"(pág .7). Esta propiedad, que físicamente se atribuye a la disipación de la energía en la estructura mediante diferentes mecanismos, cuya determinación y cuantificación representa una tarea compleja, pero que para los fines de modelado y por conveniencia matemática puede representarse con la presencia de un simple amortiguador viscoso equivalente.

Finalmente, en cuenta de la idealización estructural explicada anteriormente, es posible la formulación de una ecuación diferencial que describa el desplazamiento en el tiempo "u(t)" dada la acción de la fuerza dinámica "p(t)". Dicha ecuación es obtenida haciendo uso de la Segunda Ley del movimiento de Newton o a partir del principio de DÀlembert (equilibrio dinámico).



Figura 2. (a) Esquema idealizado de un sistema estructural con 1 grado de libertad sometido a una fuerza dinámica externa p(t). En (b) y (c) se ilustra la aplicación de la segunda ley de segunda ley de Newton y el principio de D'Alembert respetivamente. Fuente: (Chopra, 2014)



(Capítulo I – Fundamentos Teóricos) 7

Como se indica en la figura 2(b), ante la fuerza externa "p(t)" aparece la acción de las fuerza elásticas "f(s)" y de amortiguamiento "f(d)", en donde la primera es una fuerza interna que se opone a la deformación, y la segunda a la velocidad, esto último debido a que como se mencionó en un punto precedente, la formulación del amortiguamiento se simplifica como un amortiguador viscoso.

Entonces, a partir de la segunda ley de newton aplicada en la figura 2(b) se tiene:

 $p(t) - fs - fd = m\ddot{u}$ (Ecuación 1)

Despejando el lado izquierdo de la ecuación, y expresando en término de masa, amortiguamiento y rigidez, la ecuación 1 se convierte en:



 $m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t)$ (Ecuación 2)

Figura 3. Esquema representativo de las componentes de la respuesta dinámica ante la acción de una fuerza externa sobre una estructura. Fuente: (Chopra, 2014)

La ecuación 2 se conoce como la Ecuación de Movimiento; siendo "m" la masa, "c" el amortiguamiento, "k" la rigidez del sistema, y u, \dot{u} , y \ddot{u} el desplazamiento, la velocidad y la aceleración de la masa (en todos los casos con respecto a la base de la estructura), respectivamente.

Del planteamiento en la figura 2(c) también se puede llegar a la Ecuación de Movimiento, la diferencia con respecto al procedimiento aplicando la segunda ley de Newton es, que el Principio de Equilibrio Dinámico (D'Alembert) propone la existencia de una fuerza inercial ficticia "f(i)" que actúa en dirección opuesta a la aceleración, lo que permite asumir que para todo instante de tiempo el sistema está en equilibrio, de manera que con un análisis estático, es decir, igualando la suma de todas las fuerza a cero, se llegaría a la misma Ecuación de Movimiento.



(Capítulo I – Fundamentos Teóricos) 8

Por otro lado, en el caso de respuesta dinámica ante sismos, conviene expresar la Ecuación de Movimiento con respecto al movimiento de la base inducido por el sismo, de modo que resulta la siguiente expresión:

 $m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_a(t)$ (Ecuación 3)

Donde la componente $-m\ddot{u}_g(t)$ se conoce como fuerza sísmica efectiva, y corresponde al producto de la masa por la aceleración del terreno, con signo negativo por actuar en dirección opuesta a la aceleración del terreno.

De la expresión de la Ecuación de Movimiento en términos de una fuerza impuesta por la aceleración del terreno, es acertado afirmar que ante la excitación sísmica la deformación en la estructura es equivalente a un sistema estacionario sometido a una fuerza externa = $-m\ddot{u}_{q}(t)$. (Chopra, 2014).



Figura 4. Equivalencia entre sistema excitado por la aceleración del terreno y un sistema estacionario sometido a una fuerza sísmica efectiva. Fuente: (Chopra, 2014)

I.1.2 Ecuación de Movimiento en sistemas de varios grados de libertad

Partiendo de los conceptos e idealizaciones aplicadas para el modelado de estructuras tan simples como la analizada en el punto anterior, cuyo comportamiento se pueda analizar como un sistema de un grado de libertad, es posible ampliar el alcance de la Ecuación de Movimiento a estructuras más complejas, como edificios de varios niveles (lo que trae como consecuencia la aparición de más grados de libertad), u otros tipos de estructuras.

A consideración de esto, para iniciar en el análisis dinámico de edificios de varios niveles, es oportuno comenzar con la expresión más sencilla de este problema, conocida como el "Edificio de Cortante", el cual es un tipo de sistema idealizado en el que se desprecian varios factores: (1) la deformación axial en vigas y columnas, (2) el efecto de la fuerza axial sobre la rigidez de las columnas, y (3) la completa rigidez del sistema de vigas y losas, lo que trae como consecuencia rotación nula en las juntas. Además, la masa se idealiza como concentrada a nivel de los pisos, lo que resulta una suposición lo suficientemente apropiada, ya que en términos generales, es aceptable asumir que en una



edificación la mayor cantidad de masa se concentra a nivel de los pisos. Por otro lado, de manera similar al caso de un sistema de un grado de libertad, es posible representar la disipación de energía con amortiguadores viscosos en cada nivel, conformando así el modelo esquematizado en la figura 5.



Figura 5. Esquema de Edificio de Cortante. Solo existen los grados de libertad "u1" y "u2". Fuente: (Chopra, 2014)

Haciendo nuevamente uso de la segunda ley de Newton para analizar la dinámica de la estructura en la figura 5, se tiene:

$$pj(t) - fsj - fdj = mj\ddot{u}j$$
 (Ecuación 4)

En tal expresión existe un grado de libertad para cada nivel (j=1 y 2), y por lo tanto una fuerza elástica restauradora, de amortiguamiento y externa respectiva para cada uno, siendo posible alcanzar nuevamente la expresión de la Ecuación de Movimiento de la forma $m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t)$; donde la componente de masa pudiera adoptar una forma de matriz diagonal para acomodar las masas de ambos niveles, y las demás fuerzas una forma vectorial con la forma siguiente:

$$\begin{pmatrix} m1 & 0\\ 0 & m2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{u1}\\ \ddot{u2} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} fd1\\ fd2 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} fs1\\ fs2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} p1(t)\\ p2(t) \end{pmatrix}$$
(Ecuación 5)

Como se puede presumir, la idealización del edificio de cortante resulta insuficiente para el modelado de estructuras más complejas, donde la consideración de mayores grados de libertad es necesaria para alcanzar un mejor grado de representatividad. No obstante, como se muestra en la figura 6 y 7, con otros tipos de discretizaciones o simplificaciones que se tomen en cuenta o no, el producto final que en todos los casos se alcanza es la expresión de la Ecuación de Movimiento en su forma general, con un mayor número de elementos según mas grados de libertad se consideren, pero que en definitiva resulta con la forma matricial de la ecuación $m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t)$, por lo que su resolución es la actividad que ocupa a los ingenieros estructurales en todos los casos que se desea realizar un análisis de respuesta dinámica de cualquier estructura.





Figura 6. Esquema de pórtico plano con 18 grados de libertad considerando la deformación axial en las vigas y columnas, y la rotación en los nodos donde se concentra la masa. Con el amortiguamiento definido como viscoso, y definidas las propiedades de rigidez para cada grado de libertad asociado a las masas del sistema, la dinámica de la estructura se puede describir con la Ecuación de Movimiento. Fuente: (Chopra, 2014)



Figura 7. Estructura aporticada de dos niveles idealizada con diafragmas rígidos. La dinámica de esta estructura tridimensional se describe con la Ecuación de Movimiento considerando los grados de libertad traslacionales y rotacionales de las plantas. Fuente: (Sistemas Dinámicos de Varios Grados de Libertad, 2018).

I.1.3 Análisis Elástico-Lineal y No Lineal

De la Ecuación de Movimiento explicada anteriormente vale mencionar un importante aspecto, el cual es que en la forma $m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t)$ solo es aplicable para describir un sistema elástico lineal.

En primera instancia, semejante limitación/simplificación ocurre ya que se considera que la relación entre la fuerza elástica restauradora es directamente proporcional a la deformación resultante, como lo expresa la componente de rigidez de la ecuación:

$$fs = ku$$
 (Ecuación 6)

El uso de la expresión 6 implica que la linealidad (que es razonablemente válida para deformaciones pequeñas) es válida para grandes deformaciones, lo que no es acertado



para representar lo que ocurre en la realidad pasado el límite de proporcionalidad, y aún menos si es superado el límite elástico. Además, la ecuación 6 supone que la relación de la fuerza elástica restauradora con los desplazamientos tendría un valor único, siendo independiente de la trayectoria. Dicho supuesto también resulta incorrecto en el caso de sistemas no lineales, ya que la respuesta ante deformaciones elevadas (superado el límite proporcional y elástico) de los miembros y la estructura en general, si es dependiente de la dirección en que incide la fuerza (definida según la respuesta histerética del miembro en cuestión). Entonces, la relación de la fuerza restauradora sería mejor descrita como una función implícita de la deformación (Chopra, 2014):





Figura 8. Relación fuerza-deformación para un sistema considerándose respuesta lineal y no lineal. Nótese que en el sistema lineal se asume indefinidamente la proporcionalidad, mientras que en la respuesta no lineal (la real una vez superada la proporcionalidad) la ecuación de movimiento debe modificarse con un factor (FNL) que reduzca la respuesta. Fuente: Propia

Por otra parte, la componente de amortiguamiento se consideró viscosa lineal, teniendo la forma expresada como:

$$fd = c\dot{u}$$
 (Ecuación 8)

A consecuencia de esto, esta expresión de amortiguamiento se limita para el caso de estructuras elástico-lineales, y no sería representativa de la disipación de energía producto de la respuesta histerética en sistemas no lineales.

El amortiguamiento no lineal entra en la respuesta estructural con la disipación de energía que ocurre ante la aparición de deformaciones cíclicas, que traen como resultado la formación de ciclos de histéresis cuya área representa la energía disipada. Las relaciones esfuerzo-deformación inelástica que definen el comportamiento no lineal de los miembros



se define de manera experimental, y se introduce de forma directa en el modelo para captar la fracción no lineal de la respuesta, adicional a la fraccion que se modela como viscosa.



Figura 9. Relación fuerza-deformación para un elemento estructural de acero. Fuente: (Chopra, 2014)

Por tanto, la ecuación de movimiento que aplica para describir de manera más apropiada la respuesta dinámica de un sistema estructural no lineal sería:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + fs(u) = p(t)$$
 (Ecuación 9)

Donde la fracción del amortiguamiento inelástico se incorpora de forma explícita, y las fuerzas internas se ajustan con los cambios en la resistencia y rigidez de la estructura a medida que la misma se degrada ante la acción sísmica.

I.1.4 Acción Sísmica

Para representar acción sísmica en los análisis dinámicos (el lado derecho de la Ecuación de Movimiento) es necesario definir la repuesta de la estructura ante la aceleración que experimenta el terreno. En ese sentido, las dos formas de uso más frecuente en el análisis sísmico de edificaciones son: (1) El Espectro de Respuesta, y (2) Registros acelerográficos.

El concepto de espectro de respuesta se refiere al de una gráfica que presenta las respuestas máximas (en este caso aceleraciones) como una función del periodo natural de vibración de múltiples sistemas de 1 grado de libertad. (Chopra, 2014) El espectro de respuesta de pseudoaceleraciones constituye una de las herramientas de más extendido uso para el análisis sísmico, al poder obtener el valor de aceleración asociado al periodo fundamental de la estructura, siendo posible definir el corte basal que representa la fuerza sísmica actuante para finalmente calcular la respuesta máxima de la edificación.





Figura 10. Ilustración de respuestas máximas de sistemas de 1 grado de libertad para la conformación del Espectro de Respuesta. Fuente: (López López, 2013).

En cambio, un registro acelerográfico (véase figura 11) es una función de la aceleración del terreno contra el tiempo, que introduce de forma directa las aceleraciones sísmicas en el modelo, y para las cuales se puede realizar el cálculo de la respuesta dinámica de la edificación en cualquier instante de tiempo.



Figura 11. Componente norte-sur de la aceleración horizontal del terreno registrada en la subestación del distrito de riego del Valle Imperial, en El Centro, California, durante el sismo del Valle Imperial el 18 de mayo de 1940. Fuente: (Chopra, 2014).

I.2 Solución de la Ecuación de Movimiento

En cuenta de las nociones presentadas para la formulación de la Ecuación de Movimiento, sea con objeto del estudio dinámico de edificaciones de forma lineal o no lineal, al igual que con los conceptos de acción sísmica introducidos previamente, conviene ahora hacer un breve desarrollo de los métodos de Análisis Dinámico Elástico e Inelástico, al ser métodos que, básicamente, se resumen a la solución de la Ecuación de Movimiento ante la acción sísmica introducida en forma de espectro o acelerograma, de manera que se fundamenten con una base teórica los procedimientos que posteriormente fueron aplicados para el análisis de respuesta dinámica de la estructura propuesta en el presente Trabajo Especial de Grado.

I.2.1 Método de Análisis Dinámico Elástico

El análisis de respuesta dinámica en sistemas modelados como lineales-elásticos es comúnmente ejecutado con los procedimientos de análisis modal clásico, en donde es posible expresar la Ecuación de Movimiento en función de propiedades dinámicas como las frecuencias naturales y modos de vibración, formulándose ecuaciones algebraicas desacopladas, propias de un problema de matricial de valor característico (autovalores o eigenvalues en inglés), en sustitución de la Ecuación de Movimiento en su forma primigenia que constituye una ecuación diferencial de orden superior. Tal solución permite el uso de un espectro de respuesta como representación de la acción sísmica, estimando fuerzas de diseño acorde al nivel de amenaza asociado al mismo, e incorporando de forma implícita la capacidad dúctil y la respuesta inelástica de la estructura con los factores de reducción de respuesta y de amplificación de los conceptos más relevantes para el estudio de la respuesta estructural estimada con el método Análisis Dinámico Lineal



I.2.1.1 Análisis modal

I.2.1.1.a Frecuencias y modos de vibración naturales en sistemas sin amortiguamiento

Es propicio introducir el estudio de las propiedades vibratorias (frecuencias y modos de vibración) en sistemas no amortiguados, ya que como se demostrará más adelante, estos conceptos se extienden para el análisis de los sistemas con amortiguamiento clásico bajo ciertas consideraciones.

Un sistema lineal masa-resorte-amortiguador o un pórtico de un grado de libertad sometido a vibración libre (fenómeno definido como la vibración que exhibe un sistema por haber sido perturbada su posición de equilibrio estático y haberlo dejado vibrar sin excitación dinámica externa, es decir, p(t)=0. (Chopra, 2014)), es descrita por la siguiente ecuación diferencial homogénea:

 $m\ddot{u} + ku = 0$ (Ecuación 10)



Figura 12. Vibración libre de un sistema sin amortiguamiento. Fuente: (Chopra, 2014)

La solución de la ecuación 10 (véase (Chopra, 2014) para más detalles), con condiciones de borde para el instante inicial u = u(o) y $\dot{u} = \dot{u}(o)$ resulta:

$$u(t) = u(0)cos\omega_n t + \frac{\dot{u}}{\omega_n}sen\omega_n t$$
 (Ecuación 11)



(Capítulo I – Fundamentos Teóricos) 16

Donde ω_n es la frecuencia circular natural de vibración:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \text{[ciclos/s]} \text{(Ecuación 12)}$$

La ecuación 12 define el desplazamiento del sistema, y por su forma describe un movimiento armónico simple, o dicho de otra manera, describe a un sistema experimenta un movimiento oscilatorio alrededor de su posición de equilibrio.

La frecuencia circular natural de vibración permite la determinación del tiempo requerido para que el sistema no amortiguado complete un ciclo, tiempo conocido como periodo natural de vibración T_n :

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n}$$
 [s] (Ecuación 13)

El inverso del periodo natural de vibración se conoce como frecuencia cíclica natural de vibración:

$$f_n = \frac{1}{T_n} o f_n = \frac{\omega_n}{2\pi} \text{[ciclos/s]} \text{(Ecuación 14)}$$

De estas definiciones se puede observar que para sistemas con un grado de libertad, las propiedades que controlaran las diferencias entre los periodos y frecuencias de vibración natural son la masa y la rigidez del sistema.

En el contexto de estructuras con varios grados de libertad, a pesar de la presencia de diferentes masas y rigideces de los elementos que conforman el sistema, aún es admisible la aplicación de los conceptos de periodos y frecuencias de vibración, ya que si se iniciase un proceso de vibración libre con una distribución de desplazamientos adecuada en los diversos grados de libertad para la configuración propia del sistema, se pudiera someter a la estructura a un movimiento armónico simple. Toda forma modificada característica del sistema que describe dicho movimiento armónico se conoce como modo natural de vibración (Chopra, 2014).



Figura 13. Modos de vibración de un pórtico plano. Fuente: (FEMA, 2006).



(Capítulo I – Fundamentos Teóricos) 17

I.2.1.1.b Problema del valor característico (autovalores y autovectores)

Como se mencionó al inicio, es viable expresar la ecuación diferencial $m\ddot{u} + ku = 0$ como una ecuación algebraica conocida como problema matricial del valor característico o de autovalores y autovectores, ecuación que tiene como raíz la descripción de la variación de los desplazamientos con la forma:

 $u(t) = q_n(t)\Phi_n$ (Ecuación 15)

Donde la forma Φ_n es constante y $q_n(t)$ corresponde a una función armónica simple:

$$q_n(t) = A_n cos \omega_n t + B_n sen \omega_n t$$
 (Ecuación 16)

Al sustituir la ecuación 16 en la ecuación 15, e introduciendo el resultado en la ecuación 10, se tiene:

$$[-\omega_n^2 m \Phi_n + k \Phi_n]q_n(t) = 0$$
 (Ecuación 17)

La solución a la ecuación 18 (fuera de la solución trivial $q_n(t) = 0$) se alcanza al hallar las frecuencias ω_n (autovalores) y los modos Φ_n (autovectores) que satisfagan la ecuación algebraica del autovalor:

$$k\Phi_n = \omega_n^2 m\Phi_n$$
 (Ecuación 18)

Al ser conocidas la matriz de rigidez k y masa m, el problema consiste en hallar las N frecuencias naturales ω_n (autovalores o valores propios) que corresponden a cada modo de vibración Φ_n (autovectores o vectores propios), y así ensamblar la forma final de la ecuación como:

$$[k - m \Omega^2] \Phi = 0$$
 (Ecuación 19)

Donde Ω^2 se conoce como la matriz espectral (diagonal), que contiene los autovalores y Φ es la matriz modal (cuadrada) de los autovectores, conformada en cada una de sus columnas por cada modo natural correspondiente a un par característico (ω_i - Φ_n).



(Capítulo I - Fundamentos Teóricos) 18

I.2.1.1.c Sistemas con amortiguamiento

Un sistema amortiguado tendrá su respuesta ante vibración libre descrita por la ecuación diferencial de movimiento:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0$$
 (Ecuación 20)

O en forma matricial:

$$M\Phi\ddot{q} + C\dot{\Phi q} + K\Phi q = 0$$
 (Ecuación 21)

Es válida la representación del amortiguamiento de las edificaciones y estructuras más comunes como sistemas con amortiguamiento clásico. (Chopra, 2014), que expresado en términos matemáticos ocurre cuando se satisface la identidad:

$$cm^{-1}k = km^{-1}c$$
 (Ecuación 22)

En este caso, se puede afirmar que los modos de vibración naturales determinados con el análisis modal clásico (autovalores y autovectores) son idénticos a los del sistema no amortiguado asociado, al ser la matriz cuadrada de amortiguamiento "C" diagonal (por lo que no ocasiona acoplamiento entre los modos). Al mismo tiempo, dada la propiedad de ortogonalidad de los modos, que envuelve la diagonalidad de las matrices cuadradas de masa y rigidez, se hace expresable la matriz de masa y de rigidez con la forma $K = \Phi^t k \Phi$ y $M = \Phi^t m \Phi$, respectivamente. Tales consideraciones derivan en que las N ecuaciones acomodadas en la expresión matricial se encuentran desacopladas, con la forma siguiente:

$$M_n \dot{q_n} + C_n \dot{q_n} + K_n q_n = 0$$
 (Ecuación 23)

Donde C_n es la constante de amortiguamiento propia del modo que mide la energía disipada en el ciclo de vibración, y es expresable como:

$$\xi = \frac{C_n}{2M\omega_n} = \frac{Cn}{Ccr} (\text{Ecuación 24})$$

Siendo ξ la razón de amortiguamiento modal, que corresponde a una fracción del amortiguamiento crítico Ccr, (aquel valor mínimo de amortiguamiento C para el que se impide por completo la oscilación). Considerando esto, se sustituye la ecuación 24 en la ecuación 23 y se obtiene la expresión normalizada con respecto a la masa:

$$\dot{\mathbf{q}_n} + 2\xi_n \omega_n \dot{\mathbf{q}_n} + \omega_n^2 \mathbf{q}_n = 0$$
 (Ecuación 25)

De esta manera, para cada modo se asigna un valor a la razón de amortiguamiento modal y se resuelve el conjunto de ecuaciones no acopladas que componen la respuesta modal, conformándose la matriz presentada en la figura 14.





Figura 14. Amortiguamiento Modal o amortiguamiento de Wilson. A cada componente de la diagonal de la matriz se le asigna directamente un valor de amortiguamiento crítico. Fuente: (FEMA, 2006)

El valor del amortiguamiento modal más ampliamente utilizado es 0.05 (del 5% del amortiguamiento crítico), siendo adoptado en la mayoría de los códigos sísmicos como resolución tras la ejecución de muchas mediciones realizadas en ensayos controlados y en estructuras reales de diferentes tipos. No obstante, vale aclarar que este valor es directamente dependiente del nivel de deformación que se considere para llevar a cabo el análisis de la estructura, además del material que la compone, por lo que la selección de un valor especifico del amortiguamiento para llevar un estudio de respuesta dinámica es pertinente que sea sometido a una especial evaluación en estructuras o materiales con un valor de amortiguamiento crítico distinto al normativo.

I.2.1.1.d Ecuaciones modales para los sistemas amortiguados

Así como se presentó en el planteamiento del problema del valor característico, nuevamente es meritoria la representación del vector de desplazamientos teniendo como base un vector independiente de igual dimensión N, siendo posible utilizar los modos de vibración como dicha base. Como resultado de esto, la expansión modal del vector desplazamiento del enésimo modo una contribución modal de la misma forma de la ecuación 15:

$$u_n(t) = \emptyset_n q_n(t)$$
 (Ecuación 15)

Donde q_n es un escalar llamado coordenada modal, y la combinación de todas las contribuciones modales proporciona los desplazamientos totales, como lo expresa la ecuación 26:

$$u(t) = \sum_{n=1}^{N} u_n(t) = \sum_{n=1}^{N} \phi_n q_n(t)$$
 (Ecuación 26)

Este procedimiento de sumatoria se conoce como método de superposición de desplazamientos modales clásico o simplemente análisis modal, donde las ecuaciones


modales desacopladas se resuelven para obtener las coordenadas y respuestas modales, para finalmente sumarlas y obtener la respuesta total. El principio de superposición supone la linealidad implícita del análisis modal, al haberse adoptado un amortiguamiento clásico y por el desacoplamiento de las ecuaciones modales.

I.2.1.1.e Fuerzas modales debido a la respuesta sísmica (Vibración forzada)

Como aplica para sistemas de un grado de libertad, es necesario determinar las fuerzas sísmicas efectivas cuando una estructura de múltiples grados de libertad es excitada por una aceleración sísmica.



Figura 15. Esquema representativo del desplazamiento como cuerpo rígido y de los desplazamientos por fuerzas inerciales en la estructura ante un movimiento del terreno. Fuente: (FEMA, 2006)

Nótese en la figura 15 como ante el movimiento del terreno, el desplazamiento del pórtico de tres niveles tiene una componente por la aceleración del terreno " \ddot{u}_g " debida al movimiento de la estructura completa como cuerpo rígido, y una componente conformada por las aceleraciónes " \ddot{u}_r " producto de las distintas respuestas inerciales de las masas de cada nivel.

A consideración de esto, las fuerzas pueden ser denotadas como la suma de dos vectores a través del uso del vector conocido como Coeficiente de influencia R, el cual contiene un valor unitario para cada masa que desarrolla una fuerza inercial cuando el sistema se acelera horizontalmente. Estando así las fuerzas inerciales totales en el sistema definido por el producto de su masa por la aceleración como:

$$F(t) = MR\ddot{u}_q + M\ddot{u}_r$$
 (Ecuación 27)



(Capítulo I – Fundamentos Teóricos) 21

Desplazando a la izquierda el término de las fuerzas inerciales por la aceleración relativa de cada piso y el término de las fuerzas por la aceleración del terreno a la derecha, formando la carga sísmica efectiva:

$$F_{EFF}(t) = -MR\ddot{u}_{q}$$
 (Ecuación 28)

En términos de análisis modal, la carga sísmica efectiva se incorpora a la expresión normalizada 25, obteniendo:

$$\vec{q_n} + 2\xi_n \omega_n \dot{q_n} + \omega_n^2 q_n = \frac{-\phi_i^T M R \ddot{u}_g(t)}{\phi_i^T M \phi_i}$$
(Ecuación 29)

I.2.1.1.f Numero de modos-Masa participativa

A los fines de determinar el número de modos requerido en el análisis modal, es necesario precisar cuáles son los modos cuya contribución relativa es la que tiene más valor con respecto a la respuesta total del sistema. Para esto, el término de la masa modal efectiva de cada contribución modal provee una medida de que tan importante es el modo para la respuesta total, teniendo la forma general:

$$mj = \frac{(\phi_i^T m r)^2}{\phi_i^T m \phi_i}$$
 (Ecuación 30)

Como es frecuente en los códigos de diseño sísmico, es exigido que los análisis dinámicos lineales tengan un porcentaje de masa participativa de al menos 90%, lo que significa que la respuesta obtenida del análisis alcanzó incorporar el 90% de la masa total del sistema dado que la masa modal efectiva de cada modo contribuye a la masa total del sistema por cumplirse la expresión:

$$\sum_{i=1}^{n} mj = \sum_{i=1}^{n} mi$$
 (Ecuación 31)

I.2.1.1.g Solución con vectores de Ritz

Los vectores Ritz son un método alternativo para la solución del análisis modal de una estructura, al plantear la determinación de las formas modales y frecuencias aproximadas tomando en cuenta la distribución espacial de las cargas aplicadas, mientras que el uso directo de los modos naturales de vibración ignora esta información (Computers and Structures, 2017).

De diversos análisis dinámicos, se ha reconocido que el empleo de vectores de Ritz entrega resultados más precisos que con el análisis modal clásico (Computers and Structures, 2017), en parte por la consideración de la distribución espacial de las cargas mencionada anteriormente, y además por la incorporación de las técnicas de condensación



(Capítulo I – Fundamentos Teóricos) 22

estática que reducen el número de grados de libertad a los necesarios para conseguir los modos de más contribución a la respuesta dinámica.

De forma similar que en el análisis modal clásico, los desplazamientos se pueden expresar como una combinación lineal de diferentes vectores de forma:

$$u(t) = \sum_{i=1}^{J} z_i(t) \psi_i = \Psi z(t) \text{ (Ecuación 32)}$$

Donde $z_j(t)$ se conocen como las coordenadas generalizadas y ψ_j son los vectores de Ritz. Ahora bien, la forma general de la Ecuación de Movimiento expresada con vectores de Ritz sería:

$$M\Psi \ddot{z} + C\Psi \dot{z} + K\Psi z = sp(t)$$
 (Ecuación 33)

Nótese que el termino derecho de la igualdad, que representa las fuerzas dinámicas, está constituidos por fuerzas aplicadas que varían con el tiempo "p(t)" y por su distribución espacial definida por "s".

Presentando la ecuación 33 de otra manera, en coordenadas generalizadas donde cada término es multiplicado por Ψ^T se tiene:

$$\widetilde{m}\ddot{z} + \widetilde{c}\dot{z} + \widetilde{k}z = \widetilde{L}p(t)$$
 (Ecuación 34)

Siendo:

$$\widetilde{m} = \Psi^T m \Psi$$
 $\widetilde{c} = \Psi^T c \Psi$ $\widetilde{k} = \Psi^T k \Psi$ $\widetilde{L} = \Psi^T s$

La ecuación 34 es similar a la ecuación 23 en coordenadas modales, al tener ser $\tilde{m} \tilde{c}$ y \tilde{k} una forma equivalente de las matrices m, c y k en la forma modal. Sin embargo, $\tilde{m} \tilde{c}$ y \tilde{k} no suelen ser matrices diagonales como en el caso del análisis modal clásico, ya que los vectores de Ritz frecuentemente no tienen las formas de los modos naturales de vibración, y por lo tanto, su solución es diferente por la presencia de los términos de acoplamiento.

La precisión de la solución con vectores de Ritz depende del grado de exactitud con que se seleccionen las combinaciones lineales de los vectores de Ritz para tratar de aproximarse a los modos naturales de vibración, por lo que su correcta selección es muy importante (Chopra, 2014).

En tal sentido, se puede proceder a seleccionar los vectores de Ritz como aproximaciones a los modos naturales de vibración de una estructura, pero, solo en el caso de estructuras sencillas cuya "visualización" de los primeros modos de vibración sea una aproximación lo suficientemente fiel (véase figura 16). Por otra parte, para la solución de



estructuras más complejas se emplean algoritmos computarizados, los cuales determinan el primer vector de Ritz dependiente de la fuerza en función de los desplazamientos estáticos originados por las fuerzas aplicadas "s", y a partir de él, sucesivamente se construyen todos los demás vectores de Ritz como los desplazamientos estáticos debidos a la fuerzas aplicadas dadas la distribución de las fuerzas inerciales asociadas con el vector de Ritz precedente.



Figura 16. Forma típica del primer modo de vibración de estructura aporticada. Tal forma puede servir como aproximación para la formación del vector de Ritz inicial si la estructura tiene una configuración similar. Fuente: (Chopra, 2014)

I.2.2 Análisis con Espectro de Respuesta

El análisis dinámico de edificios empleando espectros de respuesta permite la estimación de los valores máximos de las fuerzas y deformaciones que se presentan en un sismo. Tales respuestas máximas, en este caso las fuerzas, son equivalente a las fuerzas elásticas restauradoras:

$$fr = ku$$
 (Ecuación 7)

Que de acuerdo a la expresión modal $[k - m \Omega^2]\Phi = 0$ toman la forma para la respuesta máxima en el caso de un pórtico plano. (Chopra, 2014):

$$fj, i (max) = m_i \Phi_{j,i} \gamma_i S_{a,d} (Ti)$$
 (Ecuación 35)



(Capítulo I – Fundamentos Teóricos) 24

Siendo:

$$\gamma_i = \frac{\sum_{i=1}^{n} mi(\phi_i j)}{\sum_{i=1}^{n} mi(\phi_i j)^2}$$
(Ecuación 36)

Y $S_{a,d}(Ti)$ el valor de la aceleración espectral para el periodo Ti del modo, de forma que con los valores las pseudoaceleraciones espectrales para cada uno de los periodos correspondientes a los modos de vibración, y sumando la respuesta de cada uno ante tal excitación, es posible estimar la respuesta total del sistema ante la acción sísmica introducida como aceleración espectral.

I.2.2.1 Reglas de combinación modal

Tras realizar el análisis modal para determinar la respuesta total, hay que tener presente que las respuestas modales máximas ocurren en diferentes instantes de tiempo, por lo que la ocurrencia de la respuesta combinada máxima es incierta. A causa de ello, en un análisis dinámico espectral, la combinación de las respuestas modales máximas se debe llevar a cabo como aproximaciones determinadas a partir del espectro de respuesta del sismo, porque no se dispone de información de cuando se producen estos valores modales máximos. (Chopra, 2014).

Como solución a esto, se han desarrollado reglas de combinación modal de extensiva aplicación en el análisis estructural como la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados (RCSC) y la combinación cuadrática completa (CQC en inglés), que permiten estimar la respuesta máxima teniendo en cuenta la variabilidad estadística de la ocurrencia entre los picos de respuesta máxima.

La regla de la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados tiene la forma matemática:

$$ro \sim (\sum_{i=1}^{n} r^2 no)^{1/2}$$
 (Ecuación 37)

La regla establece que la raíz cuadrada de la suma de las respuestas modales máximas elevadas al cuadrado, proporciona un estimado de la respuesta modal máxima.

Por otra parte, de formulación más compleja pero que evita los problemas que presenta las RCSC para estructuras con frecuencia naturales cercanas (+/- 10%), existe la definición de la regla de la combinación cuadrática completa:

$$ro \sim (\sum_{i=1}^{n} r^2 no + \sum_{i=1}^{n} \sum_{n=1}^{n} \rho_{in} r_{io} r_{no})^{1/2}$$
 (Ecuación 38)



Con el primer término de la suma siendo la RCSC y el segundo la suma de los N^2 términos que corresponden al producto de las respuestas máximas en los iésimo y enésimo modo, y el coeficiente de correlación ρ_{in} para tales modos.

Las reglas RCSC y CQC para la combinación modal son propuestas basadas en la teoría de vibraciones aleatorias y si se desea un desarrollo completo de la deducción de tales expresiones véase (Chopra, 2014).

I.2.2.2 Reglas de combinación direccional

Para cada cantidad de respuesta en una estructura, la combinación modal produce un único y positivo resultado para cada dirección de la aceleración. Por la acción simultánea de estos valores direccionales (porque la acción sísmica tiene dos componente horizontales), es necesario su combinación para producir un resultado único y positivo, para lo cual existen el método de la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados y el método CQC3.

$$R = \sqrt{R1^2 + R2^2 + R3^2}$$
 (Ecuación 39)

La ecuación 39 corresponde al método de la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados, donde R1, R2 y R3 son los valores de respuesta de la combinación modal para cada dirección, y siendo los resultados de este método independiente del sistema de coordenadas de origen cuando los espectros de respuesta son los mismos en cada dirección. (Computers and Structures, 2017).

Ahora bien, si se aplican dos espectros de respuesta de igual forma pero diferente escala, el método del CQC3 considera la envolvente de cargas en todos los ángulos de incidencia posible, siendo una extensión de la RCSC y resultando más apropiado el uso de este método en tal caso. (Computers and Structures, 2017).

I.2.2.3 Incorporación de los efectos inelásticos

Dependiendo del nivel de amenaza sísmica propio de cada región, existen espectros de respuesta elástica de diferentes escalas y formas que representan la acción sísmica con las aceleraciones que conforman las ordenadas espectrales, permitiendo así estimar las demandas máximas esperadas con un análisis modal.

No obstante, el espectro elástico se define para la respuesta lineal ante un sismo, y, el diseño de una estructura cuya respuesta pueda permanecer lineal-elástica durante un sismo bajo las fuerzas y deformaciones que determina tal espectro elástico, implicaría un dimensionado de miembros estructurales cuya robustez y elevados costos haría poco viable y practico el diseño.



(Capítulo I – Fundamentos Teóricos) 26

Por lo anterior, se debe admitir un nivel de respuesta inelástica ante la ocurrencia del sismo de diseño, dada su baja probabilidad de ocurrencia y los inconvenientes económicos y funcionales que supone construir una estructura cuya respuesta sea linealelástica (Moehle, 2014).

En el Análisis Dinámico Elástico Espectral, se admite de manera implícita la capacidad de incursionar la respuesta estructural en el rango inelástico con el coeficiente de modificación de respuesta R, definido conceptualmente como:

$$R = \frac{V_E}{V_S} (\text{Ecuación 40})$$

En el cual Vs es el cortante basal de diseño, es decir, el cortante reducido por el factor R y para el cual el sistema alcanzaría la cedencia, y Ve el cortante basal con el obtener una respuesta elástica. Expresado en términos de aceleración espectral "Sa" y peso sísmico efectivo "W", la ecuación 40 tendría la forma:

$$V_s = \frac{Ve}{R} = \frac{Sa*W}{R}$$
 (Ecuación 41)

El Factor de Reducción de Respuesta fundamenta la reducción de las ordenadas del espectro de respuesta basado en la capacidad de la estructura para disipar energía y su sobrerresistencia inherente, estando expresado formalmente R en la norma COVENIN 1756 (en revisión) como:

$$R = \rho * Fi * R_o$$
 (Ecuación 42)

Analizando los componentes de la definición 42, el Factor de Reducción de Respuesta toma principalmente en cuenta la capacidad inherente del sistema para soportar deformaciones inelásticas con la componente del factor de reducción básico "Ro", factor asociado a la ductilidad que posee el sistema estructural en función del nivel de diseño adoptado y en consideración de la sobrerresistencia en los miembros estructurales. Sin embargo, por la presencia del factor de irregularidad "Fi" (asociado a los efectos adversos que puede tener ciertos tipos de irregularidades en el desempeño estructural), y por el factor de redundancia " ρ " (que toma en cuenta el nivel de hiperestaticidad de la estructura), el factor de reducción básico puede verse disminuido si la estructura presenta características que por normativa le asignen un valor inferior a la unidad a los factores "Fi" y/o " ρ ".



Figura 17. Esquema ilustrativo de la respuesta elástica e inelástica de un sistema estructural (Fuerza Sísmica Lateral vs Deformación Lateral (Deriva)). Nótese como el cortante basal elástico V_E se reduce al valor Vs con el factor R, y como las subcomponentes asociada a la ductilidad y capacidad de disipar energía (Rd) y la componente de sobrerresistencia (Ω) se manifiestan en la respuesta inelástica de la estructura. Además, adviértase como la deriva asociada al corte de diseño se incrementa con el factor Cd para tomar en cuenta los desplazamientos inelásticos. Fuente: (ASCE/SEI 7, 2016)

Asumiendo que los factores de irregularidad y redundancia fueran unitarios por no afectar de forma adversa al desempeño estructural, en la figura 17 se ilustra el significado del parámetro "R" y de otro parámetro para el análisis de los desplazamientos como es el factor de amplificación de desplazamientos "Cd", que incrementa los desplazamientos obtenidos del análisis elástico espectral para tratar de acercarse a los producidos ante la respuesta inelástica en el sismo de diseño.



I.2.3 Método de Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo

A pesar que los métodos elásticos-lineales son rutinariamente empleados para el análisis y diseño de edificaciones sismorresistentes, los resultados que estos arrojan son poco representativos de la respuesta estructural ante un movimiento sísmico fuerte, ya que la respuesta estructural real está caracterizada por una significativa incursión dentro del rango inelástico de sus componentes, aspecto limitado para los métodos elásticos donde solo se puede considerar de forma implícita la no linealidad con factores tales como el de reducción de respuesta o amplificación de desplazamientos.

Como metodología alternativa existe el Método de Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo, en donde se incorpora de forma directa el comportamiento inelástico que los miembros estructurales presentarán bajo las cargas cíclicas que impone la acción sísmica (introducida como acelerogramas), y simulando de forma explícita la disipación histerética de energía en el rango no lineal (NIST, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4: Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design, 2010). Por estas razones, como lo indican en (PEER/ATC 72-1, 2010) "el método de Análisis Inelástico de Respuesta en el Tiempo es la mejor herramienta disponible actualmente para predecir la respuesta estructural ante varios niveles de intensidad sísmica" (pág. 27).

En términos analíticos, el Análisis Inelástico de Respuesta en el Tiempo es un análisis paso a paso, existiendo la posibilidad de evaluar la evolución de la respuesta dinámica de la estructura en intervalos de tiempo definidos, a diferencia del Análisis Dinámico Elástico Espectral que solo arroja como resultados la respuesta máxima. Tal respuesta se determina de la solución de la Ecuación de Movimiento:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = r(t)$$
 (Ecuación 43)

La diferencia con respecto al análisis elástico radica en el cambio de la rigidez y amortiguamiento en el tiempo, que son producto del deterioro y la variación de las condiciones de carga (que a su vez depende de las amplitudes que presente la función acelerográfica) ante la acción sísmica. En virtud de ello, la solución de la Ecuación de Movimiento solo se alcanza de forma iterativa sea con técnicas de integración directa, basadas en método numéricos, o con el método de Análisis Modal No Lineal.

A continuación se hace una breve introducción a los conceptos asociados al método de solución, a las propiedades inelásticas de los miembros, al amortiguamiento y a ciertos aspectos asociados a la selección de acelerogramas empleados en el desarrollo del presente Trabajo Especial de Grado



I.2.3.1 Método de solución - Análisis No Lineal Modal de Respuesta en el Tiempo

Como se mencionó anteriormente, la respuesta de las estructuras reales cuando se someten a un movimiento sísmico de gran magnitud implica un comportamiento no lineal significativo, por lo que incorporando explícitamente las propiedades inelásticas en el modelo matemático se puede obtener una respuesta con un grado alto de precisión. Sin embargo, el problema más complicado asociado con el modelado no lineal es que requiere de una considerable cantidad de tiempo y esfuerzo computacional para obtener una solución, sobretodo aplicando los métodos de integración directa de la Ecuación de Movimiento.

En respuesta a esto, (Wilson, 2018) desarrolló una metodología alterna de solución conocida como Análisis No Lineal Modal de Respuesta en el Tiempo (también conocido como Fast Nonlinear Analysis o simplemente FNA por sus siglas en inglés), y que está incorporada en softwares de Computers and Structures © como el SAP2000 y ETABS.

Como se señala en (Computers and Structures, 2017), el Análisis No Lineal Modal de Respuesta en el Tiempo (FNA en lo sucesivo) "es extremadamente eficiente, particularmente para sistemas estructurales que son principalmente elásticos lineales pero que tienen un número limitado de elementos no lineales predefinidos" (pág. 457). En virtud de ello, el FNA fue el método de solución escogido para el desarrollo de los modelos en el presente Trabajo Especial de Grado, dada su mayor rapidez en comparación al método de integración directa, y por resultar sus capacidades lo suficientemente apropiadas para los tipos de propiedades inelásticas asignadas dentro del modelo estructural.

El método FNA usa un enfoque simple en el que se satisfacen las ecuaciones fundamentales de la mecánica (equilibrio, fuerza-deformación y compatibilidad). (Wilson, 2018). La Ecuación de Movimiento modifica su forma general, expresando el equilibrio de fuerza en el modelo computacional de la estructura (para cualquier instante de tiempo t) con la forma matricial:

 $M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) + R(t)_{NL} = R(t)$ (Ecuación 44)

Donde *M*, *C* y *K* son las matrices de masa, amortiguamiento proporcional y rigidez elástica (no considera la rigidez de los elementos no lineales) respectivamente, siendo cada una de ellas matrices cuadradas con un tamaño igual al número de desplazamientos desconocidos N_d , $R(t)_{NL}$ es el vector de las fuerzas asociadas a los grados de libertad de los elementos no lineales, los vectores dependientes del tiempo \ddot{u} , \dot{u} , *u* son las aceleraciones, velocidades, desplazamientos relativos al terreno, y R(t) el vector de las cargas aplicadas externas.

Con el propósito de estabilizar el análisis, se propone la definición de una "rigidez efectiva lineal" con un valor arbitrario para cada grado de libertad de los elementos no



(Capítulo I – Fundamentos Teóricos) 30

lineales (Wilson, 2018). Si las fuerzas efectivas $K_e u(t)$ asociadas a dichas rigideces, se agregan a ambos lados de la Ecuación 44, se puede reescribir la ecuación de movimiento como:

 $M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + (K + K_e)u(t) = R(t) - R(t)_{NL} + K_eu(t)$ (Ecuación 45)

Donde *Ke* es la rigidez efectiva, y por lo tanto, la ecuación para el Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo se puede reescribir de forma condensada como:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + \overline{K}u(t) = \overline{R}(t)$$
 (Ecuación 46)

Donde \overline{K} Representa la matriz de rigidez elástica y es igual a K + Ke, y donde la carga efectiva $\overline{R}(t)$ es evaluada mediante iteración y es igual a $R(t) - R(t)_{NL} + K_e u(t)$

I.2.3.1.a Transformación a coordenadas modales

Como lo sugiere su nombre, el método de Análisis No Lineal Modal es expresable en términos modales, para lo que (Computers and Structures, 2017) recomienda la transformación de la Ecuación de Movimiento utilizando vectores de Ritz que satisfagan las siguientes ecuaciones en el análisis modal:

 $\Phi^{T}M\Phi = I \text{ (Ecuación 47)}$ $\Phi^{T}\overline{K}\Phi = \Omega^{2} \text{ (Ecuación 48)}$ $\Phi^{T}C\Phi = \Lambda \text{ (Ecuación 49)}$

Donde *I* es una la matriz identidad, Λ es la matriz diagonal de amortiguamiento y Ω^2 es una matriz diagonal cuyos términos están definidos por el cuadrado de las frecuencias estructural ω .

Con métodos convencionales de transformación de la ecuación de equilibro dinámico, la ecuación toma la forma:

$$I\ddot{Y}(t) + \Lambda\dot{Y}(t) + \Omega^{2}Y(t) = F(t)$$
 (Ecuación 50)

Siendo las fuerzas modales lineales y no lineales aplicadas igual a:

$$F(t) = \Phi^T \overline{R}(t) = \Phi^T R(t) - \Phi^T R(t)_{NL} + \Phi^T K_e u(t)$$
(Ecuación 51)



(Capítulo I - Fundamentos Teóricos) 31

Estando expresado el vector desplazamiento u(t) en términos de los vectores y coordenadas de Ritz:

 $u(t) = \Phi Y(t) \text{ (Ecuación 52)}$ $\dot{u}(t) = \Phi \dot{Y}(t) \text{ (Ecuación 53)}$ $\ddot{u}(t) = \Phi \ddot{Y}(t) \text{ (Ecuación 54)}$

Es importante señalar que, a diferencia del análisis dinámico lineal, las ecuaciones modales del FNA se encuentran acopladas, y que además, la correcta solución de dichas ecuaciones es dependiente de la adecuada representación de las fuerzas no lineales por las fuerzas modales $(\Phi^T R(t)_{NL} + \Phi^T K_e u(t))$, por lo que se debe buscar un numero de vectores de Ritz suficiente para capturar por completo la deformación en los elementos no lineales (Computers and Structures, 2017).

I.2.3.2 Propiedades de los modelos inelásticos

I.2.3.2.a Tipos de modelos para miembros estructurales.

En la búsqueda de representar la respuesta inelástica de miembros estructurales, existen una variedad de modelos cuya elección depende de un balance entre la confiabilidad, practicidad, y la eficiencia computacional sujeta a las capacidades del software y los recursos computacionales disponibles (NIST, Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings Part I – General, 2017a).

Las opciones disponibles se diferencian en el modo en que se capta la inelasticidad en el modelo, sea de forma concentrada, distribuida o continua (véase figura 18), y que dependiendo del tipo de respuesta que se quiera capturar, la aplicación de cada modelo tiene ciertas virtudes y limitaciones.



Figura 18. Comparación de modelos no lineales de componentes estructurales. De derecha a izquierda un modelo de plasticidad concentrada, distribuida y continua. Fuente: (PEER/ATC 72-1, 2010).

Los modelos de inelasticidad concentrada son los más simples, al concentrar las deformaciones inelásticas en los extremos del elemento, sea como rotulas plásticas o resortes inelásticos con propiedades histeréticas (NIST, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4: Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design, 2010). La ventaja de estos modelos se basa en su eficiencia computacional por modelar los efectos no lineales con parámetros momento-rotación (aunque relaciones de flexocompresión P-M también están disponibles) en regiones localizadas de la estructura, y además por estar frecuentemente definidas sus propiedades en diferentes estándares.



Figura 19. Esquema de modelos de inelasticidad concentrada. (NIST, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4: Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design, 2010)



(Capítulo I – Fundamentos Teóricos) 33

El modelo de fibra se compone de modelos uniaxiales con propiedades histeréticas esfuerzo-deformación cuyos parámetros de respuesta son integrados en diferentes secciones definidas a los largo de la longitud del miembro, capturando así los esfuerzos resultantes, relaciones momento-curvatura y/o fuerza axial-deformación en cada una de las fibras que compone la sección transversal del miembro. Estos reportes de los modelos de fibra expresados en deformaciones pueden resultar poco convenientes por ser menos frecuente la expresión de criterios de aceptación basados en esos términos.



Figura 20. Esquema de modelos de fibra (a). Fuente (NIST, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4: Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design, 2010). Esquema de modelo de fibra en una viga de un pórtico de concreto reforzado. Nótese la discretización en fibras de las secciones transversales a diferentes longitudes de la viga. Fuente: (NIST, Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Part IIb – Reinforced Concrete Moment Frames, 2017b)

Los modelos que requieren mayor esfuerzo computacional son los modelos de plasticidad continua, los cuales discretizan el continuo formado a lo largo y ancho del miembro en elementos finitos con propiedades histeréticas que tienen numerosos parámetros de entrada (NIST, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4: Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design, 2010). Estos modelos son los más sofisticados por ser capaces de modelar la interacción tridimensional de diferentes propiedades, sin embargo, por su mencionada exigencia computacional, su uso es poco práctico para Análisis Dinámicos Inelásticos.





Figura 21.Esquema de modelo con elementos finitos. (NIST, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4: Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design, 2010)

Dado que la confiabilidad del análisis proviene de su habilidad para capturar los tipos críticos de deformación que son del interés para el modelo estructural y para el control de la respuesta, en el caso particular de los edificios aporticados de concreto reforzado diseñados con un detallado sismorresistente bajo los estándares actuales (sea con nivel de diseño 3 de la norma COVENIN 1753-06 o como un Special Moment Frame por el ACI318-14), resulta apropiado emplear modelos de plasticidad concentrada para modelar las propiedades inelásticas de la estructura (como se muestra la figura 22), al estar la inelasticidad "canalizada" por la aplicación de los criterios de detallado sísmico y los principios del diseño por capacidad, tales como columna fuerte-viga débil y corte en la junta, que propician la aparición de modos de falla dúctiles a flexión y mecanismo de falla cinemáticamente apropiados. Tal enfoque de modelado fue el adoptado en el presente Trabajo Especial de Grado.



Figura 22. Esquema de idealización de un sistema sismorresistente conformado por pórticos de concreto reforzado modelado con elementos de plasticidad concentrada. Fuente: (NIST, Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Part IIb – Reinforced Concrete Moment Frames, 2017b).

I.2.3.2.b Atributos de los componentes inelásticos

I.2.3.2.b.(i) Deterioro de la rigidez y resistencia

En el momento en que ocurre un movimiento sísmico de gran magnitud, una estructura se encuentra sometida a grandes deformaciones cíclicas inelásticas dada la naturaleza vibratoria del sismo, produciéndose el deterioro de los miembros, y en consecuencia cambios en las propiedades dinámicas de la estructura.

Existe una variedad de modelos histeréticos que han sido propuestos, todos con el propósito de representar el comportamiento no lineal de los componentes estructurales en el modelo matemático y así poder estimar de forma racional la respuesta sísmica de la estructura, siendo primordial modelar el deterioro de la rigidez y la resistencia.

El deterioro de la rigidez es un comportamiento que muchos componentes y sistemas estructurales exhibirán al ser sometidos a cargas cíclicas inversas, siendo esto



especialmente cierto en el caso de componentes de concreto reforzado, ya que como lo define (FEMA P440A, 2009) "la degradación en la rigidez de componentes en concreto reforzado usualmente resulta del agrietamiento, pérdida de adherencia, o de la interacción con altos esfuerzos cortantes o axiales" (pág 50)



Figura 23. Ejemplos de modelos histeréticos con degradación de rigidez. Fuente: (FEMA P440A, 2009)

Para ilustrar las maneras en que puede manifestarse la degradación de rigidez en la respuesta histerética obsérvese la figura 23, en donde, de izquierda a derecha, el primero de los modelos exhibe la misma rigidez en el primer ciclo de carga y descarga, pero la rigidez se degrada a medida que se aumenta el desplazamiento. En el segundo modelo la rigidez en la carga decrece en función del desplazamiento pico, pero se conserva la rigidez inicial en la descarga, y en el tercer modelo, tanto la rigidez de carga y descarga se degradan con valores distintos como una función del desplazamiento pico. (FEMA P440A, 2009).

Por otro lado, adicional a la degradación de la rigidez, el otro componente del deterioro en los miembros estructurales es la degradación de la resistencia, la cual se manifiesta ante largas deformaciones cíclicas inelásticas debido al agrietamiento, fractura, pandeo local, pérdida de adherencia u otros fenómenos. (NIST, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4: Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design, 2010).

Sin embargo, es apropiado que en el propio ámbito de la degradación de la resistencia se distingan dos importantes tipos de comportamiento: (1) degradación "entre ciclos" y (2) degradación "durante ciclos".

La degradación "entre ciclos" se presenta como la reducción de la resistencia lateral luego de que se ha invertido la carga, o durante ciclos de carga subsecuentes (véase la figura 24(a)), hecho acontecido por el agrietamiento del concreto y perdidas de adherencia. En cambio, la degradación "durante ciclos" es la perdida en la resistencia que ocurre ante deformaciones incrementales dentro de una misma excursión en un ciclo de carga, o ante una carga monotónica, y que además exhibe una rigidez negativa en el tramo post-cedencia (véase figura 24(b)). Generalmente la degradación durante ciclos se atribuye al fracturamiento del concreto, fallas por corte, pandeo y fractura del refuerzo, o fallas en solapes (NIST, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4: Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design, 2010).





Figura 24. Degradación de la resistencia "entre ciclos" (a) y "durante el ciclo" (b). Fuente: (FEMA P440A, 2009)

Es importante determinar cómo se están incorporando cada uno de estos comportamientos en el modelo computacional, sobretodo en el caso de la degradación durante ciclos, ya que la misma puede ser más dañina para la estructura incluso llevándola al colapso. Por esta razón en el apartado "opciones de modelado analítico" se explica el enfoque empleado para modelar la degradación de la resistencia en el presente Trabajo Especial de Grado.



Figura 25. Modelo histerético combinado con moderada degradación de rigidez y resistencia Fuente: (FEMA P440A, 2009)



I.2.3.2.b.(ii) Límite de la Capacidad Fuerza-Desplazamiento (Curva Backbone) y Envolvente Cíclica

En el contexto de las reglas que demarcan los límites en los modelos que reproducen la respuesta histerética de los miembros estructurales, es apropiado definir los conceptos de la Limite de la Capacidad Fuerza-Desplazamiento y Envolvente Cíclica

El concepto de Limite de la Capacidad Fuerza-Desplazamiento o simplemente Curva Backbone, como se define en (PEER/ATC 72-1, 2010) se refiere a "una relación referencial que define los limites en los que la respuesta histerética de un componente está confinada" (pág 43). A razón de esto, en una respuesta que no presente deterioro cíclico, como el mostrado en la figura 26(a), nótese que ninguna excursión cíclica puede cruzar el límite impuesto por la Curva Backbone, por lo que los miembros sujetos a deformaciones crecientes que alcancen dicho límite, tendrán una respuesta que continuara a lo largo del mismo pero nunca lo sobrepasará.

Sin embargo, no considerar la degradación cíclica es una simplificación que se limita a emular una respuesta ante un carga monotónica, razón por la que se le llama "Curva Backbone Inicial" (PEER/ATC 72-1, 2010), mientras que al tener en cuenta el deterioro cíclico, las ramas que conforman la Curva Backbone Inicial se trasladan hacia el origen de forma continua (figura 26(b)) conforme ocurren las excursiones cíclicas.



Figura 26. (a) Curva Backbone (en rojo) que no presenta degradación entre ciclos y (b) Esquema del traslado hacia el origen que sufriría la Curva Backbone ante deterioro cíclico. Fuente: (FEMA P440A, 2009)



En virtud de ello, existe otra definición para la envolvente que cambia continuamente después de cada excursión inelástica que causa daño en el componente estructural, conocida como Envolvente Cíclica.



Figura 27. Curva Monotónicas y Curva Cíclica envolvente de un ciclo de histéresis. Adviértase que la Curva Monotónica representa el límite de la respuesta máxima del componente ante una carga lateral incremental monotónica, mientras que la Envolvente Cíclica encierra la respuesta histerética del componente estructural ante una carga cíclica inversa. Fuente: (PEER/ATC 72-1, 2010)

La obtención de los parámetros que definen las Curvas Monotónicas o las Envolventes Cíclicas se pueden extraer de estándares como el ASCE 41 o de otros documentos especializados. En tales referencias es común que la definición de la curva se de en función de cuatros puntos notables expresados en términos de resistenciadeformación. Como lo muestra la figura 28, estos puntos incluyen: cedencia efectiva (punto B), resistencia pico (punto C), resistencia residual (punto D), y deformación ultima (Punto E) (NIST, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4: Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design, 2010).



Figura 28. Puntos notables de envolvente cíclica. En realidad, nótese que los puntos fuerza deformación B, C, D y E se definen de forma indirecta a través de los valores de deformación a, b y c. Fuente: (ASCE/SEI 41, 2017)



I.2.3.2.c Opciones de modelado analítico

El (PEER/ATC 72-1, 2010) plantea cuatro opciones para considerar de manera apropiada el deterioro cíclico, como lo son:

Opción 1 - Incorporación explicita del deterioro cíclico en el modelo analítico: este enfoque propone emplear la Curva Backbone Inicial como límite referencial que se mueve hacia el origen en función de la historia de carga y la evolución de los ciclos de histéresis.

Opción 2 - Uso de la Envolvente Cíclica como Curva Backbone Inicial modificada; sin deterioro cíclico de la Curva Backbone incluido en el modelo analítico: obtenida la envolvente cíclica de ensayos realizados bajo protocolos estandarizados, es aceptable emplear esta curva para el modelado analítico ignorando la representación explicita del deterioro cíclico.

Opción 3 - Uso de factores para la modificación de la Curva Backbone Inicial; sin deterioro cíclico de la Curva Backbone incluido en el modelo analítico: con el uso de factores basados en la evaluación de múltiples investigaciones (en (PEER/ATC 72-1, 2010) proponen diversos valores), se permite la modificación en la forma de la Curva Backbone Inicial para tomar en cuenta los efectos del deterioro cíclico de forma aproximada. Vale destacar que la opción 2 y 3 son similares conceptualmente, solo que la opción 2 se basa en ensayos y la 3 en factores de modificación.

Opción 4 - Sin deterioro de la resistencia en el modelo analítico: limitando la deformación última de los componentes, de forma que no se rebase el límite de la resistencia pico, es posible eliminar la rama descendente de la curva y limitar la capacidad de los miembros a una respuesta sin deterioro.





Figura 29. Ilustración de las cuatros opciones para el modelado analítico del deterioro. Fuente: (PEER/ATC 72-1, 2010)

En el presente Trabajo Especial de Grado se adoptó un enfoque equivalente al de la opción 2, al ser tomados los valores límites del (ASCE/SEI 41, 2017) para modelar de forma implícita el deterioro de la resistencia, estándar en el que se definen las relaciones esfuerzo-deformación inelástica como Envolvente Cíclica (es decir, definidas a partir de data de múltiples ensayos), y adicionalmente, por ser estos los parámetros precargados en la versión 17.0.1 del software ETABS.

Por otra parte, otro aspecto importante para conformar el modelo analítico consiste en la determinación de las reglas que rigen la respuesta histerética. En tal sentido, de múltiples investigaciones han aparecido modelos histeréticos con diferentes características, siendo posible representar una variedad de modos de degradación.





Figura 30. Ilustración de reglas de histéresis para distintos tipos de deterioro. Fuente: (Ibarra, Medina, & Krawinkler, 2005)

Específicamente para el desarrollo del presente Trabajo Especial de Grado se optó por el Modelo de Takeda (Takeda, Sozen, & Nielsen, 1970) para modelar la respuesta en las vigas. Este modelo, incorporado en el software ETABS, está destinado a modelar componentes de concreto reforzado, y basa la degradación de la rigidez en el máximo desplazamiento del sistema, ajustándose cada ciclo de histéresis a los límites de la envolvente cíclica definida por el ASCE/SEI 41-17.





Figura 31. Modelo de Histéresis de Takeda. Fuente: (Computers and Structures, 2017)

En el caso de las columnas se empleó el Modelo de Histéresis Isotrópica, en el cual no se considera una degradación de la rigidez sino que la misma se mantiene constante para todos los ciclos de carga y descarga. Como se puede presumir, el Modelo de Histéresis Isotrópica no resulta tan apropiado para modelar elementos de concreto reforzado por no incorporar los cambios en la rigidez, sin embargo, esta fue la única opción viable, motivado a los limitados recursos computacionales disponibles para definir otro tipo de modelo (rótulas de fibra pueden modelar mejor la degradación pero son más exigentes en términos de procesamiento), y a las opciones del software (ETABS no dispone del modelo de Takeda para rotulas de plasticidad concentrada P-M),



Figura 32. Modelo de Histéresis Isotrópica. Fuente: (Computers and Structures, 2017).



I.2.3.2.d Modelado de los efectos de Amortiguamiento

Al igual que en los modelos lineales, por amortiguamiento se entiende al fenómeno asociado con la reducción de la respuesta dinámica debido a la disipación de energía en componentes estructurales, no estructurales y en las fundaciones de la edificación. Sin embargo, en el contexto del análisis no lineal es preferible referirse al amortiguamiento como la porción de la disipación de la "energía no modelada". Esta terminología resulta más apropiada ya que en los modelos elásticos-lineales la disipación de energía se incorpora simplemente como amortiguamiento viscoso equivalente, envolviendo implícitamente el aporte de todas las fuentes físicas que contribuyen al amortiguamiento. En cambio, en los modelos inelásticos, se cuenta de forma explícita la energía disipada en la respuesta histerética de componentes como vigas y columnas, y es necesario considerar de forma separada la energía que es disipada en otras fuentes (losas donde puede haber respuesta inelástica pero que no se modela explícitamente, componentes arquitectónicos, interacción suelo estructura, etc.).

Esta fracción del amortiguamiento que no se escapa de la energía disipada en los modelos inelásticos suele ser introducida en el modelo como amortiguamiento viscoso, sea bajo la modalidad de amortiguamiento de Rayleigh o como amortiguamiento modal (PEER/ATC 72-1, 2010).

El amortiguamiento de Rayleigh es una formulación que propone el cálculo de la matriz de amortiguamiento como una combinación lineal de las matrices de masa y amortiguamiento, como lo expresa la ecuación siguiente:

$$C = a_M M + a_K K$$
 (Ecuación 55)

Donde:

$$\xi_n = \frac{a_M T_n}{4\pi} + \frac{a_k \pi}{T_n}$$
(Ecuación 56)

Donde a_M y a_K son constantes de proporcionalidad para la masa M y la rigidez K respectivamente, y ξ_n en la fracción del amortiguamiento modal para el enésimo modo de vibración con el periodo T_n .

Dada la presencia de las dos constantes, a_M y a_K , es posible asignar valores a cada una para establecer una fracción de amortiguamiento critico ξ en dos modos T_j y T_i . (PEER/ATC 72-1, 2010).

Como se señala en la literatura, es reconocible la influencia de cada término del amortiguamiento de Rayleigh en la determinación del amortiguamiento, siendo preciso señalar que: (1) el amortiguamiento proporcional a la rigidez es elevado en periodos por encima del periodo fundamental objetivo y decrece para periodos largos; (2) el amortiguamiento proporcional a la masa crece casi linealmente con el periodo, y, como



(Capítulo I - Fundamentos Teóricos) 45

consecuencia de los anteriores, (3) el amortiguamiento de Rayleigh restringe el amortiguamiento efectivo cerca del objetivo entre los dos periodos especificados, pero fuera de ese rango ocurren incrementos bruscos debajo de T_j e incrementos casi lineales por encima de T_i .

Las dificultades que se pudieran presentar por estas características propias del amortiguamiento de Rayleigh se pueden sortear con el amortiguamiento modal, ya que como se señaló en el caso del análisis modal lineal, este tipo de amortiguamiento es una formulación que permite especificar de forma independiente el amortiguamiento en cada modo de vibración, conformando una matriz de amortiguamiento:

$$\mathcal{C} = (\Phi^T)^{-1}(c_i)(\Phi)^{-1} \text{ (Ecuación 57)}$$

Donde Φ es la matriz de autovectores y c_i la matriz diagonal de los coeficientes de amortiguamiento para cada modo. Este tipo de amortiguamiento fue el empleado en el modelo inelástico del presente Trabajo Especial de Grado.

I.2.3.2.d.(i) Selección de la fracción de amortiguamiento

En (PEER/ATC 72-1, 2010) se proponen las siguientes fórmulas para el cálculo de la fracción de amortiguamiento:

$$D = \frac{\alpha}{30} para N < 30$$
(Ecuación 58)

$$D = \frac{\alpha}{N} para > 30$$
 (Ecuación 59)

Donde N es el número de pisos y alfa es un coeficiente entre 60 y 120, con la tendencia de los sistemas estructurales en acero a acercarse al rango inferior (cerca de 60) y los sistemas de concreto reforzado al superior (cerca de 120)

En (NIST, Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings Part I – General, 2017a) se propone una expresión que se basa en las recomendaciones del (PEER/ATC 72-1, 2010) y en otras publicaciones más recientes:

$$\xi_{crítico} = \frac{0.36}{\sqrt{H}} \le 0.05 \; (\text{Ecuación 60})$$

Donde H es la altura (en pies) del edificio hasta el nivel de techo.

Cualquiera de las anteriores expresiones permite estimar la fracción de amortiguamiento modal a emplear en el Análisis Inelástico, no obstante, al ser la expresión



60 una versión más actualizada de la ecuación 59 y 58, se optó por el cálculo del amortiguamiento con esta última ecuación.

I.2.3.3 Selección y ajuste de acelerogramas.

La selección y ajuste de acelerogramas apropiados es esencial para la obtención de resultados válidos, tal que se represente con precisión la amenaza específica para el sitio de interés.

Acorde con (FEMA P-1051, 2016), "el enfoque tradicional ha sido la selección de movimientos sísmicos teniendo magnitudes, distancias a fallas, mecanismos fuente, y condiciones geotécnicas que son aproximadamente similares a aquellas que posiblemente puedan causar un movimiento sísmico del nivel de interés" (pág 88), de forma que a partir de los parámetros sísmicos característicos del sitio y de la provincia sísmica en la que se encuentra la estructura, sería posible definir las características de los registros acelerográficos a utilizar.

No obstante, en la actualidad, dichos criterios por si solos no se consideran suficientes para seleccionar los acelerogramas, siendo ahora una práctica complementaria el ajuste de los acelerogramas al denominado Espectro Objetivo.

Al ser frecuente la definición de la amenaza sísmica en términos de aceleraciones espectrales asociadas a un periodo de retorno específico, el Espectro Objetivo no es más que el espectro de respuesta elástica para el sitio de emplazamiento de la edificación, por lo que del proceso de escalado de los acelerogramas, estos registros se ajustan al nivel de amenaza representado por el espectro, y a su vez, de forma indirecta, a otras propiedades inherentes del espectro de respuesta elástica (tales como la clase de sitio y otros efectos geotécnicos que le otorgan su forma al espectro elástico).





Figura 33. Ejemplo de registros acelerográficos ajustados dentro de un rango de periodos al Espectro Objetivo. Fuente: (FEMA P-1051, 2016)

En términos de las componentes direccionales de la acción sísmica representada con acelerogramas, los registros acelerográficos verticales generalmente no se incluyen en los Análisis Dinámicos No Lineales porque se asume que sus efectos son relativamente pequeños, a excepción del caso de sistemas con grandes luces o largos voladizos (NIST, Nonlinear Analysis Research and Development Program for Performance-Bases Seismic Engineering, 2013). Es por esto que en la práctica solo se suele introducir la acción sísmica con dos componentes horizontales orientadas en direcciones perpendiculares y se descarta la acción vertical.

A razón de los anteriores señalamientos, en el presente Trabajo Especial de Grado solo se consideraron las componentes sísmicas horizontales para representar la acción sísmica, y además, se aplicó un proceso de selección de acelerogramas tomando en cuenta tanto los aspectos sísmicos que afectan al sitio así como el proceso de ajuste de acelerogramas al Espectro Objetivo, que en este caso corresponde al espectro elástico para el Sismo de Diseño de acuerdo a la provisiones que establece la norma COVENIN 1756 (en revisión).



I.3 Efectos de segundo orden

Los métodos de análisis estructural, sean lineales o no lineales, son calificados de esa manera en función de la forma en que se consideran las propiedades de los materiales, es decir, bien sea limitadas a una respuesta elástica-lineal o modelándose el comportamiento pasada la cedencia Sin embargo, si el análisis se contempla desde la perspectiva relacionada con la forma que adopta la configuración general de la estructura ante la ocurrencia de un sismo, nace otro tipo de no linealidad conocido como los "efectos de segundo orden" o efectos por no linealidad geométrica.

Este efecto toma importancia por las consecuencias que puede tener la acción de las cargas gravitacionales en la configuración deformada de la estructura (incrementos en las fuerzas internas en los miembros y conexiones), y es por ello que tanto en análisis elásticos como inelásticos es exigida su evaluación explicita conforme a los códigos de análisis sísmico.



Figura 34. Efectos P-A. Fuente: (Comino, 2018)

El caso de los efectos P- Δ es el caso de no linealidad geométrica de mayor interés, ya que al contemplar el desplazamiento medido relativo a los extremos de los miembros, este efecto se asocia directamente con las derivas de piso, mientras que los efectos P- δ están relacionados con las deformaciones relativas a la cuerda del miembro, que en el caso de la mayoría de los edificios en regiones de elevada sismicidad no son importantes por los controles de esbeltez previamente ejercidos en el diseño.



La figura de 35 es ilustrativa del dañino potencial de los efectos P-Delta sobre una estructura en voladizo, donde en las curvas idealizadas corte basal vs deriva definidas con y sin efectos P- Δ , se aprecia como ocurre una disminución significativa de la rigidez y resistencia lateral para una carga gravitacional P que actúa sobre la configuración deformada por el desplazamiento Δ , magnificándose las fuerzas y momentos internos y disminuyendo la resistencia lateral del sistema, e inclusive, en última instancia, conduciendo a una inestabilidad dinámica del sistema y el colapso.



Figura 35. Consecuencia de los efectos P- Δ en la resistencia lateral de un sistema en voladizo. Fuente: (NIST, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4: Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design, 2010)



Capítulo II - Marco Metodológico

El análisis de respuesta sísmica aplicando el método de Análisis Dinámico Elástico Espectral, y aplicando el método de Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo conforme a la Norma (COVENIN 1756 (en revisión), 2017), se realizó desarrollando un modelo de una edificación aporticada de concreto reforzado en el software ETABS como se muestra a continuación:

II.1 Características generales de la estructura a analizar

II.1.1 Geometría y configuración del modelo estructural

En seguimiento a (COVENIN 1756 (en revisión), 2017), los métodos de análisis estructural se seleccionan dependiendo de la regularidad, grupo de uso, carácter repetitivo y de la presencia de aisladores o disipadores de energía. En cuenta con esto, véase la figura 29, donde se muestran los requerimientos mínimos de análisis que demanda la normativa venezolana dependiendo de las características de la construcción anteriormente puntualizadas.

| Características de la Construcción | Requerimiento mínimo |
|--|--|
| Regular (Sección 3.5.1) que no excede 10 pisos ni 30 metros. | Método de Análisis Estático Elástico (Artículo 9.3). |
| Regular (Sección 3.5.1) que excede 10 pisos ó 30 metros. | Método de Análisis Dinámico Elástico (Artículo 9.4). |
| Irregular (Sección 3.5.2). | Método de Análisis Dinámico Elástico (Artículo 9.4). |
| Construcciones pertenecientes al Grupo A1 (Sección 3.1.1). | Método de Análisis Dinámico Elástico (Artículo 9.4): diseño con el Sismo de Diseño. Verificación del nivel de desempeño operacional con el Sismo Frecuente en sitios con amenaza A_A>0,1 (Artículo 8.7). Método de Análisis Inelástico de Respuesta en el Tiempo (Sección 9.5.2): verificación del nivel de prevención del colapso con el Sismo Extremo en sitios con amenaza A_A>0,1 (Artículo 8.8). |
| Construcciones pertenecientes al Grupo A2 (Sección 3.1.1). | Método de Análisis Dinámico Elástico (Artículo 9.4): diseño con el Sismo de Diseño. Verificación del nivel de desempeño operacional con el Sismo Frecuente en sitios con amenaza A _A >0,1 (Artículo 8.7). |
| Construcciones de carácter repetitivo (Sección 3.1.4). | Método de Análisis Dinámico Elástico (Artículo 9.4): diseño con el Sismo de Diseño. Método de Análisis Inelástico (Artículo 9.5): verificación del nivel de prevención del colapso con el Sismo Extremo, en sitios con amenaza A_A >0,2 (Artículo 8.8). |
| Construcciones con aislamiento sísmico o con disipadores de energía (Artículos 9.7 y 9.8). | Método de Análisis Dinámico Elástico (Artículo 9.4): diseño con el Sismo de Diseño. Método de Análisis Inelástico de Respuesta en el Tiempo (Sección 9.5.2): verificación del nivel de prevención del colapso con el Sismo Extremo en sitios con amenaza A_A>0,1 (Artículo 8.8). |

Figura 36. Tabla extraída de la norma COVENIN 1756 (en revisión) titulada como "Tabla 9.1 Requerimiento mínimo de análisis". Fuente: (COVENIN 1756 (en revisión), 2017)



Específicamente, nótese como se exige la ejecución del método de Análisis Dinámico Elástico y la verificación con el método Análisis Inelástico de Respuesta en el Tiempo, para construcciones pertenecientes al Grupo A1 (construcciones de alto impacto) y para construcciones con aislamiento sísmico o con disipadores de energía

Por lo expuesto anteriormente, se puede presumir que la geometría y tipología estructural propuesta en el punto siguiente, estrictamente no ameritaría un análisis estructural empleando el método de Análisis Dinámico Inelástico de acuerdo a lo que exige de la normativa. Sin embargo, apelando al apartado 9.2.2b de la (COVENIN 1756 (en revisión), 2017), el cual establece que: "Un método especificado en la Tabla 9.1 siempre puede ser sustituido por otro de mayor refinamiento" (pág 92), la ejecución del Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo no está restringida únicamente para los casos presentados en la figura 36, sino que por ser el método de mayor grado de refinamiento es aplicable para cualquier tipo de estructura.

En virtud de ello, la edificación a estudiar con ambos métodos de análisis posee una configuración regular tanto verticalmente como en planta, alcanzando 30 metros de altura, con alturas de entrepiso de 3m (para un total de 10 pisos) y con separaciones entre columnas de 7m en ambas direcciones, siendo así de planta cuadrada .



Figura 37. Vista en planta del piso 10 del modelo de la edificación. Fuente: ETABS







II.1.2 Propiedades de los materiales

Tabla 1.

| Material | Propiedad ^a | Valor |
|---|---|----------------|
| Concreto | Módulo de Elasticidad | 238752 kg/cm2 |
| | Peso Específico | 2400 Kg/m3 |
| | Resistencia Nominal a la compresión | 250 kg/cm2 |
| | Resistencia Esperada a la compresión (1) | 375 kg/cm2 |
| Acero de refuerzo | Módulo de Elasticidad | 2100000 kg/cm2 |
| | Peso Específico | 7850 Kg/m3 |
| | Resistencia nominal a la cedencia nominal | 4218 kg/cm2 |
| | Resistencia Esperada a la cedencia esperada (2) | 5273 kg/cm2 |
| | Resistencia nominal a la rotura nominal | 6328 kg/cm2 |
| | Resistencia esperada a la rotura (2) | 7910 kg/cm2 |
| ^a Las propiedades esperades de los materiales serán empleadas en el análisis inclástico. | | |

Propiedades asignadas a los materiales en el modelo. Fuente: Propia

^a Las propiedades esperadas de los materiales serán empleadas en el análisis inelástico, y, por recomendación del ASCE 41-17 Tabla 10.1, se traducen de propiedades nominales a esperadas como: (1) Propiedades esperadas del concreto = 1.50 * propiedad nominal y (2) Propiedades esperadas del acero = 1.25 * propiedad nominal



II.2 Aspectos relativos al análisis sísmico

II.2.1 Ubicación

Considerando que para aplicar los procedimientos de la norma COVENIN 1756 (en revisión), se necesita establecer una serie de parámetros dependientes de las condiciones geotécnicas propias del sitio y de su ubicación, se definió un sitio de emplazamiento ficticio para la estructura en análisis.

Concretamente, la ubicación de la edificación se definió en el sitio de coordenadas 10°29'59.3"N 66°50'37.5"W, ubicado en la urbanización Los Palos Grandes, en la ciudad de Caracas



Figura 39. Plano de ubicación ficticia de la edificación. Fuente: Google Maps

La razón de tal ubicación se debe a la posibilidad de definir, de forma aproximada, ciertos parámetros geotécnicos representativos de dicha localidad, basado en el Proyecto De Microzonificación Sísmica En Las Ciudades Caracas Y Barquisimeto de FUNVISIS. Tales parámetros de interés son la profundidad al basamento rocoso y la velocidad de las ondas corte en los primeros 30 metros de profundidad del terreno (Vs30) (véanse figuras 40 y 41)



(Capítulo II- Marco Metodológico) 54



Figura 40. Extracto del Mapa de Microzonificacion Sismica de Caracas. Fuente: Proyecto De Microzonificación Sísmica En Las Ciudades Caracas Y Barquisimeto de FUNVISIS.

LEYENDA



Figura 41. Leyenda del Mapa de Microzonificacion Sismica de Caracas. Adviértase que para la microzona 6, a la cual pertenece la edificación en análisis, el Vs30 es mayor de 185 m/s y el espesor de sedimentos es de más 220m. Fuente: Proyecto De Microzonificación Sísmica En Las Ciudades Caracas Y Barquisimeto de FUNVISIS.



Adicionalmente, la escogencia de un sitio de emplazamiento específico permitirá la selección de registros acelerográficos reales para la posterior ejecución del Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo, basado en las condiciones geotécnicas y la magnitud, mecanismo focal y distancia a falla consistentes con los eventos sísmicos que se espera pueden afectar el sitio.

Vale aclarar que los anteriores alegatos para la ubicación de las edificaciones, no obedecen a la influencia particular que las características geotécnicas propias del sitio puedan tener en la respuesta dinámica de la edificación, y solo se limitan a las razones expuestas previamente.

II.2.2 Parámetros sísmicos generales

La norma COVENIN 1756 (en revisión) define una serie de criterios para el análisis sísmico en función de la clasificación de la construcción, el nivel de amenaza sísmica de la región, los efectos geotécnicos propios de sitio y por factores de desempeño estructural. En la tabla 2 se resumen dichos criterios.

Tabla 2.

| Criterio | | Valor |
|-------------------------------------|----------------------------------|---------------------------------|
| Clasificación de la construcción | Grupo de uso | B2 |
| | Nivel de diseño | ND3 |
| | Tipología estructural | Tipo I, Subtipo I-a |
| Amenaza sísmica | | Ao=0.27g |
| | Parámetros sísmicos ^a | A1=0.21g |
| | | TL=3.9s |
| | Factor de importancia | α (Sismo de diseño)=1.00 |
| | Clase de sitio | D |
| Efectos geotécnicos | Condición Topográfica | Leve |
| | Profundidad al basamento rocoso | >220m |
| Factores de | Factor de redundancia | 0.8 |
| desempeño | Factor de irregularidad | 1 |
| estructural | Factor de reducción básico | 6 |

Criterios para análisis sísmico. Fuente: (COVENIN 1756 (en revisión), 2017)

^a En el anexo 1, 2 y 3 se muestran los mapas de amenaza sísmica de donde se extrajeron los parámetros sísmicos.

En la tabla 3 se presentan los Factores de Sitio (asociados a los efectos de sitio) que son necesarios para la posterior conformación del Espectro de Respuesta Elástica.


Tabla 3.

Factores de sitio. Fuente: (COVENIN 1756 (en revisión), 2017)

| Factor | Notación | Valor |
|-----------------------------------|----------|-------|
| | FaC | 1.295 |
| Factores de clase de sitio | FvC | 1.965 |
| | FdC | 1.7 |
| | FaT | 1 |
| Factores de condición topográfica | FvT | 1 |
| | FdT | 1 |
| | FaH | 1.025 |
| rocoso | FvH | 1.09 |
| | FdH | 1.25 |

II.2.3 Espectro de Respuesta Elástica Horizontal

El espectro de respuesta elástica para un coeficiente de amortiguamiento ξ =5% será la función que represente la acción sísmica en el Análisis Dinámico Elástico Espectral, y será el "Espectro Objetivo" para el Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo.

El cálculo de las pseudoaceleraciones espectrales presentadas en la tabla 4 para la conformación del Espectro Elástico de Respuesta mostrado en la figura 42, se llevó a cabo con los factores presentados en las tabla 5.



Tabla 4.

Periodos y pseudoaceleraciones que definen el Espectro de Repuesta Elástica Horizontal Fuente: Propia

| Periodo (s) | Pseudoaceleración (g) | |
|-------------|-----------------------|--|
| 0 | 0.139 | |
| 0.25 | 0.860 | |
| 0.5 | 0.860 | |
| 0.75 | 0.600 | |
| 1 | 0.450 | |
| 1.25 | 0.360 | |
| 1.5 | 0.300 | |
| 1.75 | 0.257 | |
| 2 | 0.225 | |
| 2.25 | 0.200 | |
| 2.5 | 0.180 | |
| 3 | 0.150 | |
| 4 | 0.109 | |
| 5 | 0.071 | |

Tabla 5.

Parámetros para cálculo de pseudoaceleraciones del espectro de respuesta elástica horizontal. Fuente: (COVENIN 1756 (en revisión), 2017)

| Parámetro | Valor |
|-----------|-------|
| Fa | 1.327 |
| Fv | 2.142 |
| Fd | 2.125 |
| Aa | 0.358 |
| Av | 0.45 |
| β | 2.4 |
| Ta (s) | 0.026 |
| Tb (s) | 0.131 |
| Tc (s) | 0.523 |
| Td (s) | 3.869 |
| q | 1.9 |





Figura 42. Espectro de respuesta elástica horizontal para el sitio de emplazamiento de la edificación. Fuente: (COVENIN 1756 (en revisión), 2017)

II.2.4 Espectro de Respuesta Elástica Vertical

Al igual que es requerido considerar la acción sísmica horizontal, con el espectro de respuesta elástica asociado a la componente vertical del movimiento sísmico para un coeficiente de amortiguamiento ξ = 5 %, se introducen la acción de la aceleración vertical en el modelo.

(Capítulo II- Marco Metodológico) 59





Figura 43. Espectro de respuesta elástica vertical para el sitio de emplazamiento de la edificación. Fuente: (COVENIN 1756 (en revisión), 2017)

Tabla 6.

Periodos y pseudoaceleraciones que definen el Espectro de Repuesta Elástica Vertical. Fuente: (COVENIN 1756 (en revisión), 2017)

| Periodo vertical (s) | Aceleración. Vertical (g) |
|----------------------|---------------------------|
| 0 | 0.308 |
| 0.1 | 1.089 |
| 0.25 | 1.973 |
| 0.5 | 0.266 |
| 1 | 0.139 |
| 1.5 | 0.093 |
| 2 | 0.069 |

A partir del espectro de respuesta elástica horizontal se obtuvo el espectro de respuesta elástica vertical al afectar las ordenadas que definen las pseudoaceleraciones por los factores de la tabla 7.



Tabla 7.

Parámetros para cálculo de pseudoaceleraciones del espectro de respuesta elástica vertical. Fuente: (COVENIN 1756 (en revisión), 2017)

| Parámetro | Valor | |
|-----------|-------|--|
| γο | 0.9 | |
| γmax | 1.6 | |
| γmin | 0.3 | |
| Tcv | 0.4 | |
| ηο | 0.955 | |
| ης | 1.03 | |

II.2.5 Espectros de Diseño

El espectro de respuesta para el diseño se obtiene al dividir las ordenadas del espectro de respuesta elástico por el factor de reducción de respuesta R, incorporando así la capacidad para disipar energía y la sobrerresistencia de la estructura. (COVENIN 1756 (en revisión), 2017), magnitudes que están asociadas al sistema sismorresistente y al nivel de diseño adoptado.

En tal sentido, a continuación se presentan el espectro de diseño horizontal y vertical, en las figura 44 y 45 respectivamente.







Tabla 8.

Periodos y pseudoaceleraciones espectrales que definen el Espectro de Diseño Horizontal. Fuente: (COVENIN 1756 (en revisión), 2017)

| Periodo T | $\Lambda(\mathbf{T})$ (a) | |
|------------|---------------------------|--|
| (s) | A(1) (g) | |
| 0 | 0.239 | |
| 0.25 | 0.201 | |
| 0.5 0.179 | | |
| 0.75 | 0.125 | |
| 1 | 0.094 | |
| 1.25 0.075 | | |
| 1.5 | 0.062 | |
| 1.75 | 0.054 | |
| 2 | 0.047 | |
| 2.25 0.042 | | |
| 2.5 | 0.037 | |
| 3 | 0.031 | |
| 4 0.023 | | |
| 5 0.015 | | |



Figura 45. Espectro de Diseño Vertical. Fuente: (COVENIN 1756 (en revisión), 2017)



Tabla 9.

Periodos y pseudoaceleraciones espectrales que definen el Espectro de Diseño Vertical. Fuente: (COVENIN 1756 (en revisión), 2017)

| Periodo Tv (s) | Av(Tv) (g) |
|-------------------|------------|
| 0 | 0.205 |
| 0.1 | 0.153 |
| 0.25 | 0.573 |
| 0.5 | 0.155 |
| 1 | 0.309 |
| 1.5 | 0.464 |
| 2 | 0.014 |

II.3 Modelado inicial en ETABS

II.3.1 Dimensiones de los miembros estructurales

De cálculos realizados de forma manual y que posteriormente fueron verificados con el software ETABS, se estableció el rango de las dimensiones de los miembros estructurales y no estructurales de la edificación presentados en la tabla 10.

Tabla 10.

Dimensiones de los miembros estructurales y no estructurales que conforman el modelo. Fuente: Propia

| Miembro | Dimensiones (cm x cm)* | |
|---------------|------------------------|--|
| Vigas | 60x40 | |
| Columnas | 55x55 a 85x85 | |
| Losas Macizas | 16 (espesor)* | |

II.3.2 Cargas Asignadas

Conforme al grupo de uso de la edificación, se definieron las cargas permanentes y variables para el modelado estructural con los valores establecidos en la norma "Criterios Y Acciones Mínimas Para El Proyecto De Edificaciones" COVENIN - MINDUR 2002 – 88



Tabla 11.

Dimensiones de los miembros estructurales y no estructurales que conforman el modelo. Fuente: (COVENIN - MINDUR 2002, 1988)

| Tipo | Motivo | Carga (kg/m2) |
|------------|----------------------|---------------|
| | Tabiquería | 150 |
| Permanente | Acabado | 100 |
| | Friso | 25 |
| Variable | Edificio Residencial | 300 |

II.3.3 Diafragmas y fundaciones

Al no considerarse la presencia de ningún tipo de irregularidad en planta o de alguna característica particular de las losas que las pudiera clasificar como diafragmas flexibles, las losas de todas las plantas se modelaron como diafragmas rígidos.

Por otro lado, no se toma en cuenta de forma explícita el sistema de fundación sino que se modelan las conexiones de las columnas en la base de la edificación con el terreno como rígidas.

II.4 Análisis Dinámico Elástico Espectral

II.4.1 Criterios para Análisis Modal

Tabla 12.

Criterios relativos al análisis modal. Fuente: Propia

| Aspecto del análisis modal | Valor | |
|--|--------------------------------|--|
| Método de solución | Autovalores y Autovectores | |
| Fuentes de masa ^a | Cp+0.15CV | |
| Método de combinación de las respuestas sísmicas | CQC | |
| Dirección crítica de aplicación del sismo | CQC3 | |
| Amortiguamiento Modal | 5% del amortiguamiento critico | |
| Numero de mínimo de modos ^b | 9 | |

^a Fuentes de masa definidas a partir del pesos sísmico efectivo acorde con el artículo 8.2.2 de la COVENIN 1756-17 (CP+0.15CV).

^b El número mínimo de modos se obtiene de la expresión $Nm = \frac{3}{2} \left(\frac{T_1}{T_c} - 1.5 \right) + 3 \ge 9$ (9.14), donde T1=1.866 (periodo del modelo tridimensional) y Tc se extrajo de la tabla 5.



II.4.2 Definición de combinaciones de carga

Las combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica para el diseño de los miembros estructurales, se definió de acuerdo al artículo 8.3.2 de la COVENIN 1756 (en revisión):

- $U = 1.2CP + 0.5CV \pm Sh + 0.3Sv$
- $U = 0.9CP \pm Sh 0.3Sv$

Donde:

- CP: Efectos de las cargas permanentes
- CV: Efectos de las cargas permanentes
- Sv: Efectos de la componente vertical del sismo
- Sh: Efectos de la combinación de las dos componentes horizontales simultaneas del sismo

II.4.3 Rigideces de los elementos estructurales

En el caso del Análisis Dinámico Elástico es exigida la reducción del momento de inercia grueso a un momento de inercia de la sección agrietada. Dichos valores se muestran en la tabla 13.

Tabla 13.

Rigideces de los elementos estructurales para el Análisis Dinámico Elástico Espectral. Fuente: (COVENIN 1756 (en revisión), 2017)

| Elemento estructural | Momento de Inercia |
|----------------------|--------------------------------|
| Columnas | $0.7 \mathrm{Ig}^{\mathrm{a}}$ |
| Vigas | 0.35 Ig |
| Juntas ^a | N/A |

^aIg es la inercia gruesa de la sección

^aLas juntas se modelan como infinitamente rígidas a flexión

II.4.4 Torsión

Los efectos de la torsión intrínseca de la estructura sobre la respuesta son considerados explícitamente, al ser tomados en cuenta en el análisis dinámico del modelo tridimensional, y, los efectos de la torsión adicional, son incluidos al declarar una excentricidad del centro de masas igual al 6% de la dimensión en planta en cada dirección principal, acorde a lo establecido en el artículo 9.3.5 de (COVENIN 1756 (en revisión), 2017).



II.4.5 Efectos P-Delta

Los efectos P-Delta se incorporaron de manera explícita dentro del análisis en ETABS, de forma que la acción de las cargas gravitacionales (determinada por la combinación 1.2CP+0.5CV) sobre los elementos estructurales se incluye simultáneamente a la ocurrencia de los desplazamientos sísmicos laterales, calculándose así las fuerzas y deformaciones de los elementos estructurales considerando la geometría deformada de la estructura.

II.4.6 Controles

II.4.6.1 Control de fuerza cortante en la base

Como se establece en el artículo 9.4.2.3 de (COVENIN 1756 (en revisión), 2017), se debe efectuar un control de la fuerza cortante en la base en cada una de las direcciones principales de la estructura, siendo necesario que no sea inferior al 85% de la definición expresada en la ecuación 61:

$$Vo = Ad \mu W$$
 (Ecuación 61)

Donde

- *Vo* = Corte Basal Minimo [Kgf]
- Ad= Ordenada del espectro de diseño para Ta [1/g]

Con:

• *Ta*= periodo fundamental característico [s]

$$Ta = Ct hn^{0.75}$$
 (Ecuación 62)

Donde:

- Ct= coeficiente dependiente del tipo estructural
- Hn = altura de la edificación [m]
- *W*= Peso sísmico efectivo de la estructura [Kgf]
- μ = Mayor de los valores dados por (61) y (62)

$$\mu = 1.4 \left(\frac{N+9}{2N+12}\right)$$
(Ecuación 63)

$$\mu = 0.8 + \frac{1}{20} \left(\frac{Ta}{Tc} - 1 \right)$$
(Ecuación 64)



Donde:

- N= número de pisos
- $Tc = \frac{1}{2.4} \left(\frac{Av}{Aa}\right)$ Periodo que separa segunda y tercera rama del espectro de respuesta elástica

Entonces:

$$Ta = 0.07 * 30^{0.75} = 0.897 s$$
$$\mu = 1.4 \left(\frac{10+9}{2*12+12}\right) = 0.8167$$
$$\mu = 0.8 + \frac{1}{20} \left(\frac{1.029}{0.441} - 1\right) = 0.8667$$

$$Ad = 0.074834g$$
 (Véase figura 43)



Figura 46. Valor de pseudo-aceleración espectral dentro del espectro de diseño para periodo *Ta*. Fuente: ETABS

Y finalmente:

Con este valor se verificaron lo resultados preliminares del análisis, y se ajustaron multiplicando por el factor 0.85Vo/Voresultante.

Factor de correcion por corte basal =
$$\frac{0.85 * 135.482}{88.043} = 1.308$$

Dado que Vodx=Vody por la simetría de la edificación, y siendo ambos son inferiores a 0.85 Vo, se empleó el mismo factor en ambas direcciones.



II.4.6.2 Coeficiente sísmico dinámico

El coeficiente sísmico dinámico Cdin (ecuación 65) no puede ser inferior al coeficiente sísmico mínimo Cmin (ecuación 66), ya que de ser menor, se debe proceder a ajustar las fuerzas para el diseño y estimación de los desplazamientos

Entonces, siendo el coeficiente sísmico dinámico:

$$Cdin = \frac{Vod}{W}$$
 (Ecuación 65)

Donde:

- Vod = cortante basal de análisis dinámico [Kgf]
- *W*= Peso sísmico efectivo de la estructura [Kgf]

Y, obteniendo:

$$Cdin = \frac{120.090}{2089.933} = 0.0575$$

Por otro lado, el coeficiente sísmico mínimo sería:

$$Cmin = \frac{A_A}{R}$$
 (Ecuación 66)

Donde:

- A_A = coeficiente de aceleración del terreno
- R = Factor de Reducción de respuesta

Resultando:

$$Cmin = \frac{0.358}{4.8} = 0.0746$$

A consecuencia de que el Cmin supera al Cdin, se ajustó el modelo con el factor:

Factor de ajuste coeficiente sísmico dinámico $= \frac{\text{Cmin}}{\text{Cdin}} = \frac{0.0746}{0.0575} = 1.297$



II.4.6.3 Control de derivas y desplazamientos

El desplazamiento lateral total de cada nivel "i" de define como:

$$\delta i = Cd * \delta ei$$
 (Ecuación 67)

Donde:

- Cd = Factor de amplificación del desplazamiento elástico
- δei = Desplazamiento lateral del nivel i calculado del análisis elástico

La ecuación 67 es requerida para determinar la deriva lateral total Δi :

$$\Delta i = \delta_i - \delta_{i-1}$$
 (Ecuación 68)

Y por último, para precisar el valor de la relación de deriva lateral total expresada como:

$$\overline{\Delta i} = \frac{\Delta i}{Hi}$$
 (Ecuación 69)

Donde Hi es la diferencia de altura entre el nivel i y el nivel i-1

El control por derivas solo se limitó a verificar que no se superara el valor para la relación de deriva lateral total $\overline{\Delta}_1$ para el sismo de diseño de 0.022, que corresponde al límite máximo para edificaciones clasificadas como grupo de uso B2 (límite para la protección de componentes no estructurales que no son susceptibles de sufrir daños por las deformaciones de la estructura).

II.4.7 Diseño de acero de refuerzo en miembros estructurales

En vista de que en el Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo es necesario definir propiedades inelásticas, y a consecuencia de ello, es requerido asignar las cantidades de acero de refuerzo en los miembros estructurales en miras de definir las relaciones fuerza-deformación no lineales, se procedió al cálculo del refuerzo longitudinal en las vigas, y del refuerzo longitudinal y transversal en las columnas basado en las demandas del Análisis Dinámico Elástico.

Los criterios de cálculo del acero de refuerzo están basados en la norma de materiales COVENIN 1753-06 y en el ACI 318-14 y las denominaciones empleadas para nombrar a las vigas y columnas del modelo se ilustran en el anexo 4.



II.4.7.1 Acero en las vigas

Del Análisis Dinámico Elástico en ETABS con las combinaciones de carga mayoradas, se determinaron las solicitaciones de diseño, y partir de ellas, los porcentajes de refuerzo longitudinal (área de acero/área de la sección transversal) mostrados en las tabla 14 y 15.

Tabla 14.

Aceros de refuerzo longitudinal calculados para vigas perimetrales Fuente: ETABS

| Piso | % superior | % inferior | As superior (mm2) | As inferior (mm2) |
|--------|------------|------------|----------------------|----------------------|
| 1 a 3 | 0.74 | 0.35 | 1776 | 840 |
| 4 a 7 | 0.73 | 0.35 | 1752 | 840 |
| 7 a 10 | 0.67 | 0.35 | 1608 | 840 |

Tabla 15.

Aceros de refuerzo longitudinal calculados para vigas centrales. Fuente: ETABS

| Piso | % superior | % inferior | As superior (mm2) | As inferior (mm2) |
|--------|------------|------------|----------------------|----------------------|
| 1 a 3 | 0.95 | 0.45 | 2280 | 1080 |
| 4 a 7 | 0.95 | 0.45 | 2280 | 1080 |
| 7 a 10 | 0.89 | 0.42 | 2136 | 1008 |

En vista de la reducida variación en los porcentajes de refuerzo al evaluar las vigas conforme a la altura, el acero colocado en las vigas perimetrales y centrales se mantuvo igual para las vigas en las 10 plantas, con las cantidades indicadas en la tabla 16.

Tabla 16.

Acero de refuerzo colocado en las vigas. Fuente: ETABS

| Viga | As superior (mm2) | As inferior (mm2) | % superior | % inferior |
|------------|----------------------|----------------------|------------|---------------|
| Central | 2300 | 1100 | 0.96 | 0.46 |
| Perimetral | 1800 | 850 | 0.75 | 0.35 |



II.4.7.2 Acero en las columnas

Con las solicitaciones obtenidas del análisis estructural se estimó el acero de refuerzo en las columnas, sin embargo, a diferencia del caso de las vigas, para el acero longitudinal y transversal también se tomó en cuenta el cumplimiento de los criterios de columna fuerte-viga débil y la verificación por corte en la junta.

Tabla 17.

| Piso | Dimensión de columna (cmxcm) | % de refuerzo | As (mm2) |
|--------|---------------------------------|---------------|----------|
| 1 a 3 | 85x85 | 1.94 | 140.165 |
| 4 a 6 | 75x75 | 1.14 | 64.125 |
| 7 a 10 | 65x65 | 1.66 | 70.135 |

Acero longitudinal calculado en columnas centrales. Fuente: ETABS

Tabla 18.

Acero longitudinal calculado en columnas laterales. Fuente: ETABS

| Piso | Dimensión de columna (cmxcm) | % de refuerzo | As (mm2) |
|--------|---------------------------------|---------------|----------|
| 1 a 3 | 75x75 | 1.16 | 65.25 |
| 4 a 7 | 65x65 | 1.38 | 58.305 |
| 7 a 10 | 65x65 | 2.88 | 121.68 |

Tabla 19

Acero longitudinal calculado en columnas de esquina. Fuente: ETABS

| Piso | Dimensión de columna (cmxcm) | % de refuerzo | As (mm2) |
|--------|---------------------------------|---------------|----------|
| 1 a 3 | 65x65 | 1 | 42.25 |
| 4 a 7 | 55x55 | 1.79 | 54.15 |
| 7 a 10 | 55x55 | 2.88 | 87.12 |



Partiendo de los aceros de refuerzo longitudinal calculados con el software ETABS, se colocaron las cantidades de refuerzo longitudinal y transversal presentados desde la tabla 20 a la 25.

Tabla 20.

| Acero | longitudinal | colocado | en columnas | centrales. | Fuente: | ETABS |
|-------|--------------|----------|-------------|------------|---------|--------------|
| neero | ionginainai | corocuao | ch commus | centrates. | I neme. | LINDS |

| Piso | Dimensión de columna (cmxcm) | % de refuerzo | As colocado(mm2) |
|--------|---------------------------------|---------------|---------------------|
| 1 a 3 | 85x85 | 2 | 144.50 |
| 4 a 6 | 75x75 | 1.28 | 72.00 |
| 7 a 10 | 65x65 | 1.71 | 72.25 |

Tabla 21.

Acero transversal colocado en columnas centrales. Fuente: ETABS

| Área de menor barra longitudinal (cm2) | Separación en zona confinada (cm) | No. De ramas de refuerzo transversal | Diámetro de estribos (cm) | Ash colocado | Ash necesario |
|--|--|--|------------------------------|-----------------|------------------|
| 3.87 | 10 | 6 | 1.27 | 7.60 | 5.19 |
| 2.84 | 10 | 5 | 1.27 | 6.33 | 4.33 |
| 2.84 | 10 | 5 | 1.27 | 6.33 | 3.90 |

Tabla 22.

Acero longitudinal colocado en columnas laterales. Fuente: ETABS

| Piso | Dimensión de columna (cmxcm) | % de refuerzo | As colocado(mm2) |
|--------|---------------------------------|---------------|---------------------|
| 1 a 3 | 75x75 | 1.28 | 72.00 |
| 4 a 7 | 65x65 | 1.44 | 60.84 |
| 7 a 10 | 65x65 | 1.44 | 60.84 |



Tabla 23.

Acero transversal colocado en columnas laterales. Fuente: ETABS.

| Área de menor barra longitudinal (cm2) | Separación en zona confinada (cm) | No. De ramas de refuerzo transversal | φ estribos (cm) | Ash colocado (cm2) | Ash necesario (cm2) |
|---|---|--|-----------------------|--------------------------|---------------------------|
| 2.84 | 10 | 5 | 1.27 | 6.33 | 4.02 |
| 2.84 | 10 | 4 | 1.27 | 5.07 | 3.90 |
| 2.84 | 10 | 4 | 1.27 | 5.07 | 3.90 |

Tabla 24.

Acero longitudinal colocado en columnas de esquina. Fuente: ETABS.

| Piso | Dimensión de columna (cmxcm) | % de refuerzo | As colocado(mm2) |
|--------|---------------------------------|---------------|---------------------|
| 1 a 3 | 65x65 | 1.03 | 43.52 |
| 4 a 7 | 55x55 | 2.01 | 60.80 |
| 7 a 10 | 55x55 | 3.07 | 92.87 |

Tabla 25.

Acero transversal colocado en columnas de esquina. Fuente: ETABS.

| Área de menor barra longitudinal (cm2) | Separación en zona confinada (cm) | No. De ramas de refuerzo transversal | φ estribos (cm) | Ash colocado (cm2) | Ash necesario (cm2) |
|---|---|--|-----------------------|--------------------------|---------------------------|
| 1.98 | 10 | 4 | 1.27 | 5.07 | 4.60 |
| 2.84 | 10 | 4 | 1.27 | 6.33 | 4.85 |
| 2.84 | 10 | 5 | 1.27 | 6.33 | 4.85 |



II.5 Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo

II.5.1 Definición de acciones controladas por deformación y por fuerza

Dada la anticipada respuesta inelástica del sistema ante la acción sísmica introducida como registros acelerográficos, es necesario definir una "jerarquía" de las acciones que deben soportar los componentes estructurales, de manera que se diferencien aquellas que traigan como consecuencia una respuesta no lineal aceptable, por inducir fallas de tipo dúctil en los miembros estructurales, conocidas como acciones controladas por deformación, de las que se espera que permanezcan en el rango elástico dada la naturaleza frágil de la falla del componente al sufrir semejante acción, o porque el componente no tiene participación dentro del sistema resistente a cargas laterales, conocidas como acciones controladas por fuerza.

En la tabla 26 se muestran las acciones controladas por deformación y por fuerza definidas en el modelo estructural desarrollado en el presente Trabajo Especial de Grado.

Tabla 26.

| Clasificación | Acción |
|----------------------------|-------------------------------|
| Controlada por deformación | Flexión en Vigas |
| Controlada por deformación | Flexocompresión en columnas |
| | Fuerza cortante en Vigas |
| Controlado non fuerza | Fuerza cortante en Columnas |
| Controlada por fuerza | Fuerza cortante en las juntas |
| | Flexión y cortante en losas |

Acciones controladas por deformación y por fuerza. Fuente: Propia

II.5.2 Modelado No Lineal

Para la incorporación de la respuesta no lineal como lo establece (COVENIN 1756 (en revisión), 2017) es requerido que "Las relaciones inelásticas tensión-deformación de los materiales y fuerza-deformación en los elementos estructurales deben ser explícitamente incluidas en el modelo, incluyendo posibles degradaciones de resistencia y rigidez" (pág 100).

A tales efectos, el programa ETABS dispone de una diversidad de modelos inelásticos con diferentes grados de libertad que permiten representar explícitamente la variedad de las acciones controladas por deformación. A continuación se amplía la información relativa a los modelos que fueron empleados en los diferentes componentes.



Es propicio aclarar que tanto en vigas y columnas se separó en dos partes la presentación de los aspectos relativos al modelado, ya que como se ilustra en la figura 47, en los miembros modelados con plasticidad concentrada, hay que especificar las propiedades inelásticas de las rotulas (relaciones fuerza-rotación) y también las propiedades del elemento elástico que compone el resto del miembro.



Figura 47. Esquema de modelo de plasticidad concentrada. Fuente (PEER/ATC 72-1, 2010)

II.5.2.1 Vigas

II.5.2.1.a Rótulas plásticas

Con el fin de capturar las deformaciones inelásticas esperadas en los extremos de las vigas, se definieron rótulas rotacionales M3- θ . Tales rótulas están vinculadas a relaciones fuerza-rotación (momento flector vs rotación en este caso) definidas en la tabla 10-7 del ASCE 41-17, en donde se establecen los puntos de la Envolvente Cíclica en función de: (1) la relación de la diferencia en cuantías de refuerzos con respecto a la cuantía balanceada $\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$, (2) el refuerzo transversal, (3) la relación de la fuerza cortante con el área transversal de la viga y la resistencia esperada del concreto $V/b_w d\sqrt{f'_{cE}}$. Por otra parte, como se indicó en el capítulo precedente, el modelo seleccionado para simular la respuesta histerética del componente es el Modelo de Takeda.



| | | | | Modeling Paramete | rsª | A | cceptance Criteria | a |
|--|---|------------------------------------|------------------|-------------------|----------------------------|---------|--------------------|---------|
| | | | | | | Plastic | Rotation Angle (ra | idians) |
| | | | Plastic Rotation | n Angle (radians) | Residual Strength Ratio | F | Performance Level | |
| Conditions | | | а | b | с | 10 | LS | СР |
| Condition i. Bear $\frac{\rho - \rho'}{\rho_{\text{bal}}}$ | ns controlled by flexure ^b Transverse reinforcement ^c | $\frac{V^d}{b_w d \sqrt{f'_{eE}}}$ | | | | | | |
| ≤0.0 | С | ≤3 (0.25) | 0.025 | 0.05 | 0.2 | 0.010 | 0.025 | 0.05 |
| ≤0.0 | С | ≥6 (0.5) | 0.02 | 0.04 | 0.2 | 0.005 | 0.02 | 0.04 |
| ≥0.5 | С | ≤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 |

Figura 48. Parámetros para modelado de la envolvente cíclica para vigas con falla controlada por flexión. Extracto de la tabla 10-7 del ASCE 41-17. Fuente: (ASCE/SEI 41, 2017)

Es preciso mencionar que los parámetros de modelado definidos de esa manera solo corresponden para el caso de vigas controladas por flexión (las vigas con detallado ND3 cumple con esta categoría), ya que para vigas cuya falla este controlada por corte, inadecuada longitud de desarrollo o solape en la longitud libre de la viga, o inadecuada empotramiento del refuerzo en las juntas, aplican otras condiciones basadas en el espaciamiento del refuerzo transversal.

II.5.2.1.b Elemento elástico

La rigidez efectiva del elemento elástico lineal que conforma el resto de la viga (adicional a las rótulas plásticas) debe ser disminuida, reducción comparable a la requerida en el caso del análisis lineal para la sección agrietada, solo que en esta oportunidad se ejecuta para considerar las deformaciones por flexión, deslizamiento del acero de refuerzo, y corte al incursionar el componente estructural en el rango inelástico.

La expresión de Kwon (2016), toma en cuenta los factores mencionados anteriormente y se define como:

$$\frac{E_c I_{eff}}{E_c I_g} = 0.003 D R^{-0.65} + \gamma \le 0.8$$
 (Ecuación 70)

Con:

$$\gamma = (-50\rho_T + 2.5) \left(\frac{P}{Agf'c}\right)^{(-20\rho_T + 2.15)} + (15\rho_T + 0.05) \text{ (Ecuación 71)}$$



Donde:

- $\frac{E_c I_{eff}}{E_L}$ = Factor de reducción de rigidez en vigas y columnas
- DR: deriva de piso. Dada la poca variación el factor de reducción de rigidez para derivas de piso entre 0.6 y 1%, rango que corresponde a las derivas típicas en que los miembros de pórticos de concreto armado experimentan la primera cedencia, el valor de 0.8% es el recomendado. (Kwon, Strength, Stiffness, and Damage of Reinforced Concrete Buildings Subjected to Seismic Motions, 2016)
- P: Carga Axial
- Ag: área de la sección gruesa del miembro
- f'c: resistencia a la compresión del concreto
- ρ_T = cuantía de refuerzo a tracción

Debido a las diferentes cuantías de refuerzo en las vigas, el factor de reducción de rigidez varió entre 0.17 y 0.26, siendo finalmente adoptado un valor medio de 0.21.

II.5.2.2 Columnas

II.5.2.2.a Rótulas plásticas

Se definieron rotulas del tipo P-M2-M3 que capturan la respuesta inelástica ante la acción de combinaciones de cargas axiales con momentos biaxiales, manejando superficies de interacción P-M (carga axial-momentos biaxiales). Las relaciones momento-rotación que delimitan la respuesta no lineal de las columnas se definen como lo establece la tabla 10-8 del ASCE 41-17.

Considerando que la estructura fue diseñada con Nivel de Diseño 3 y con un detallado apropiado, las columnas no están controladas por inadecuada longitud de desarrollo, o inadecuado solapamiento a lo largo de su altura libre, de forma que los parámetros que definen la Envolvente Cíclica son:

- $\frac{N_{UD}}{Agf_{cE}}$: Relación entre la máxima carga a compresión axial para la combinación de carga Q_{UD} y el producto del área gruesa de la sección por la resistencia máxima a la compresión del concreto
- $\frac{V_{yE}}{V_{ColOE}}$: Relación de la demanda de corte en la columna al alcanzar la cedencia en su valor esperado con la capacidad al corte de la columna



• $\frac{f'_{CE}}{f'_{ytE}}$: Relacion entre la resistencia a la compresión esperda del concreto con la resistencia a la tracción esperada en el acero de refuerzo transverasal

Con:

$$Q_{UD} = Q_G + Q_E$$
 (Ecuación 72)

Donde:

- Q_G = acción causada por las carga gravitaciones definidas como 1.1(CP+0.25CV)
- Q_E = acción sísmica calculada con el método de Análisis Dinámico Elástico Espectral

| Modeling Parameters | | Acceptance Criteria | |
|---|---|---|---------------------------|
| | Pla | astic Rotation Angle (radians) | |
| | | Performance Level | |
| Plastic Rotation Angles, <i>a</i> and <i>b</i> (radians) Residual Strength Ratio, <i>c</i> | ю | LS | СР |
| Columns not controlled by inadequate development or splici $a = \left(0.042 - 0.043 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 0.63\rho_t - 0.023 \frac{V_{yE}}{V_{ColOE}}\right) \ge 0.0$ | ng along the clear 0.15 <i>a</i> ≤0.005 | height ^a 0.5 b ^b | 0.7 <i>b</i> ^b |
| For $\frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \le 0.5 \begin{cases} b = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8A_g f'_{cE}} \frac{1}{\rho_t} \frac{f'_{cE}}{f_{ytE}}} - 0.01 \ge a^a \end{cases}$ | | | |
| $c = 0.24 - 0.4 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} \ge 0.0$ | | | |

Figura 49. Parámetros para modelado de la envolvente cíclica para columnas que no están controladas por inadecuada longitud de desarrollo, o inadecuado solapamiento a lo largo de su altura libre. Extracto de la tabla 10-8 del ASCE 41-17. Fuente: (ASCE/SEI 41, 2017)

II.5.2.2.b Elemento Lineal

Como lo fue en el caso de las vigas, la reducción de la rigidez efectiva a la flexión se calculó aplicando la misma expresión de Kwon (2016), obteniendo factores de rigidez efectiva entre 0.38 y 0.7 (dados los diferentes niveles de carga axial y de refuerzo longitudinal), pero finalmente seleccionando un factor medio de 0.50.

II.5.2.3 Disposición global de modelos inelásticos

Tanto para vigas como para columnas, las rótulas plásticas se posicionaron en los extremos de las longitudes libres, o dicho de otra manera, en las caras de las juntas. Otro aspecto a resaltar es que para las columnas solo se asignaron rotulas plásticas hasta el piso



7, en principio buscando la optimización del modelo (en búsqueda de obtener una mayor eficiencia en cuanto al tiempo de solución del modelo computacional), y por ultimo por la limitada respuesta inelástica que se esperaba en las columnas de los pisos superiores.



Figura 50. Vista lateral de los pórticos en los ejes estructurales 1 y 2. Nótese como en el caso de las columnas, los puntos negros (que indican la presencia de las rótulas) solo llegan hasta la séptima planta. Fuente: ETABS.

II.5.2.4 Juntas

De evidencia experimental se ha demostrado que cuando los requerimientos de refuerzo transversal y los límites en la longitud del refuerzo de anclaje para juntas sísmicamente detalladas son seguidos, las fallas por corte y anclaje no son esperadas (NIST, Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Part IIb – Reinforced Concrete Moment Frames, 2017b). Como este es el caso de los pórticos con Nivel de Diseño 3, modelar el deterioro o la cedencia en la junta es innecesario.

En consecuencia, no se modeló de manera explícita la inelasticidad en la junta sino que se empleó el enfoque del ASCE/SEI 41-17 mostrado en la figura 51, donde se puede observar que se considera la junta con sus dimensiones determinadas por la intersección viga columna, pero la extensión de la columna que se interna en la junta se toma como rígida mientras que la flexibilidad de la viga si se considera.





Figura 51. Vista en elevación de junta modelada como parcialmente rígida para pórticos de concreto donde se cumpla la relación columna fuerte-viga débil. Fuente: (ASCE/SEI 41, 2017)

II.5.2.5 Losas

Al no ser parte del sistema resistente a cargas laterales, las acciones que se manifiesten en las losas, como se señaló con anterioridad, clasifican como controladas por fuerza y por lo tanto no se modela su respuesta inelástica.

II.5.3 Amortiguamiento

La fracción del amortiguamiento que no es representada por la disipación de energía en la respuesta histerética de los componentes debe ser representada como amortiguamiento viscoso de forma directa en el análisis. En tal sentido, dadas las recomendaciones del (PEER/ATC 72-1, 2010) y del (NIST, Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings Part I – General, 2017a) para modelar el amortiguamiento viscoso como amortiguamiento modal o amortiguamiento de Rayleigh, se adopta las primera de las opciones, dadas la complicaciones asociadas con el método de Rayleigh (el termino proporcional a la masa tiende a sobreamortiguar la respuesta a baja frecuencia y el termino proporcional a la rigidez tiende a sobreamortiguar la respuesta de alta frecuencia), en comparación con el amortiguamiento modal donde se puede mantener constante una fracción del amortiguamiento crítico para todos los modos deseados.

En definitiva, la expresión del (NIST, Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings Part I – General, 2017a) fue la escogida para determinar el amortiguamiento viscoso, teniendo finalmente:

$$\xi_{critico} = \frac{0.36}{\sqrt{98.43}} = 0.036$$



No obstante, se limitará a 3% la fracción del amortiguamiento viscoso en seguimiento a las recomendaciones del ASCE 41-17 para la realización de análisis dinámicos inelásticos, esto considerando que las relaciones esfuerzo deformación están expresadas de acuerdo a este mismo estándar, y por ende, no se desea subestimar el amortiguamiento histerético que las mismas aportan con un amortiguamiento modal que pudiera resultar excesivo.

II.5.4 Selección y ajuste de acelerogramas

El método de Análisis Inelástico de Respuesta en el Tiempo amerita una cuidadosa selección y escalado de los registros acelerográficos que serán introducidos en el modelo para representar la acción sísmica. Para tal fin, el proceso de escogencia los acelerogramas de conformidad a la normativa (COVENIN 1756 (en revisión), 2017) involucró dos etapas; la primera con la selección de registros acelerográficos con magnitud, mecanismo focal, distancia a falla y condiciones geotecnias consistentes con el evento sísmico esperado, y una última etapa que consistió en la selección final de los registros que mejor se ajustaran dentro al Espectro Objetivo (en este caso el Espectro de Respuesta Elástica para el Sismo de diseño) una vez modificados con los factores de escala pertinentes.

Hay que tener en cuenta que el segundo paso resulta más importante que el primero, ya que toma en cuenta, de forma implícita, algunos de los asuntos de la primera etapa, y además, al ser el espectro de respuesta la propiedad de un movimiento del terreno más correlacionada con la respuesta estructural (PEER/ATC 72-1, 2010), un buen ajuste con el Espectro Objetivo indica un mayor grado fidelidad para representar la amenaza sísmica de la región que el que aportan los factores considerados en el principio de la selección.

II.5.4.1 Etapa I: Selección de parámetros iniciales para búsqueda de registros

Los criterios de selección inicial son los siguientes:

Tipo de falla: del mapa fallas cuaternarias de Venezuela, se puede evidenciar que los tipos de estructuras que circundan Caracas (véase figura 52) son fallas de rumbo dextral (Right-lateral Strike-Slip fault en inglés), de forma que se buscaran registros de sismos generados en fallas de este tipo.



Figura 52. Extracto del Mapa de Fallas Cuarternarias de Venezuela. Con el círculo azul se marca un radio de 15Km con respecto a la ciudad de Caracas. Fuente: Mapa de Fallas Cuarternarias de Venezuela, FUNVISIS

Magnitud y distancia: estos parámetros deberían ser obtenidos de la desagregación del riesgo sísmico para el sitio en que se ubica la edificación, sin embargo, tal procedimiento implicaría la realización de un Análisis de Amenaza Probabilista que se escapa del alcance del presente Trabajo Especial de Grado.

Como alternativa para establecer un rango de distancias y magnitudes, estos parámetros se basaron en los datos de los eventos sísmicos que más afectaron a Caracas en su historia contemporánea, como lo fueron el terremoto de 1812, 1900 y 1967.

Tabla 27.

Distancia sitio-epicentro y magnitud de los terremotos de Caracas de 1812, 1900 y 1967. Fuente: varias (indicadas en tabla)

| Evento | Epicentre | o (N-W) | Distancia sitio- epicentro (km) | Magnitud (Mw) | Referencia |
|------------|-----------|---------|------------------------------------|------------------|--|
| 26/03/1812 | 10.6 | 67.1 | 30.17 | 7.1+-0.33 | (Choy, Palme, Guada, Klarica, & María, 2011) |
| 29/8/1900 | 10.9 | 66.3 | 74.3 | 7.6 | (Fiedler B., 1988) |
| 29/7/1967 | 10.6 | 67.2 | 40.54 | 6.4+- 0.3 | Klarica, & María, 2011) |



Condiciones geotécnicas: las condiciones geotécnicas del sitio pueden ejercer una influencia importante en los movimientos del terreno, pero al ya estar reflejadas en la forma del espectro objetivo estos se consideraran en la etapa II, por lo que el rango no se restringe al de la clase de sitio D (V30= 200-400m/s) y se amplia para Vs30 de 150m/s a 450m/s a fin de no limitar en demasía los registros para el análisis.

Características de pulso: al no ser clasificado como un sitio cercano a falla (por no estar a menos de 5Km de la falla de mayor influencia), se descarta el uso de registros con pulsos.

II.5.4.2 Etapa II: Selección de parámetros de ajuste de registros

Espectro Objetivo: como lo establece la COVENIN 1756 (en revisión), los movimientos sísmicos serán escalados para que el promedio de los espectros RCSC para el rango de 0.2 y 1.5 veces el periodo fundamental de la estructura supere al denominado Espectro Objetivo, que en este caso es el Espectro de Respuesta Elástica Horizontal para el Sismo de Diseño. Por esta razón los registros que serán finalmente seleccionados serán los que tengan mejor ajuste con el espectro objetivo, medido en términos del error medio cuadrático.

Factor de escala: como lo sugiere (FEMA P-1051, 2016), limitar el factor de escala entre 0.25 y 4 es frecuente.

Método de escalado: el ajuste de los movimientos sísmicos se llevó acabo multiplicando cada valor de aceleración en el registro por el mismo factor de escala, tal que las ordenadas del espectro de RCSC obtenido del par de acelerogramas se aproxime lo más posible al espectro objetivo (dentro de cierta tolerancia) para el rango de periodos establecido. Este método de escalado se conoce como "Escalado por Amplitud" (Amplitude Scaling), y posee la ventaja que las características de frecuencia del registro original se preservan al modificarse de manera uniforme la escala del registro.

En la tabla 28 se definen los parámetros de búsqueda finales combinando las etapas I y II.



Tabla 28.

Resumen de parámetros para selección de acelerogramas. Fuente: Propia

| Parámetro de selección | Valor |
|--------------------------------|------------------------|
| Tipo de falla | Falla de rumbo dextral |
| Magnitud del terremoto (Mw) | 6-7.8 |
| Distancia sitio-fuente (km) | N/A |
| Vs30 (m/s) | 150-450 |
| Rango de periodos ^a | 0.31-2.81 |
| Factor de escala | 0.25-4 |
| Número Máximo de Registros | 3 |
| de un mismo evento | 5 |

^a El rango de periodos tiene por límite superior el requerido por la COVENIN 1756-17 igual a 1.5 el periodo fundamental, pero, el límite inferior, es menor a 0.2 el periodo fundamental, esto debido a que se sigue la recomendación del ASCE 7-16 de fijar como umbral inferior al periodo que activa el 90% de las masas participativas en ambas direcciones horizontales

II.5.4.3 Registros obtenidos

La Base de Datos de Movimientos Sísmicos del PEER (PGMD por sus siglas en inglés) fue la fuente de la que se extrajeron los registros acelerográficos a introducir en el modelo.

El motor de búsqueda de la PGMD permite designar parámetros como lo son la magnitud, el tipo de falla, la duración (de acuerdo a la definición entre el 5 y 95 por ciento de la intensidad de Arias), la distancia (conforme a las definiciones de Joyner-Boore y la distancia al plano de ruptura), el promedio de las velocidad de ondas de corte en los primeros 30m del terreno y la presencia o no de pulsos en el registro.



| Search | | | | Suite |
|---|-----------------------|--|---|--|
| These characteristics You need to re-run Se updated. Record Characte RSN(s) | are d arch rist | defined in the NGA-We when any of these pa i ics: | st2 Flatfile. arameters are RSN1,RSNn | Spectral Ordinate : SRSS ▼ Damping Ratio : 5% ▼ Suite Average : Geometric ▼ |
| Event Name | : | | | Scaling |
| Station Name | : | | | |
| Search Paramet | ters | : | | Scaling Method : Minimize MSE MSE = Computed Weighted Mean Squared Error of record, and suite average, wrt target spectrum. |
| Fault Type | : | Strike Slip (SS) | • | Weight Function |
| Magnitude | : | 6,7.8 | min,max | light is both south and and is subscream time trees. Values are be |
| R_JB(km) | : | | min,max | updated for rescaling. Intermediate points are interpolated with W = |
| R_rup(km) | : | | min,max | fxn(log(T)) |
| Vs30(m/s) | : | 150,450 | min,max | Weights (11,12, III) |
| D5-95(sec) | : | 25,70 | min,max | (<i>W1,W2, Wn</i>) |
| Pulse | : | NO Pulse-like Rec | cords 🔻 | |
| Additional Chara | cte | ristics: | | |
| Max No. Records | - 1 | | (<=100) | |
| Initial ScaleFacto | r : | 0.25,4 | min,max | |

Figura 53. Motor de búsqueda de la Base de Datos de Movimientos Sísmicos del PEER. Se muestran los campos completados para la búsqueda de los acelerogramas. Los campos distancia (R_JB y R_rup) no fueron completados ya que la distancia sitio-fuente sísmica en las referencias consultadas no coincidía con las definiciones que emplea el motor de búsqueda. Fuente: Base de Datos de Movimientos Sísmicos del PEER

Además, la PGMD cuenta con una herramienta integrada para el ajuste y escalado de acelerogramas. Tal herramienta busca reducir el error medio cuadrático entre el espectro objetivo y los espectros RCSC de los registros, ajustando los acelerogramas con factores de escala constantes dentro del rango establecido (véase figura 54)

Como resultado de la búsqueda, la base de datos entrega los 50 registros de mejor ajuste, de forma que entre ellos, los registros que tengan el menor error medio cuadrático son los seleccionados.



Tabla 29.

Datos de los registros seleccionados. Fuente: Base de Datos de Movimientos Sísmicos del PEER

| No | Tarramoto | Estación | Error Medio | Magnitud | Vs30 | Factor de |
|------|-------------------------------------|------------------------------|-------------|----------|--------|-----------|
| 110. | Terremoto | Estacion | Cuadrático | (Mw) | (m/s) | Escala |
| 1 | Kobe, Japón (1995) | "Abeno" | 0.0367 | 6.9 | 256 | 1.6438 |
| 2 | "El Mayor-Cucapah, Mexico (2010) | "Holtville Post Office" | 0.0148 | 7.2 | 202.89 | 1.4862 |
| 3 | "Imperial Valley, EEUU (1979) | "Delta" | 0.0291 | 6.53 | 242.05 | 0.8608 |
| 4 | "Superstition Hills, EEUU (1987) | "El Centro Imp. Co. Cent" | 0.0556 | 6.54 | 192.05 | 0.8793 |



Figura 54. Espectro objetivo y espectros RCSC de los registros acelerográficos ajustados. Fuente: Base de Datos de Movimientos Sísmicos del PEER



II.5.5 Configuración del Análisis No Lineal Tiempo Historia en ETABS

II.5.5.1 Método de solución

El software ETABS dispone de dos métodos de solución para análisis no lineales tiempo historia: (1) el método de integración directa y (2) el método de Análisis Modal No Lineal Tiempo Historia, o Método No Lineal Rápido (Fast Nonlinear Analisis en inglés).

Es apropiado hacer mención a que ambos métodos de solución son altamente intensivos en términos de procesamiento computacional, por lo que de ensayos ejecutando ambos procedimientos se escogió como solución definitiva el FNA, principalmente por su eficiencia en cuanto al tiempo de solución, y además, en vista de su probada capacidad para resolver el análisis con las propiedades asignadas a los miembros en el modelo.

Otro rasgo del método de Análisis No Lineal Tiempo Historia es que se realiza en dos etapas, la primera dedicada a la imposición de las cargas gravitacionales al modelo, y la segunda orientada al análisis sísmico con los acelerogramas. Dicho esto, a continuación se presentan los detalles relativos a la configuración del caso de carga estático (gravitacional) y del caso de carga dinámico (con acelerogramas) del análisis dentro del Software ETABS.

II.5.5.1.a Caso de carga quasi-estático

Cualquier caso de carga resuelto con el método del FNA solo puede iniciar a partir de otro caso FNA, de forma que las cargas gravitacionales tienen que ser introducidas como una función Tiempo-Historia en el modelo. Por consiguiente, la aplicación de las cargas gravitacionales se efectuó de forma progresiva con una función tipo "rampa" (Ramp Function en ETABS), de manera que el modelo se cargara progresiva e incrementalmente como una función tiempo-historia. Sumado a esto, CSi® sugiere que dicha carga se aplique con un elevado porcentaje de amortiguamiento modal, fijándose en $\xi_{crítico}=0.9$.

Por recomendaciones de CSi®, se definió un tiempo para la función de rampa de 40 segundos (aproximadamente el 20 veces el periodo fundamental del modelo), siendo 20 segundos de incremento y otros 20 en su valor máximo constante (véase figura 55).



(Capítulo II- Marco Metodológico) 87



Figura 55. Función rampa que representa la función tiempo-historia para carga gravitacional del modelo no lineal. Fuente: ETABS

En cuanto a la configuración del caso de carga, como se muestra en la figura 56, se estableció: (1) fuente de masa la misma del análisis dinámico elástico espectral, (2) solución por vectores de Ritz como caso de carga modal (se ampliará la información al respecto en el siguiente punto), (3) una duración total de 4000 pasos con 0.01 segundos por paso (resultando en los 40 segundos de la función rampa), y un amortiguamiento modal igual a ξ =0.90. Los parámetros no lineales para control de la solución se dejaron con sus valores predeterminados



(Capítulo II- Marco Metodológico) 88

| Load Case Name | | | Carga Estática Inic | ial | Design |
|-----------------------------------|-----------------------|--------------|------------------------|------------------|----------|
| Load Case Type/Sub | type Tim | e History | ✓ Nonli | near Modal (FNA) | V Notes |
| Exclude Objects in thi | s Group | | Not Applicable | | |
| Mass Source | | (1) | Previous (MsSrc1) |) | |
| nitial Conditions | | | | | |
| Continue from Sta Nonlinear Ca | te at End of No se | nlinear Case | e (Loads at End of Cas | e ARE Included) | |
| oads Applied | | | | | |
| Load Type | Load | Name | Function | Scale Factor | U |
| Load Pattern | Dead | | RampTH | 1 | Add |
| Load Pattern | Live | | RampTH | 1 | Delete |
| | | | | | Advanced |
| Other Parameters | | | | | |
| Modal Load Case | | (2) | Ritz | | \sim |
| Number of Output Tim | ne Steps | | (3) | 4000 | |
| Output Time Step Size | e | | (3) | 0.01 | sec |
| Modal Damping | Constant | at 0.9 | | Modify/Show | v (4) |
| Nonlinear Parameters | Default | | | Modify/Show | v (4) |

Figura 56. Detalles de la configuración en ETABS del caso de carga gravitacional. Fuente: ETABS.

II.5.5.1.b Caso de carga dinámico

Una vez precargados todos los registros acelerográficos extraídos de la PGMD en el software ETABS, se procedió a configurar cada uno de los casos de carga dinámicos para realizar el Análisis No Lineal Tiempo Historia, no obstante, hay que tener en cuenta que como lo fue necesario para el caso de carga quasi-estatica, previamente se dió la configuración de los aspectos relativos al método de solución modal (dado que el FNA es un método basado en análisis modal).

En (Computers and Structures, 2017) se recomienda enfáticamente el uso de vectores de Ritz para desempeñar el análisis modal en el FNA. En tal sentido, como se aprecia en la figura 58, se definió: (1) Como caso P-Delta el mismo que en el análisis dinámico lineal (basado en la acción de las cargas gravitacionales bajo la combinación 1.2CP+0.5CP), (2) Las cargas gravitacionales, cargas de aceleración y las generadas en los elementos de tipo "Link" (elementos inelásticos), y (3) el número máximo y mínimo de vectores.



Dado que el número de vectores debe ser suficiente para capturar completamente la deformación en los elementos no lineales, se buscó el número máximo de vectores de Ritz que el software pudiera encontrar para el modelo, alcanzándose la cifra de 3370.

| Time History Func | tion Name | RSN169_IM | PVALL.H_H-D | LT262 | | |
|---|-----------------------------------|---------------------------------------|--|---------------------------|------|-----|
| File Name C:\Users\i7\Desktop\MODELOS TEG Sísmica\Acelerogramas\RSN169_IMP | Browse \Acción VALL.H_H-DLT | Values a O T O V | re: ìme and Functi 'alues at Equal | on Values Intervals of | 0.01 | |
| Header Lines to Skip 4 Prefix Chars. Per Line to Skip 0 Number of Points per Line 5 Convert to User Defined 1 | View File | Format 1 | ype ree Format ixed Format Characte | ers per Item | | |
| E-3 320 240 180 80 -80 -180 -240 0 12 24 38 | 48 | р <mark>ууу шүүүүүүүү</mark> 60 72 | Mulutor dur | wh | 108 | 120 |
| | | | | | | |

Figura 57. Ejemplo de la configuración de función acelerográfica dentro de ETABS. Fuente: ETABS.



| (Capitulo II- Marco Metodologico) 90 | (Capítulo II | I- Marco | Metodológico) | 90 |
|--------------------------------------|--------------|----------|---------------|----|
|--------------------------------------|--------------|----------|---------------|----|

| | | Vectores de Ritz | | Design | | | |
|--|--------------------------|-------------------|--------------------------------|--------|--|--|--|
| Modal Case SubType | | Ritz | ~ | Notes | | | |
| Exclude Objects in t | his Group | Not Applicable | Not Applicable | | | | |
| Mass Source | | MsSrc1 | MsSrc1 | | | | |
| Delta/Nonlinear Stiffn | ess | | | | | | |
| Use Preset P-De | ta Settings Iterati | ve based on loads | Modify/Show | (1) | | | |
| O Use Nonlinear C | ase (Loads at End of Cas | se NOT Included) | | | | | |
| Nonlinear C | ase | | | | | | |
| Load Type | Load Name | Maximum Cycles | Target Dyn. Par. ^ Ratio, % | Add | | | |
| Load Pattern | Dead | 0 | 99 | Delete | | | |
| | Live | 0 | 99 | Delete | | | |
| Load Pattern | | 0 | 99 🗸 | | | | |
| Load Pattern Acceleration | UX | | | | | | |
| Load Pattern Acceleration her Parameters | UX | | | | | | |
| Load Pattern Acceleration her Parameters Maximum Number of | UX | | 3370 | | | | |
| Load Pattern Acceleration her Parameters Maximum Number of Minimum Number of | UX Modes Modes | | (3) 3370 | | | | |

Figura 58. Configuración de los vectores de Ritz empleados en los casos de carga quasiestática y dinámica. Fuente: ETABS

En definitiva se configuraron todos los casos de carga dinámica como se ilustra en la figura 59, donde: (1) se empleó la misma fuente de masa (CP+0.15CV) del caso precedente, (2) se designó como condición inicial el caso de carga quasi-estático, (3) se aplicaron las dos componentes perpendiculares e horizontales en las direcciones principales del modelo, (4) vectores de Ritz como método de análisis modal, (5) el número y duración de los pasos requerido para alcanzar la duración deseada del análisis, y (6) un amortiguamiento modal ξ =0.03.



(Capítulo II- Marco Metodológico) 91

| General | | | | | |
|-------------------------------------|-----------------------|-----------|-----------------------|---------------|----------|
| Load Case Name | | | 6005 | | Design |
| Load Case Type/Subtype Time History | | ~ Nonline | ar Modal (FNA) 🛛 🗸 | Notes | |
| Exclude Objects in this | Group | | Not Applicable | | - |
| Mass Source | | (1) | Previous (MsSrc1) | | |
| nitial Conditions | | | | | |
| O Zero Initial Condition | ns - Start from Unstr | ressed | State | | |
| Continue from State | at End of Nonlinea | r Case | (Loads at End of Case | ARE Included) | |
| Nonlinear Case | • | | Carga Estática Inicia | I ~ | (2) |
| (2) | | | | | |
| | | | F | | 1 6 |
| Load Type | Load Name | | | Scale Factor | |
| Acceleration | | | RSN6005_SIERRA | 14374.64 | Add |
| Acceleration | 02 | | NSN0003_SIENNA | 14374.04 | Delete |
| | | | | | Advanced |
| When Parameters | | | | | |
| Medal Load Case | | (4) | D3- | | 1 |
| | ~ | (4) | Hitz | 20000 |] |
| Number of Output Time | Steps | | (5) | 20000 | _ |
| Output Time Step Size | | | | 0.005 | sec |
| Modal Damping (6) | Constant at 0.0 |)3 | | Modify/Show | |
| Nonlinear Parameters | User Defined | | | Modify/Show |] |
| | | | | | |

Figura 59. Configuración del caso de carga para el Análisis Dinámico Inelástico Tiempo-Historia. Fuente: ETABS


(Capítulo III- Resultados y Análisis) 92

Capítulo III - Resultados y Análisis

Primeramente vale aclarar que acorde con el apartado f del artículo 9.4.3.3 de la norma COVENIN 1756 (en revisión), de todos los parámetros de respuesta procedentes de las fuerzas sísmicas, los desplazamientos y las derivas que se obtuvieron del Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo, se hará mayor énfasis en los resultados máximos y no en valores medios, por haberse ejecutado el análisis con un número menor de siete movimientos sísmicos.

III.1 Respuesta global de la estructura

A continuación se presentan los resultados de los parámetros de respuesta estructural global como lo son los desplazamientos y las derivas laterales totales, los cortes por piso máximos, el corte basal máximo y los periodos de vibración obtenidos del método de Análisis Dinámico Elástico Espectral (ADEE en lo sucesivo) y del método de Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo (ADIRT en lo sucesivo), ambos a nivel del Sismo de Diseño.

III.1.1 Desplazamientos y derivas laterales totales

Los desplazamientos estimados con el ADEE fueron multiplicados por el factor de amplificación de desplazamientos (Cd=4.25) a fin de contemplar las deformaciones inelásticas esperadas para el Sismo de Diseño, obteniendo así los desplazamientos laterales totales, y al mismo tiempo, posibilitando la comparación directa con los desplazamientos arrojados del ADIRT que ya incorporan de forma explícita la respuesta inelástica.

Como se puede apreciar en la figura 60 y 61, los desplazamientos laterales totales obtenidos del ADEE superaron significativamente en la dirección "X" e "Y" a los obtenidos en el ADIRT para los registros 1, 2 y 3, sin embargo, es en el análisis con el sismo de 4 que es preciso hacer hincapié, ya que fue el que arrojó los mayores desplazamientos entre los registros acelerográficos empleados para el análisis.

Específicamente, destaca como en la dirección "Y" los desplazamientos obtenidos con el sismo 4 superan considerablemente a los desplazamiento laterales totales resultantes del ADEE, si bien en la dirección "X" los resultados fueron muy similares en las primera cuatro plantas, y luego en las plantas superiores fueron mayores los del análisis elástico.

Desde otra perspectiva de análisis, en los resultados presentados en las tabla 30 y 31 se puede observar que el factor de amplificación de desplazamientos estimado a partir de los resultados obtenidos en la dirección "X" e "Y", resultó en un valor promedio de 4.54 para el sismo 4, ligeramente superior al 4.25 normativo.





Figura 60. Desplazamientos Laterales en la dirección X. Los desplazamientos máximos del análisis dinámico inelástico son iguales a los del registro 4. Fuente: ETABS.



Figura 61. Desplazamientos Laterales en la dirección Y. Los desplazamientos máximos del análisis dinámico inelástico son iguales a los del registro 4. Fuente: ETABS.



Tabla 30.

Desplazamientos máximos resultantes del Análisis Dinámico Elástico e Inelástico y cálculo de cociente Cd en dirección X. Fuente: ETABS

| Planta | Dirección | Desplazamientos obtenidos del ADEE (mm) | Desplazamientos máximos del ADIRT (mm) | Cdr ^a |
|--------|-----------|--|---|------------------|
| 10 | Х | 81.4 | 251.2 | 3.09 |
| 9 | Х | 77.6 | 236.9 | 3.05 |
| 8 | Х | 72.4 | 226.2 | 3.13 |
| 7 | Х | 65.5 | 211.4 | 3.23 |
| 6 | Х | 57.0 | 199.9 | 3.51 |
| 5 | Х | 47.3 | 181.7 | 3.85 |
| 4 | Х | 36.4 | 149.7 | 4.11 |
| 3 | Х | 24.9 | 106.8 | 4.29 |
| 2 | Х | 14.0 | 63.3 | 4.52 |
| 1 | Х | 4.7 | 25.0 | 5.27 |
| | | | Promedio | 3.8 |

^a Factor de amplificación de desplazamientos resultante de dividir los Máximos del Análisis Dinámico Inelástico entre los desplazamientos del Análisis Dinámico Elástico

Tabla 31.

Desplazamientos máximos resultantes del Análisis Dinámico Elástico e Inelástico y cálculo de cociente Cd en dirección Y. Fuente: ETABS

| Planta | Dirección | Desplazamientos obtenidos del ADEE (mm) | Desplazamientos máximos del ADIRT (mm) | Cdr ^a |
|--------|-----------|--|---|------------------|
| 10 | Y | 81.4 | 400.1 | 4.92 |
| 9 | Y | 77.6 | 388.9 | 5.01 |
| 8 | Y | 72.4 | 374.7 | 5.18 |
| 7 | Y | 65.5 | 352.1 | 5.38 |
| 6 | Y | 57.0 | 314.5 | 5.52 |
| 5 | Y | 47.3 | 260.6 | 5.51 |
| 4 | Y | 36.4 | 195.6 | 5.38 |
| 3 | Y | 24.9 | 128.9 | 5.18 |
| 2 | Y | 14.0 | 72.0 | 5.14 |
| 1 | Y | 4.7 | 26.5 | 5.6 |
| | | | Promedio | 5.28 |

^a Factor de amplificación de desplazamientos resultante de dividir los Máximos del Análisis Dinámico Inelástico entre los desplazamientos del Análisis Dinámico Elástico.



Por otro lado, de forma consecuente con los desplazamientos obtenidos, las derivas laterales totales del ADEE estimadas en la dirección "X", fueron cercanas en los primeras 4 plantas y luego superiores a las del registro 4, y en la dirección "Y" las del ADIRT para el sismo 4 siempre superaron a las del análisis elástico.

Es pertinente mencionar que de las múltiples razones para limitar la deriva lateral, como las que establece el ASCE 7 (2016): "para el manejo del desempeño estructural de los miembros con deformaciones inelásticas y la estabilidad del sistema" (pág 582), sirviendo como medida de control indirecto en el desempeño estructural (a su vez controlando la posible influencia adversa de efectos P-Delta), el objetivo destacado por la Norma COVENIN 1756 (en revisión) para el control de derivas es la protección de los componentes no estructurales.

En tal sentido, nótense los valores límites para el sismo de diseño de la COVENIN 1756 (en revisión) en las figuras 62 y 63, y en específico obsérvese como el límite de 0.012 correspondiente a la protección de componentes frágiles susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura, fue superado en ambas direcciones en el ADEE y por el sismo 4, y en la dirección "Y" por los sismos 1 y 3, mientras que los limites para estructuras con componentes dúctiles y no susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura (0.016 y 0.022 respectivamente), solo fueron superados en la dirección "Y" en el análisis con el registro 4.



Figura 62. Derivas Laterales en la dirección X. Fuente: ETABS





Figura 63. Derivas Laterales en la dirección Y. Fuente: ETABS

III.1.2 Cortes de piso máximos

Como se observa en las figuras 64, 65, 66 y 67, el corte por piso obtenido en cualquiera de los sismos del ADIRT es superior a los obtenidos del ADEE, resultados esperables por el uso de una acción sísmica reducida por el factor "R" en el caso del análisis espectral.

Sin embargo, el rasgo más notable de los registros obtenidos con el ADIRT es su forma, ya que en comparación a la forma escalonada del ADEE, los cortes de piso en algunos casos del análisis inelástico presentaron formas que se pudieran considerar erráticas.

Como se señala en (Maniatakis, Psycharis, & Spyrakos, 2013), la contribución de los modos superiores en la respuesta de sistemas de varios grados de libertad trae como consecuencia dos fenómenos: (1) la amplificación del cortante y (2) la magnificación en las aceleraciones de piso.

Este primer fenómeno es evidente en el caso de las respuestas obtenidas para el sismo 1 y 4 en dirección X, en el sentido positivo y negativo respectivamente, en donde las



fuerzas de piso no incrementan de forma constante hasta alcanzar el corte en el nivel 1 sino que exhiben saltos en diferentes niveles. En cuenta de esto, se puede afirmar que la contribución de los efectos de modo superior está directamente influenciada por el contenido de frecuencia de los registros (al haberse manifestado en diferente magnitud en los registros empleados), al punto que, en el caso de los acelerogramas que indujeran tal efecto, la respuesta por este fenómeno pudiera superar a la contribución del modo fundamental y determinar el cortante de piso máximo.

Tal amplificación del cortante solo es visible con la ejecución de ADIRT, ya que en el ADEE, si bien el dominio del primer modo en la contribución a la respuesta total define en mayor parte en cortante por piso (dándole la forma escalonada), la adopción de un valor único del factor de reducción R (que está basado en el modo fundamental) para todos los modos de vibración es desatinada, ya que como se demostró en (Maniatakis, Psycharis, & Spyrakos, 2013), el factor de reducción asociado a cada modo tiende a ser diferente y generalmente decrece a medida que se consideran modos de orden superior, por lo que la magnitud en que los modos superiores contribuyen a las respuesta máximas se puede ver subestimada en el caso del ADEE.



Figura 64. Corte por piso en el sentido positivo de la dirección X. Fuente: ETABS





Figura 65. Corte por piso en el sentido negativo de la dirección X. Fuente: ETABS



Figura 66. Corte por piso en el sentido positivo de la dirección Y. Fuente: ETABS





Figura 67. Corte por piso en el sentido negativo de la dirección Y. Fuente: ETABS

Tabla 32.

Comparación de los cortes máximos absolutos por piso obtenidos del Análisis Dinámico Elástico e Inelástico. Fuente: ETABS

| Planta | ADEE | ADIRT (tonf) | ADIRT (tonf) | ADIRT/ADEE | ADIRT/ADEE |
|--------|--------|-----------------|-----------------|------------|------------|
| | (tonf) | Х | Y | Х | Y |
| 10 | 33.57 | 126.28 | 100.02 | 3.8 | 3.0 |
| 9 | 52.85 | 151.76 | 148.01 | 2.9 | 2.8 |
| 8 | 65.98 | 190.94 | 155.62 | 2.9 | 2.4 |
| 7 | 75.18 | 175.25 | 159.76 | 2.3 | 2.1 |
| 6 | 82.61 | 170.50 | 187.46 | 2.1 | 2.3 |
| 5 | 89.89 | 172.31 | 216.89 | 1.9 | 2.4 |
| 4 | 97.90 | 216.78 | 227.34 | 2.2 | 2.3 |
| 3 | 106.56 | 259.35 | 233.41 | 2.4 | 2.2 |
| 2 | 114.66 | 239.32 | 264.99 | 2.1 | 2.3 |
| 1 | 120.09 | 267.38 | 285.06 | 2.2 | 2.4 |



III.1.3 Corte basal máximo

En las figura 68, 69, 70 y 71 se muestran los cortes basales obtenidos.



Figura 68. Corte Basal en la dirección X positiva. Fuente. ETABS



Figura 69. Corte Basal en la dirección X negativa. Fuente: ETABS



(Capítulo III- Resultados y Análisis) 101



Figura 70. Corte Basal en la dirección Y positiva. Fuente: ETABS



Figura 71. Corte Basal en la dirección Y negativa. Fuente: ETABS

Los cortes basales obtenidos con el ADEE resultaron con el mismo valor en todas los direcciones y sentidos debido a la completa simetría de la estructura, la regla de combinación direccional (CQC3) y al empleo del mismo espectro de diseño con iguales factores de escala en ambas direcciones de análisis, en cambio, los resultados del ADIRT presentaron diferentes magnitudes en las distintas direcciones de estudio.



Poniendo particular atención en los máximos presentados en la tabla 32, específicamente en el corte basal en X de 269.568 tonf, el cual fue obtenido en el análisis inelástico para el tiempo 13.88 segundos (véase figura 71), es posible identificar que su ocurrencia coincide con el pico de máxima aceleración del registro 4 (véase figura 72), viendo así la directa influencia de la amplitudes del registro con el cortante basal máximo.

Tabla 33.

Cortes basales máximos. Fuente: ETABS

| Caso | Corte Basal en X (tonf) | Corte Basal en Y (tonf) |
|--|----------------------------|----------------------------|
| Máximos del Análisis Dinámico Elástico | 120.09 | 120.09 |
| Máximos del Análisis Dinámico Inelástico | 269.57 | 284.53 |
| Análisis Inelástico/Elástico | 2.25 | 2.37 |



Figura 72. Historia en el tiempo de la fuerza cortante en la base para la dirección X en el sismo 4. Fuente: ETABS







III.1.4 Periodos de vibración

Comparando los resultados presentados en las tabla 34 y 35, es claro cómo se encuentran elongados los periodos obtenidos del ADIRT con respecto a los resultantes del ADEE. Tal divergencia se adjudica principalmente a que los factores de modificación de rigidez asignados en el modelo no lineal (0.21 en vigas y 0.50 en columnas) fueron considerablemente inferiores a los del modelo lineal (0.35 en vigas y 0.70 en columnas).

Tabla 34.

| Resultados | Modales | de Análisis | Dinámico | Elástico | Espectral | Fuente | ETARS |
|------------|---------|-------------|----------|----------|------------|----------|-------|
| Resultauos | mounes | ue mansis | Dinamico | Liusiico | Lspecinai. | I nemie. | LINDO |

| Modo | Iodo Periodo (s) p | | % de masa participativa | | asa ipativa wlada | Descripción |
|------|--------------------|------|----------------------------|------|-------------------------|--------------------------|
| | | Х | Y | Х | Y | |
| 1 | 1.866 | 0.00 | 0.76 | 0.00 | 0.76 | Primer Modo Dirección Y |
| 2 | 1.866 | 0.76 | 0.00 | 0.76 | 0.76 | Primer Modo Dirección X |
| 3 | 1.515 | 0.00 | 0.00 | 0.76 | 0.76 | Primer Modo Torsión |
| 4 | 0.581 | 0.00 | 0.11 | 0.76 | 0.87 | Segundo Modo Dirección Y |
| 5 | 0.581 | 0.11 | 0.00 | 0.87 | 0.87 | Segundo Modo Dirección X |
| 6 | 0.485 | 0.00 | 0.00 | 0.87 | 0.87 | Segundo Modo Torsión |
| 7 | 0.308 | 0.00 | 0.05 | 0.87 | 0.92 | Tercer Modo Dirección Y |
| 8 | 0.308 | 0.05 | 0.00 | 0.92 | 0.92 | Tercer Modo Dirección X |
| 9 | 0.267 | 0.00 | 0.00 | 0.92 | 0.92 | Tercer Modo Torsión |



Tabla 35.

Resultados Modales de Análisis Dinámico Inelástico de Repuesta en el Tiempo

| Modo | Periodo (s) | % de n particip | % de masa participativa | | sa bativa lada | Descripción |
|------|-------------|--------------------|-------------------------|------|----------------------|--------------------------|
| | | Х | Y | Х | Y | |
| 1 | 2.394 | 0.00 | 0.76 | 0.00 | 0.76 | Primer Modo Dirección Y |
| 2 | 2.394 | 0.76 | 0.00 | 0.76 | 0.76 | Primer Modo Dirección X |
| 3 | 1.835 | 0.00 | 0.00 | 0.76 | 0.76 | Primer Modo Torsión |
| 4 | 0.735 | 0.00 | 0.11 | 0.76 | 0.87 | Segundo Modo Dirección Y |
| 5 | 0.735 | 0.11 | 0.00 | 0.87 | 0.87 | Segundo Modo Dirección X |
| 6 | 0.586 | 0.00 | 0.00 | 0.87 | 0.87 | Segundo Modo Torsión |
| 7 | 0.385 | 0.00 | 0.05 | 0.87 | 0.92 | Tercer Modo Dirección Y |
| 8 | 0.385 | 0.05 | 0.00 | 0.92 | 0.92 | Tercer Modo Dirección X |
| 9 | 0.322 | 0.00 | 0.00 | 0.92 | 0.92 | Tercer Modo Torsión |

III.2 Respuesta local de la estructura

III.2.1 Columnas

III.2.1.1 Momentos y Carga Axial

Las combinaciones de momentos bidireccionales con las cargas axiales actuantes son los parámetros de respuesta de interés para garantizar que una columna tenga suficiente resistencia a la flexocompresión. En este aspecto, como primera aproximación, típicamente se procede a la determinación de la envolvente de interacción que satisfaga ($\phi M_{ux}, \phi M_{uy}, \phi P_u$) $\geq (M_{ux}, \phi M_{uy}, P_u)$, siendo dotada la columna de la capacidad suficiente para soportar la cargas gravitacionales mayoradas, más la componente de las fuerzas sísmicas estimadas del ADEE.

Posterior al diseño básico por resistencia, se procede a la verificación del criterio columna fuerte-viga débil en cada dirección principal, criterio que generalmente gobierna la capacidad a flexión de las columnas, y por ende termina por definir los máximos momentos resistentes de la columna en función del acero de refuerzo colocado.

Sin embargo, este procedimiento puede resultar insuficiente, ya que ante la acción de fuertes sismos, como lo indica (NIST, Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames A Guide for Practicing Engineers NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 1, 2016):



"Se puede iniciar la cedencia en las vigas y el desarrollo de los momentos máximos probables y sus cortes correspondientes. Estos cortes se transfieren a las columnas en cada piso, acumulando fuerzas sobre la altura del edificio y produciendo fuerzas axiales en las columnas que casi seguramente exceden a las fuerzas obtenidas del análisis lineal de los pórticos" (pág 24)

A este hecho se le debe tomar especial atención en el caso de las columnas exteriores y de esquina, ya que la carga gravitacional que soportan puede tener una pequeña contribución en las cargas axiales con respecto a las experimentadas por fuerzas sísmicas. En este sentido, el ADIRT puede proveer un mejor análisis del comportamiento de las columnas, al evaluar ante la acción de los acelerogramas que tanto varía la carga axial a medida que se extiende el nivel de inelasticidad en el sistema estructural.

Para ejemplificar tal incremento en la carga axial, obsérvense los resultados en la columna C4 del primer nivel (escogidos por ser el nivel con mayor exigencia en términos de carga axial) presentados en la tabla 36.

Tabla 36

| Caso/Combinación de Carga | Carga Axial (tonf) | Momento 2-2 (tonf-m) | Momento 3-3 (tonf-m) | Nivel de carga axial ^a | Compresión máxima de la columna (tonf) |
|--------------------------------|--------------------------|----------------------------|----------------------------|---|--|
| Sismo 4 | 348.17 | 88.58 | 83.77 | 0.33 | |
| $1.2CP + 0.5CV \pm Sh + 0.3Sv$ | 252.41 | 39.01 | 39.01 | 0.24 | 557.16 |

Demandas máximas por flexocompresión en la columna C4 resultantes del ADIRT y del ADEE. Fuente: ETABS

^a $\frac{P}{A_G * F'c}$ donde P es la carga axial, A_G el área total de la sección transversal y F'c la

resistencia a compresión del concreto.

^bLimite 0.8\phiPo = 0.52Po (COVENIN 1753-06)

Si bien no se superó el límite normativo de compresión axial máxima en ninguno de los casos, se puede evidenciar como el nivel de carga axial en el caso del ADIRT superó al utilizado para el diseño (extraído del ADEE), pasando de 0.24 a 0.33. Como lo indica (Moehle, 2014), está demostrado que en y por encima del punto balanceado, la cedencia a flexión ocurre con el aplastamiento del concreto en la zona comprimida, viéndose comprometida la capacidad dúctil e incluso portante del miembro. Es por esto que el umbral de P \leq 0.3 A_G F'c aparece en códigos de diseño como el ACI, ya que de ser superado, se exige aplicar un nivel de detallado de acero de confinamiento más estricto (Figura 74).





(a) $P_u \le 0.3A_g f'_c$ and $f'_c \le 10,000$ psi (70 MPa) (b) $P_u \ge 0.3A_g f'_c$ or $f'_c \ge 10,000$ psi (70 MPa)

Figura 74. Detallado de acero de confinamiento en columnas con nivel de carga axial igual o inferior a $P \le 0.3 A_G$ F'c (a), o superior (b). Fuente: (NIST, Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames A Guide for Practicing Engineers NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 1, 2016).

En definitiva, si solo se hubiese ejecutado el ADEE se hubiera pasado por alto este efecto, al haberse obtenido un nivel de carga axial de 0.24 mientras que con el ADIRT se demostró que se superó el límite de 0.3, y por lo tanto pudiera estar comprometida la capacidad del miembro por el nivel de detallado insuficiente.

Además, con el análisis ADIRT se puede evidenciar las razón del incremento de carga axial expuesta por el (NIST, Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames A Guide for Practicing Engineers NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 1, 2016), ya que como se observa en la figura 75, para el instante en que ocurre la carga axial máxima en la columna de esquina C4 de la planta baja , las vigas que llegan a las columnas de la esquina 3C (y que transfieren la carga axial a la columna C4 de la planta baja) habían alcanzado la cedencia hasta el piso 7 y 6 en la dirección "X" e "Y" respectivamente, acumulándose así los cortes asociados a los momentos máximos probables.





Figura 75. Vistas laterales del modelo inelástico en el segundo 14.21 del análisis con el sismo 4. En los rectángulos azules se señalan las columnas de esquina del eje 3C y los marcadores verdes indican los puntos de los miembros en que se alcanzó la cedencia. Fuente: ETABS

Aunque se pudiera contemplar la posibilidad de emplear un enfoque más directo como el de la figura 68, en el cual la carga axial en las columnas de esquina se analiza bajo el supuesto del desarrollo de los cortes máximos probables en todas las vigas, tal procedimiento resulta demasiado conservador, ya que como es esperable y fue demostrado en el ADIRT, la cedencia de las vigas se limita hasta cierta altura por no desarrollarse el mecanismo cinemático de viga en su totalidad, por lo que solo con el ADIRT es posible precisar con certeza en qué medida ocurre la cedencia y contemplar así con mayor exactitud el efecto sísmico en la carga axial de las columnas.





Figura 76. Esquema ilustrativo del incremento de carga axial en una columna de esquina por la formación de los cortes asociados a los momentos máximos probables en las vigas. Se plantea que la carga axial sería igual a la suma de los cortes por capacidad más la carga gravitacional que soporta la columna. Fuente: (Moehle, 2014)



Figura 77. Historia en el Tiempo de la carga axial en la columna C4 ante acción sísmica del registro 4. A diferencia del ADEE, en el ADIRT se puede hacer un seguimiento paso a paso de las demandas en la estructura y así precisar el instante en que ocurren las respuestas máximas. Identificando para el segundo 14.21 la carga axial máxima, se puedo evaluar la respuesta estructural global (figura 75), y además la magnitud de los momentos flectores en ese mismo instante como se muestra en la figura 71. Fuente: ETABS.





Figura 78. Historia en el tiempo de los momentos en la columna C4. Adviértase como alrededor del segundo 14 también se desarrollaron los momentos máximos M 2-2 y M 3-3, estando la columna en el estado de flexocompresión mas critico de todo el sismo. Fuente: ETABS

III.2.1.2 Corte

El análisis estructural con modelos lineales-espectrales permite estimar los cortes que se desarrollan en las columnas, no obstante, dichos cortes rara vez resultan determinando el diseño final. Esto se debe a que en seguimiento de la filosofía del diseño por capacidad, la estimación de los cortes en las columnas debe ser igual a los producidos al desarrollarse los momentos máximos probables en sus extremos, cortes que superan a los del análisis estructural.

Como señala (Moehle, 2014), el enfoque del diseño por capacidad puede ser muy conservador por suponer la cedencia simultanea de ambos extremos de la columnas, especialmente en un sistema como los pórticos con Nivel de Diseño 3 donde las columnas son más fuertes que las vigas. Por esta razón, se han propuesto otras opciones como el cálculo de los cortes en las columnas a partir de los momentos máximos probables en las vigas (véase Figura 79 (c)), sin embargo, la mejor alternativa a los procedimientos explicados anteriormente es la determinación del corte en las columnas ejecutando un Análisis Dinámico Inelástico, ya que de los mismos se estiman directamente en función de las demandas inelásticas que el modelo acuse, y no de suposiciones que pueden resultar dudosas en una respuesta más realista de la estructura.





Figura 79. Diferentes alternativas para cálculo del corte en columnas. Fuente: (NIST, Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames A Guide for Practicing Engineers NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 1, 2016).

Para ilustrar la diferencia entre los cortes que se puede obtener aplicando un ADEE, un ADIRT y los momentos máximos probables en las columnas, obsérvense las figuras 72 y 73.



Figura 80. Corte $2-2\frac{V}{A_G\sqrt{f'c}}$ en las columnas C4, donde V es el corte del análisis, A_G el área transversal de la columnas y f'c la resistencia a compresión del concreto. Fuente. ETABS





Figura 81. Corte 3-3 $\frac{V}{A_G \sqrt{f'c}}$ en las columnas C4, donde V es el corte del análisis, A_G el área transversal de la columnas y f'c la resistencia a compresión del concreto. Fuente. ETABS

Por los planteamientos explicados previamente, los resultados obtenidos fueron los esperados, al ser los cortes del Análisis Elástico los más bajos y los cortes por capacidad los más elevados. Además, nótese como los cortes del ADIRT arrojaron un valor "intermedio", porque a pesar de haberse modelado explícitamente las propiedades inelásticas de vigas y columnas en el modelo no lineal, como se demostró con la figura 75, no hubo una cedencia completa de los miembros estructurales y por lo tanto no se alcanzaron a desarrollar los cortes asociados a los momentos máximos probables, siendo los resultados más cercanos los obtenidos en las columnas de los pisos inferiores (al haber sido estas las columnas más exigidas), y los más alejados al valor máximo probable en los pisos superiores, pero nunca alcanzando los cortes por capacidad.



Tabla 37.

Comparación entre los cortes máximos^a obtenidos del Análisis Dinámico Elástico e Inelástico.

| Corte 2-2 y 3-3 | Corte 2-2 | Corte 3-3 | ADIRT/ADEE | ADIRT/ADEE |
|-----------------|-----------|-----------|-----------------|-----------------|
| ADEE | ADIRT | ADIRT | (Dirección 2-2) | (Dirección 3-3) |
| 0.0636 | 0.311 | 0.253 | 4.9 | 4.0 |
| 0.0636 | 0.311 | 0.253 | 4.9 | 4.0 |
| 0.0963 | 0.324 | 0.264 | 3.4 | 2.7 |
| 0.0963 | 0.324 | 0.264 | 3.4 | 2.7 |
| 0.1207 | 0.413 | 0.333 | 3.4 | 2.8 |
| 0.1207 | 0.413 | 0.333 | 3.4 | 2.8 |
| 0.1395 | 0.374 | 0.358 | 2.7 | 2.6 |
| 0.1395 | 0.374 | 0.358 | 2.7 | 2.6 |
| 0.1490 | 0.357 | 0.408 | 2.4 | 2.7 |
| 0.1490 | 0.357 | 0.408 | 2.4 | 2.7 |
| 0.1630 | 0.350 | 0.445 | 2.1 | 2.7 |
| 0.1167 | 0.251 | 0.318 | 2.1 | 2.7 |
| 0.1239 | 0.303 | 0.321 | 2.4 | 2.6 |
| 0.1239 | 0.303 | 0.321 | 2.4 | 2.6 |
| 0.1402 | 0.375 | 0.352 | 2.7 | 2.5 |
| 0.1402 | 0.375 | 0.352 | 2.7 | 2.5 |
| 0.1448 | 0.349 | 0.343 | 2.4 | 2.4 |
| 0.1448 | 0.349 | 0.343 | 2.4 | 2.4 |
| 0.1490 | 0.372 | 0.360 | 2.5 | 2.4 |

^a Todos los cortes están calculados como $\frac{V}{A_G\sqrt{f'c}}$, donde V es el corte del análisis, A_G el área transversal de la columnas y f'c la resistencia a compresión del concreto. Fuente. ETABS

III.2.2 Vigas

En el contexto del análisis estructural, el primer parámetro de demanda a estudiar en una viga es el momento flector producto del análisis ADEE, puesto que, cerca de los extremos, los momentos de diseño positivos y negativos serán los mayores de los obtenidos con las combinaciones de cargas que contienen las componentes sísmica, mientras que en el tramo central la viga se dota con la capacidad de resistir las combinaciones de cargas permanentes y variables mayoradas.

El otro parámetro de respuesta más importante a considerar es el de la fuerza cortante en las vigas, ya que para garantizar una falla dúctil a flexión, las vigas deben tener la capacidad de soportar el cortante asociado al desarrollo de los momentos máximos probables para el acero a flexión colocado.



Ambos parámetros de respuesta son satisfactoriamente extraíbles del ADEE para garantizar un diseño sísmico apropiado (primeramente tomando los momentos por cargas mayoradas para determinar el acero longitudinal, y finalmente, a partir del refuerzo colocado por flexión, se determina el acero transversal), no obstante, una de las virtudes propias del modelado no lineal es la modelación explicita de las propiedades inelásticas de los elementos, y que precisamente en el caso de las vigas, permite evaluar el grado de inelasticidad en que ha incursionado dicho miembro estructural.

Del Análisis Dinámico Elástico se identificaron las vigas más exigidas en términos de momento flector, a fin de evaluar su respuesta en el ADIRT que a su vez fuera más exigente. Tales vigas con sus momentos asociados se presentan en la tabla 7

Tabla 38.

| Caso | | ADEE | | Sismo 4 | |
|--------|------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| Planta | Viga | Momento Izq. (tonf-m) | Momento Der. (tonf-m) | Momento Izq. (tonf-m) | Momento Der. (tonf-m) |
| 4 | Р2 | -37.53 | -38.31 | -49.28 | -56.50 |
| | D 3 | 21.35 | 21.41 | 28.16 | 23.45 |
| 4 | D7 | -38.31 | -37.53 | -49.41 | -56.37 |
| | D/ | 21.41 | 21.35 | 28.13 | 23.44 |

Vigas con mayor momento flector. Fuente: ETABS.

Con los momentos máximos del ADIRT y a partir de los puntos notables de la Envolvente Cíclica que define la capacidad de las vigas, es posible definir relaciones demanda/capacidad inelástica. Como ilustración de ellos, véanse las figuras 82,83,84 y 85, donde se puede evidenciar de forma gráfica, el grado de la incursión dentro del rango elástico en la vigas B3 y B7, e igualmente en las tablas 39 y 40 se cuantifican dichas incursiones en términos de la relaciones D/C por la rotación plástica.

Adicionalmente, otro valor que pudiera ser rescatado de la respuesta histerética en las vigas es la posibilidad de evaluar la integridad estructural en concordancia con límites de rotaciones determinados formalmente, como se establecen en la filosofía de diseño por desempeño del estándar ASCE 41-17 por ejemplo.





Figura 82. Respuesta histerética en rótula izquierda de la viga B3 del piso 4 en el análisis inelástico con el sismo 4. Fuente: ETABS



Figura 83. Respuesta histerética en rótula derecha de la viga B3 del piso 4 en el análisis inelástico con el sismo 4. Fuente: ETABS





Figura 84. Respuesta histerética en rótula izquierda de la viga B7 del piso 4 en el análisis inelástico con el sismo 4. Fuente: ETABS



Figura 85. Respuesta histerética en rótula derecha de la viga B7 del piso 4 en el análisis inelástico con el sismo 4. Fuente: ETABS



Tabla 39.

Relación de rotación demanda/capacidad inelástica pico en viga B3 piso 4. Fuente: ETABS

| | Izquierda | | Derecha | |
|-----------------|-----------|--------|---------|--------|
| Demanda (rad) | -0.0087 | 0.0113 | -0.0164 | 0.0017 |
| Capacidad (rad) | -0.0215 | 0.0242 | -0.0215 | 0.0242 |
| D/C | 0.41 | 0.47 | 0.76 | 0.07 |

Tabla 40.

Relación de rotación demanda/capacidad inelástica pico en viga B7 piso 4. Fuente: ETABS

| _ | Izquierda | | Derecha | |
|-----------------|-----------|--------|---------|--------|
| Demanda (rad) | -0.0088 | 0.0115 | -0.0164 | 0.0018 |
| Capacidad (rad) | -0.0215 | 0.0242 | -0.0215 | 0.0242 |
| D/C | 0.41 | 0.47 | 0.76 | 0.07 |

Nótese que en ninguno de los casos se superó la capacidad inelástica pico, dado que las relaciones demanda/capacidad fueron inferiores a 1, por lo que se puede afirmar que no se alcanzó una degradación de la resistencia para la demandas máximas en los vigas más exigidas, demandas que fueron obtenidas en los análisis con los registros acelerográficos ajustados al nivel del Sismo de Diseño

III.2.3 Juntas

La fuerza cortante en las juntas para la verificación del criterio de corte $\phi V_n \ge V_j$ (donde el factor de minoración ϕ es 0.85 y el corte de diseño es $V_n = \gamma \sqrt{f'c}A_j$, siendo A_j el área de la junta y γ un coeficiente de resistencia, ambos asociados al grado de confinamiento de la junta (dimensión y numero de vigas en las caras de la columna)), es estimada a partir del análisis de cuerpo libre mostrado en la figura.

Dicho procedimiento es el de más amplio uso en el diseño de las juntas en pórticos de concretos reforzado con ND3, por lo que las solicitaciones en las juntas estimadas directamente del ADEE (que además fueron modeladas como rígidas) no son relevantes como parámetro de análisis. De manera similar se puede desestimar los resultados obtenidos con el ADIRT ya que no se modelo de forma explícita las propiedades inelásticas de la junta.





Figura 86. Diagrama de cuerpo libre para cálculo de fuerza cortante en una junta de un pórtico de concreto armado. Fuente: (NIST, Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames A Guide for Practicing Engineers NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 1, 2016).



(Capítulo IV- Conclusiones) 118

Capítulo IV - Conclusiones

Tras la comparación de la respuesta estructural en la edificación aporticada de concreto reforzado analizada en el presente Trabajo Especial de grado, aplicando el Método de Análisis Dinámico Elástico Espectral y aplicando el Método de Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo, de conformidad a la Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes COVENIN 1756 (en revisión), se puede concluir que los parámetros de respuesta estructural global y local obtenidos del análisis elástico siempre fueron superados por los resultados extraídos del análisis inelástico, hecho esperable ya que en el caso de análisis lineal los resultados obtenidos están limitados a una respuesta proporcional-elástica y reducida por el factor de reducción de respuesta "R", mientras que en el modelo no lineal se representó de forma explícita las propiedades inelásticas de los miembros estructurales y se determinaron las demandas para una acción sísmica sin reducción.

De la conformación de un modelo matemático de una edificación aporticada de concreto reforzado en el software ETABS, ajustada a los requerimientos de la norma COVENIN 1756 (en revisión) para la aplicación del Método de Análisis Dinámico Elástico Espectral, se puede concluir que, como método de análisis sísmico, el Análisis Dinámico Lineal permite la determinación de las demandas en el sistema estructural de forma satisfactoria para el nivel de amenaza del sismo de diseño, con la incorporación implícita los efectos inelásticos con el factor de reducción de respuesta "R" y el factor de amplificación de desplazamientos "Cd".

De la conformación de un modelo matemático de una edificación aporticada de concreto reforzado en el software ETABS, cumpliendo con los requerimientos de la Norma COVENIN 1756 (en revisión) para la aplicación del Método de Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo como método de análisis sísmico, se puede concluir que tal metodología resulta más realista que el método de Análisis Dinámico Elástico Espectral, al haber incorporado directamente las propiedades inelásticas de los miembros en el modelo, permitiendo así la identificación de mecanismos de cedencia presentados ante la propagación de la respuesta inelástica en el sistema estructural, efectos de amplificación de cortante por acción de los modos superiores, incremento en las demandas por flexocompresión en una columnas de esquina ante la respuesta inelástica, y relaciones demanda/capacidad inelástica en las vigas.

Para la adecuada selección y ajuste de registros acelerográficos de eventos sísmicos a partir de la Base de Datos de Movimientos Sísmicos del Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), el proceso de escogencia se debe separar en dos etapas: (1) tomando como los acelerogramas más compatibles aquellos con características similares al sitio y de las fuentes sísmicas que lo afectan, y (2) seleccionando los registros escalados que tuvieran un mejor ajuste con el espectro objetivo (espectro de respuesta elástica para el sismo de diseño) en función del error medio cuadrático.



(Capítulo IV- Conclusiones) 119

En la cuantificación y análisis de diferencias en las solicitaciones estructurales y en otros parámetros de demanda sísmica obtenidos, se puede concluir que:

- De la comparación en los parámetros de respuesta global relacionados con los desplazamientos y derivas laterales, el coeficiente de amplificación de desplazamientos estimado a partir de los desplazamientos laterales máximos obtenidos del Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo (4.54) superó ligeramente al valor normativo (4.25).
- De la comparación en los parámetros de respuesta global relacionados con los cortes de piso máximos, los resultados obtenidos del Análisis Inelástico superan entre 1.9 a 3.8 veces a los resultantes del Análisis Elástico, y que además, con el Análisis Inelástico se evidenció la clara influencia del efecto de los modos superiores en la amplificación del cortante en diferentes plantas del modelo.
- De la evaluación de los cortes basales, los máximos obtenidos del Análisis Inelástico superaron en promedio 2.35 veces a los obtenidos del Análisis Elástico.
- Los periodos de vibración en el análisis inelástico se elongaron en comparación a los obtenidos del análisis elástico, con un periodo fundamental de vibración que pasó de 1.866s a 2.394s.
- En el análisis de las demandas por flexocompresión en la columna de esquina más exigida en el Análisis Inelástico, se puede destacar el incremento del nivel de carga axial en comparación al arrojado en el Análisis Elástico, ascendiendo de 0.24 a 0.33, siendo más exacto el obtenido del Análisis No Lineal por la estimación de las demandas axiales considerando el mecanismo de cedencia que se presentó en el modelo.
- Del análisis de las demandas por fuerza cortante en las columnas más exigidas, en el Análisis Inelástico los resultados superaron entre 2.1 y 4.9 veces a las demandas estimadas con el Análisis Elástico Espectral, pero nunca fueron superiores a los momentos máximos probables por no alcanzarse la cedencia completa de ninguna columna, razón por la que el criterio por capacidad puede considerarse conservador.
- Las demandas por momento flector en las vigas más exigidas del Análisis Inelástico, por haberse sobrepasado la cedencia, siempre superaron a las obtenidas del Análisis Elástico, obteniendo finalmente rotaciones inelásticas que oscilaron entre 0.41 y 0.76 de la capacidad pico, por lo que también se puede concluir que para los Análisis de Respuesta con los sismos ajustados al nivel de amenaza del sismo de diseño, estos miembros estructurales no presentaron degradación en su resistencia.



(Capítulo V- Recomendaciones) 120

Capítulo V - Recomendaciones

Si bien el Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo otorga estimaciones de la respuesta estructural en una forma más racional y realista que los métodos elásticos, es mucho más intensivo en el uso de recursos computacionales y en el tiempo de análisis que requiere en comparación a su contraparte lineal, por lo que se recomienda una evaluación previa de la capacidades inelásticas que se quieran incorporar en el modelo antes de ejecutar el análisis, a fin de evitar múltiples iteraciones por la conformación de un modelo excesivamente complicado. En tal evaluación es de especial importancia identificar los componentes en los que verdaderamente se espera un comportamiento inelástico, e igualmente entender la respuesta inelástica global que presentará el sistema estructural con el objeto de limitar la presencia de modelos inelásticos a donde realmente sea necesario, sin afectar la efectividad con que se capta la respuesta, pero si incrementando la eficiencia del análisis.



(Anexos) 121

Anexos



Anexo 1. Mapa de Amenaza Sísmica para Nor-Occidente de Venezuela correspondiente a A_o . Con la recta azules se señala la ubicación del sitio de la edificación. Fuente: (COVENIN 1756 (en revisión), 2017)



(Anexos) 122



Anexo 2. Mapa de Amenaza Sísmica para Nor-Occidente de Venezuela correspondiente a A_1 . Con las recta azules se señala la ubicación del sitio de la edificación. Fuente: (COVENIN 1756 (en revisión), 2017)



(Anexos) 123



Anexo 3. Mapa de Amenaza Sísmica para Nor-Occidente de Venezuela correspondiente a T_L . Con la recta azules se señala la ubicación del sitio de la edificación. Fuente: (COVENIN 1756 (en revisión), 2017)



Anexo 4. Vista en planta de piso 10 del modelo estructural. Se muestras los ejes estructurales y se señalan las designaciones empleadas para distinguir las vigas y columnas. Fuente: ETABS.

(Referencias bibliográficas) 125



Referencias Bibliográficas

- ACI 318. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14)*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.
- ASCE/SEI 41. (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings [Evaluación Sísmica Y Refuerzo De Edificios Existentes]. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- ASCE/SEI 7. (2016). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*. [Cargas mínimas de diseño y criterios asociados para edificios y otras estructuras]. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de Estructuras* (4ta ed.). Nacaulpan de Juarez: Pearson Educación.
- Choy, J., Palme, C., Guada, C., Klarica, S., & María, M. (2011). Implicaciones De La Localización De Los Centros De Intensidad Del Subevento De Caracas Del Terremoto De 1812 Y Del Sismo De Caracas De 1967. Mérida, Venezuela: Revista de la Facultad de Ingeniería U.C.V., Vol. 26, N° 2, pp. 5–6, 2011.
- Comino, P. (20 de Septiembre de 2018). *Skyciv*. Obtenido de https://skyciv.com/es/education/p-delta-analysis-and-p-delta-effects/
- Computers and Structures. (2017). *CSI Analysis Reference Manual*. [Manual de Referencia de Analisis CSI] Estados Unidos de América: CSi.
- COVENIN MINDUR 2002. (1988). Criterios y Acciones Minimas para el Proyecto de Edificaciones. Caracas: Comisión Venezolana de Normas Industriales COVENIN.
- COVENIN 1756 (en revisión). (2017). Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión). Caracas.
- FEMA. (2006). Instructional Material Complementing FEMA 451, Design Examples. [Material Didáctico Que Complementa A FEMA 451, Ejemplos De Diseño]. Washington, D.C: Prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency.
- FEMA P-1051. (2016). 2015 NEHRP Recommended Seismic Provisions: Design Examples.
 [2015 NEHRP Disposiciones Sísmicas Recomendadas: Ejemplos De Diseño]
 Washington, D.C: Prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency.
- FEMA P440A. (2009). Effects of Strength and Stiffness Degradation on Seismic Response.
 [Efectos de la Degradación de la Resistencia y Rigidez en la Respuesta Sísmica].
 Redwood City, California: Prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency.
- Fiedler B., G. (1988). Historical Seismograms and Earthquakes of the World. Preliminary Evaluation Of The Large Caracas Earthquake Of October 29,1900 By Means Of Historical Seismograms (págs. 201-206) [Evaluación Preliminar Del Gran Terremoto De Caracas Del 29 De Octubre De 2009 Por Medio De Sismogramas Históricos]. ACADEMIC PRESS, INC: San Diego, California.
- FONDONORMA 1753. (2006). Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural. Caracas: FONDONORMA.

(Referencias bibliográficas) 126



- Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas. (2005-2009). Proyecto de Microzonificación Sismica de las Ciudades de Caracas y Barquisimeto. Caracas: FUNVISIS.
- Ibarra, L., Medina, R., & Krawinkler, H. (2005). *Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration* [Modelos Histeréticos Que Incorporan Deterioro En La Resistencia Y Rigidez]. John Wiley & Sons, Ltd. doi:10.1002/eqe.495
- Kwon, J. (2016). Strength, Stiffness, and Damage of Reinforced Concrete Buildings Subjected to Seismic Motions. [Resistencia, Rigidez Y Daño De Edificios De Concreto Reforzado Sometidos A Movimientos Sísmicos] Austin, Texas: University of Texas.
- Kwon, J., & Ghannoum, W. (2016). Assessment of international standard provisions on stiffness of reinforced concrete moment frame and shear wall buildings. [Evaluación de las disposiciones de normas internacionales sobre la rigidez de edficaciones con porticos de momento de concreto reorzado y muros de corte] En Engineering Structures (págs. 149-160).
- López López, G. (2013). Análisis de Acciones Sísmicas y Propuesta para su Diseño. Escuela de Arquitectura e Ingeniería de Edificacion, Universidad Politénica de Cartagena.
- Maniatakis, C., Psycharis, I., & Spyrakos, C. (2013). *Effect of higher modes on the seismic response and design of moment-resisting RC frame structures*. [Efectos de los modos superiores en la respuesta sísmica y diseño de estructuras resistentes a momento en concreto reforzado] Atenas: Engineering Structures.
- Moehle, J. (2014). Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings. [Diseño sísmico de edificios de hormigón armado]. McGraw-Hill Education.
- NIST. (2010). NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4: Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design. [Resumen técnico de diseño sísmico Nº 4 del NEHRP: Análisis estructural no lineal para diseño sísmico] Gaithersburg, Maryland: Prepared by the NEHRP Consultants Joint Venture, a partnership of the Applied Technology Council and the Consortium for Universities for Research in Earthquake Engineering, for the National Institute of Standards and Technology.
- NIST. (2013). Nonlinear Analysis Research and Development Program for Performance-Based Seismic Engineering [Programa de Investigación y Desarrollo de Análisis No Lineal para Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño]. Gaithersburg, Maryland: NEHRP Consultants Joint Venture.
- NIST. (2016). Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames A Guide for Practicing Engineers NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 1. [Diseño sísmico de Porticos Especiales a Momento de Concreto Reforzdo. Guía para Ingenieros en Ejercicio NEHRP Resumen Técnico sobre Diseño Sísmico n. ° 1] Gaithersburg, Maryland: produced by the Applied Technology and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering for the National Institute of Standards and Technology.
- NIST. (2017a). Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings Part I – General. [Pautas para el Análisis Estructural No Lineal para el Diseño de





Edificios Parte I - General] Gaithersburg, Maryland: Prepared by the Applied Technology Council for the National Institute of Standards and Technology.

- NIST. (2017b). Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Part IIb Reinforced Concrete Moment Frames. [Pautas para el Análisis Estructural No Lineal para la Parte IIb - Pòrticos a Momentos de Concreto Reforzado] Gaithersburg, Maryland: Prepared by the Applied Technology Council for the National Institute of Standards and Technology.
- Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). (20 de Septiembre de 2018). *PEER Ground Motion Database (PGMD)* [Base de Datos de Movimientos Sismicos del PEER]. Obtenido de https://ngawest2.berkeley.edu/
- PEER/ATC 72-1. (2010). *Modeling and Acceptance Criteria for Modeling and Acceptance Criteria for Tall Buildings*. [Criterios de aceptacion y modelado para el diseño sísmico y análisis de edificios altos]. Redwood City, California: Pacific Earthquake Engineering Research Center/Applied Technology Council.
- Sistemas Dinámicos de Varios Grados de Libertad. (20 de Septiembre de 2018). *Slideshare*. Obtenido de https://es.slideshare.net/julioraymemoroco/sistemas-dinmicos-varios-grados-de-libertad
- Takeda, T., Sozen, M., & Nielsen, N. (1970). Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes. [Respuesta de Concreto Reforzado ante terremotos simulados] Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers.
- Wilson, E. (15 de Agosto de 2018). *Fast Nonlinear Analysis*. Obtenido de Edwilson.org: http://www.edwilson.org/book/18-fma.pdf