

COMPARACIÓN DE MÉTODOS DE ANÁLISIS DINÁMICO EN ESTRUCTURAS IRREGULARES DE CONCRETO REFORZADO

ANDRÉS VALENCIA ISAZA

Trabajo de grado para optar al título de Ingeniero Civil

MARÍA DEL PILAR DUQUE URIBE
Profesora Investigadora, Grupo SITE



UNIVERSIDAD EIA
INGENIERÍA CIVIL
ENVIGADO
2019

CONTENIDO

	pág.
INTRODUCCIÓN.....	12
1 PRELIMINARES.....	13
1.1 Formulación del problema	13
1.2 Justificación del problema	15
1.3 Objetivos del proyecto	17
1.3.1 Objetivo General.....	17
1.3.2 Objetivos Específicos	17
1.4 Marco de Referencia	18
1.4.1 Introducción a Dinámica Estructural	18
1.4.1.1 Grados de libertad	18
1.4.1.2 Sistemas de un grado de libertad y tipos de vibraciones	18
1.4.1.3 Período de una estructura	19
1.4.2 Movimientos Sísmicos de Diseño	20
1.4.2.1 Propagación de ondas sísmicas	20
1.4.2.2 Amenaza sísmica	21
1.4.2.3 Efectos Locales	21
1.4.2.4 Coeficiente de Importancia	21
1.4.2.5 Espectro de Respuesta	21
1.4.2.6 Espectro de Diseño	22
1.4.2.7 Acelerogramas	24
1.4.3 Sistema Estructural	24
1.4.4 Ductilidad y capacidad de disipación de energía	25
1.4.4.1 Ductilidad	25
1.4.4.2 Coeficiente de disipación de energía	25
1.4.5 Configuración estructural e irregularidad	25

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

1.4.5.1	Efectos de la irregularidad en el diseño sismorresistente	26
1.4.6	Métodos de análisis sísmico	27
1.4.6.1	Análisis modal espectral	28
1.4.7	Antecedentes	28
1.4.7.1	<i>Seismic Design Evaluation of Reinforced Concrete Buildings for Near-Source Earthquakes by Using Nonlinear Time History Analyses</i> (Hosseini, Hashemi, & Safib, 2017)	29
1.4.7.2	Deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las metodologías de análisis sísmico no lineal (Mora, Villalba, & Maldonado, 2006).....	29
1.4.7.3	<i>Comparison of Seismic Analysis Methods for Multistory Buildings</i> (Doğangün & Livaoğlu, 2006).....	30
1.4.7.4	<i>Linear Time-History Analysis for EC8 design of CBF structures</i> (Di Cuia, y otros, 2017)	30
1.4.7.5	<i>Performance-based Seismic Design of an Irregular Tall Building — A Case Study</i> (Özuygur, 2016)	31
1.4.7.6	<i>Seismic performance of R/C plane frames irregular in elevation</i> (Athanassiadou, 2008)	31
1.4.7.7	<i>Comparative Study of the Static and Dynamic Analysis of Multi-Storey Irregular Building</i> (Bagheri, Firoozabad, & Yahyaei, 2012)	32
2	PROCEDIMIENTO	33
2.1	Etapa 1: Selección de casos de estudio	33
2.2	Etapa 2: Selección de movimientos sísmicos de diseño	33
2.3	Etapa 3: Aplicación de métodos análisis sísmico.....	33
2.4	Etapa 4: Comparación de resultados.....	34
3	ETAPA 1: SELECCIÓN DE CASOS DE ESTUDIO.....	35
3.1	Obtención de planos estructurales y descripción del caso de estudio.....	35
4	ETAPA 2: SELECCIÓN DE MOVIMIENTOS DE DISEÑO	42
4.1	Definición del espectro de diseño	42
4.1.1.1	Según NSR-10	42
4.1.1.2	Según Microzonificación Sísmica	43
4.1.1.3	Espectro seleccionado.....	44

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

4.2	Selección de Acelerogramas a utilizar	44
4.2.1	Parámetros sismológicos de selección de registro	45
4.2.2	Selección de registros en base de datos	47
5	ETAPA 3: ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA.....	51
5.1	Programa de diseño estructural y generalidades del modelo.....	51
5.2	Calibración de masas en el modelo	52
5.3	Aspectos de análisis de la Fuerza Horizontal Equivalente	56
5.3.1	Período Fundamental de la Edificación	57
5.4	Análisis modal espectral	57
5.4.1	Obtención de modos de vibración	57
5.4.2	Obtención de respuesta espectral modal y total	58
5.4.3	Verificación de ajuste de los resultados	60
5.4.4	Verificación de derivas.....	61
5.4.4.1	Verificación de Irregularidad torsional.....	62
5.4.5	Fuerzas de diseño en los elementos	65
5.4.5.1	Tipos de cargas consideradas.....	65
5.4.5.1.1	Carga Muerta (D)	65
5.4.5.1.2	Fuerza sísmica reducida (E).....	65
5.4.5.1.3	Carga Viva (L) y Carga viva sobre Cubierta (L _r)	67
5.4.5.2	Combinaciones de carga utilizadas	68
5.4.5.3	Selección de elementos.....	69
5.4.5.4	Cálculo de las fuerzas de diseño	73
5.5	Análisis cronológico.....	76
5.5.1	Inserción de registros de acelerograma.....	76
5.5.2	Verificación de ajuste de los resultados	77
5.5.3	Verificación de derivas.....	78

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

5.5.4	Fuerzas de diseño en los elementos	80
6	ETAPA 4: COMPARACIÓN DE RESULTADOS	89
6.1	Comparación de derivas.....	89
6.2	Análisis estadístico de las derivas obtenidas mediante análisis cronológico.....	90
6.3	Comparación de fuerzas de diseño	92
6.4	Análisis estadístico de las fuerzas de diseño obtenidas mediante análisis cronológico.....	99
6.5	Análisis de costos de los resultados obtenidos en las fuerzas de diseño.....	104
6.5.1	Análisis de refuerzo por cortante	104
6.5.2	Análisis de refuerzo a flexión en vigas	111
6.5.3	Análisis de refuerzo longitudinal en columnas	114
7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	117
8	BIBLIOGRAFÍA.....	120

LISTA DE FIGURAS

pág.

Figura 1. Sistema de un grado de libertad con amortiguamiento (Rochel Awad, 2012) ...	18
Figura 2. Propagación de la energía sísmica desde el hipocentro o foco hasta la estructura (Rochel Awad, 2012)	20
Figura 3. Obtención de respuestas de deformación de diferentes sistemas de un grado de libertad (izquierda) y espectro de respuesta de desplazamiento correspondiente (derecha) (Chopra, 2014).	22
Figura 4. Espectros de respuesta para movimientos del suelo registrados en El Centro, California durante los sismos de 1940, 1956 y 1968 (Chopra, 2014)	23
Figura 5. Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de g (AIS, 2010)	23
Figura 6. Componentes registradas por el acelerógrafo (García Reyes, 1998).....	24
Figura 7. Irregularidades en planta (izquierda) y altura (derecha) según la NSR-10 (AIS, 2010)	27
Figura 8. Vista en planta del Sótano	36
Figura 9. Vista en planta del Piso 1	37
Figura 10. Vista en planta del Piso 2.....	38
Figura 11. Vista en planta del piso típico 2 (Pisos 7, 12 y 17).....	39
Figura 12. Vista en planta del piso típico 1 (pisos 4 a 6, 8 a 11, 13 a16 y 18 a 21)	40
Figura 13. Vista en planta de piso 23, piso 24 y piso 25 (cubierta)	40
Figura 14. Espectro de diseño obtenido de acuerdo con el capítulo A.2 de la NSR-10....	43
Figura 15. Espectro de diseño dado por la Microzonificación sísmica del Área Urbana de Medellín.....	44
Figura 16. Disgregación de la amenaza sísmica para PGA (aceleración pico efectiva) y para un período de retorno de 475 años en el Municipio de Medellín (Área Metropolitana, 2006)	46
Figura 17. Disgregación de la amenaza sísmica para $T = 1$ s y para un período de retorno de 475 años (Área Metropolitana, 2006).....	46
Figura 18. Selección de espectro objetivo en base de datos	48
Figura 19. Pantalla de búsqueda de la base de datos	49
Figura 20. Resultados de la búsqueda realizada	50
Figura 21. Vista en 3D del modelo de la estructura en el programa SAP2000	51
Figura 22. Vista en planta de la modelación del piso típico 1	52
Figura 23. Segmento de losa considerado para cálculo de la carga superficial	53
Figura 24. Definición de la fuente de las masas en el modelo.....	55
Figura 25. Asignación de cargas muertas al modelo de la estructura. (en la derecha, asignación a objetos tipo Area. En la izquierda, objetos tipo Frame)	55
Figura 26. Valores del cortante en la base para el espectro de diseño en ambas direcciones	60
Figura 27. Nodos considerados en verificación de irregularidad torsional.....	63
Figura 28. Tabla A.3-3 de la NSR-10, para la definición de la capacidad de disipación de energía básica en sistemas estructurales de pórticos resistentes a momentos (AIS, 2010)	66

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Figura 29. Descripción de irregularidades presentes en el caso de estudio de acuerdo con lo presentado en las figuras A.3-1 y A.3-2 de la NSR-10 (AIS, 2010)	67
Figura 30. Ventana para definición de combinaciones de carga en el software utilizado .	69
Figura 31. Combinaciones de carga y envolvente para diseño de columnas, las cuales consideran las cargas vivas reducidas.....	69
Figura 32. Números de identificación de columnas del eje C3 seleccionadas para diseño de elementos.....	72
Figura 33. Definición de vigas modeladas para nivel Z=35,35 y vigas seleccionadas	73
Figura 34. Configuración de load cases para uno de los registros seleccionados.....	77
Figura 35. Derivas obtenidas en el análisis cronológico para los diferentes acelerogramas	80
Figura 36. Combinaciones de carga incluyendo registros de acelerograma.....	81
Figura 37. Envoltentes que involucran las combinaciones de carga correspondientes a cada registro de acelerograma	81
Figura 38. Combinaciones de carga que incluyen registros de acelerograma y carga viva reducida.....	82
Figura 39. Envoltentes que involucran las combinaciones de carga correspondientes a cada registro de acelerograma con carga viva reducida.....	82
Figura 40. Comparación de resultados de deriva para los métodos de análisis realizados	90
Figura 41. Comparación de resultados de momentos de diseño considerados para cada viga en cada uno de los métodos de análisis ejecutados.....	93
Figura 42. Comparación de resultados de cortantes máximos considerados para cada viga en cada uno de los métodos de análisis ejecutados.	94
Figura 43. Comparación de valores máximos de carga axial considerados para cada columna en cada uno de los métodos de análisis ejecutados.....	95
Figura 44. Comparación de valores máximos de cortante considerados para cada columna en cada uno de los métodos de análisis ejecutados.	97
Figura 45. Comparación de valores máximos de momento considerados para cada columna en cada uno de los métodos de análisis ejecutados.	99
Figura 46. Valores de área de refuerzo transversal obtenidos para los valores de cortante en las columnas.....	110
Figura 47. Valores de área de refuerzo transversal obtenidos para los valores de cortante en las columnas.....	111
Figura 48. Valores de área de refuerzo a tracción obtenidos para los diferentes momentos en las vigas seleccionadas.	113
Figura 49. Diagramas de interacción para columnas seleccionadas de diferentes resistencias de diseño, considerando momentos alrededor de eje corto de la sección de la columna.....	115
Figura 50. Diagramas de interacción para columnas seleccionadas de diferentes resistencias de diseño, considerando momentos alrededor de eje largo de la sección de la columna.....	116

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

LISTA DE TABLAS

	pág.
Tabla 1. Métodos de análisis reconocidos en la NSR-10	14
Tabla 2. Parámetros de búsqueda de registros de acelerograma en la base de datos NGA West2	48
Tabla 3. Áreas y cargas consideradas por piso	53
Tabla 4. Masa de columnas y vigas considerada por piso	54
Tabla 5. Masas totales calculadas e incluidas en el modelo para cada piso	56
Tabla 6. Porcentajes de masa participante para cada modo.....	58
Tabla 7. Aceleraciones espectrales (en m/s^2) obtenidas para cada modo	59
Tabla 8. Comparación entre valores de cortante basal	61
Tabla 9. Derivas máximas obtenidas en el análisis modal espectral	62
Tabla 10. Verificación de derivas en dirección x para irregularidad torsional	63
Tabla 11. Verificación de derivas en dirección y para irregularidad torsional	64
Tabla 12. Cargas útiles especificadas para cada piso.	67
Tabla 13. Factores de reducción de carga viva utilizados por piso	68
Tabla 14. Vigas seleccionadas para la comparación de fuerzas de diseño.....	70
Tabla 15. Columnas seleccionadas con piso correspondiente a cada una	71
Tabla 16. Momentos de diseño obtenidos para las vigas seleccionadas	74
Tabla 17. Cortantes máximos obtenidos para las vigas seleccionadas.....	74
Tabla 18. Valores de carga axial, cortante y momento máximos obtenidos en el análisis modal espectral	75
Tabla 19. Reacciones en la base obtenidas (en kN) para cada registro de acelerograma en cada dirección horizontal	78
Tabla 20. Factores para ajuste de resultados del análisis cronológico.....	78
Tabla 21. Derivas obtenidas en el análisis cronológico para los diferentes acelerogramas	79
Tabla 22. Valores de los momentos de diseño para cada uno de los elementos seleccionados dependiendo del registro de acelerograma utilizado.....	83
Tabla 23. Valores máximos de los cortantes para cada una de las vigas seleccionadas dependiendo del registro de acelerograma utilizado	84
Tabla 24. Valores máximos del momento de diseño en cada una de las columnas seleccionadas dependiendo del registro de acelerograma utilizado.....	86
Tabla 25. Valores máximos del cortante de diseño en cada una de las columnas seleccionadas dependiendo del registro de acelerograma utilizado.....	86
Tabla 26. Valores máximos de carga axial de diseño en cada una de las columnas seleccionadas dependiendo del registro de acelerograma utilizado.....	87
Tabla 27. Comparación de resultados de deriva para los métodos de análisis realizados	89
Tabla 28. Análisis estadístico de resultados de deriva de los diferentes análisis cronológicos realizados	91
Tabla 29. Comparación de resultados de momentos de diseño considerados para cada viga en cada uno de los métodos de análisis ejecutados.	92

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 30. Comparación de resultados de cortantes máximos considerados para cada viga en cada uno de los métodos de análisis ejecutados.	93
Tabla 31. Comparación de valores máximos de carga axial considerados para cada columna en cada uno de los métodos de análisis ejecutados.	94
Tabla 32. Comparación de valores máximos de cortante considerados para cada columna en cada uno de los métodos de análisis ejecutados.	96
Tabla 33. Comparación de valores máximos de momento considerados para cada columna en cada uno de los métodos de análisis ejecutados.	98
Tabla 34. Análisis estadístico de resultados de momentos de diseño en vigas seleccionadas obtenidos en los análisis cronológicos realizados con los diferentes registros.	100
Tabla 35. Análisis estadístico de resultados de cortantes máximos en vigas seleccionadas obtenidos en los análisis cronológicos realizados con los diferentes registros.	101
Tabla 36. Análisis estadístico de resultados de cortantes máximos en columnas seleccionadas obtenidos en los análisis cronológicos realizados con los diferentes registros.	101
Tabla 37. Análisis estadístico de resultados máximos de cargas axiales en columnas seleccionadas obtenidos en los análisis cronológicos realizados con los diferentes registros.	102
Tabla 38. Análisis estadístico de valores máximos de momentos en columnas seleccionadas obtenidos en los análisis cronológicos realizados con los diferentes registros.	103
Tabla 39. Separaciones máximas permitidas entre estribos de confinamiento para vigas (según C.21.5.3.2 de la NSR-10).....	105
Tabla 40. Separaciones máximas permitidas entre estribos de confinamiento para vigas (según C.21.3.5.6 de la NSR-10).....	105
Tabla 41. Valores de variables consideradas en el cálculo de área de acero de refuerzo para cortante	106
Tabla 42. Valores de área de refuerzo transversal obtenidos para los valores de cortante en las columnas.....	109
Tabla 43. Valores de área de refuerzo transversal obtenidos para los valores de cortante en las columnas.....	111
Tabla 44. Valores de área de refuerzo a tracción obtenidos para los diferentes momentos en las vigas seleccionadas.	112
Tabla 45. Valores de la resistencia de diseño para cada una de las columnas.	114

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

RESUMEN

En este estudio se realiza una comparación entre dos métodos utilizados para el análisis lineal dinámico, utilizados para el estudio de los efectos de los movimientos sísmicos sobre las estructuras: el análisis cronológico y el análisis modal espectral. Esta comparación se realiza partiendo de un caso estudio de un edificio con un sistema estructural de pórticos en concreto reforzado. Se realizó un modelo de la estructura para correr en un software comercial de análisis (SAP2000), en el que se introdujeron las fuerzas sísmicas de acuerdo con las condiciones de la región y del sitio y al tipo de análisis realizado. Una vez realizados los análisis se obtuvieron las respuestas sísmicas para cada método, en términos de derivas y de fuerzas de diseño, valores que fueron comparados. El análisis de los resultados sugiere que no existe una mayor diferencia entre los resultados de ambos métodos.

Palabras clave: análisis, sísmico, lineal, espectral, cronológico

ABSTRACT

This study was carried out to make a comparison between two different linear dynamic analysis methods, utilized for studying the effects of seismic ground movements on structures: time history analysis and modal spectral analysis. This comparison was done by starting with the selection of a case study consisting in a structural system consisting in moment-resisting frames, which was modeled using computer software. The model includes the input of different seismic ground movements for each method, selected according to local and regional conditions. Once each analysis method was run in the software, the output was the seismic response of the building, which was analyzed by comparing the drifts and design forces resulting in each method. The analysis of the simulation results suggests there isn't a major difference between the results given in both methods.

Key Words: Seismic, analysis, linear, spectrum, time-history

INTRODUCCIÓN

Colombia está ubicada cerca de una de las zonas con mayor actividad sísmica del mundo, lo cual conduce a que el 87% de la población colombiana esté bajo un nivel de amenaza sísmica considerable. Esta situación, complementada con los precedentes de los sismos de Popayán en 1983 y el Eje Cafetero en 1999 resaltan la importancia de la existencia de un código de diseño sismorresistente y requisitos que se deben tomar en cuenta a la hora de diseñar una estructura para soportar un sismo. Uno de estos requisitos es el método de análisis sísmico seleccionado, que debe ser uno de los propuestos por la norma. Estos métodos propuestos pueden ser divididos en dinámicos y estáticos, de acuerdo con cómo se comprenda la evolución de las fuerzas sísmicas en el tiempo. Dentro de los dinámicos, el análisis realizado puede ser lineal o no lineal, dependiendo de las ecuaciones que se utilizan para describir el comportamiento de los materiales. Dentro de los análisis dinámicos lineales existen dos métodos diferentes: el análisis modal espectral y el análisis cronológico. El análisis modal espectral es el más ampliamente utilizado de los dos, y suele ser visto como una solución estándar para los análisis sísmicos de diferentes edificios, ya que consiste en mostrar la respuesta máxima causada por el evento sísmico para edificaciones con diferentes propiedades dinámicas que dependen de la rigidez y la masa. No obstante, al hacer diferentes suposiciones sobre el comportamiento dinámico de las estructuras y considerar sólo los valores máximos, la aplicación de este método de análisis resultaría en la consideración de fuerzas sísmicas mayores que las que realmente se deberán soportar. Todas estas situaciones se hacen más visibles a medida que aumenta la complejidad de la estructura evaluada. La presencia de estas limitaciones del análisis hace necesario buscar una solución más adecuada para estructuras más complejas que deben tener un diseño más preciso. El análisis cronológico, a pesar de ser más complejo que el modal espectral, puede ofrecer respuesta a algunas de estas situaciones, ya que en este se pueden observar los movimientos provocados por el sismo segundo a segundo. Además, estos análisis, si se deciden aplicar sobre un modelo no lineal de la estructura, pueden dar una representación mucho más precisa de la respuesta sísmica de la misma. El presente trabajo pretende dar mayor perspectiva a la utilización de ambos métodos de análisis, considerando los obstáculos que presenta su ejecución, así como los resultados que brinda cada uno, y el efecto que la utilización de cada uno puede obtener en etapas posteriores de un proyecto.

1 PRELIMINARES

1.1 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

Colombia está ubicada en una de las zonas de mayor actividad sísmica en el mundo, el anillo circumpacífico, cuya región suroriental es el resultado de la subducción de la placa de Nazca debajo de la placa Sudamericana. Según los estudios de amenaza sísmica realizados por la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica -AIS-, citados por Juan Francisco Correal (2016):

cerca del 40% de los colombianos se encuentra en zonas de amenaza sísmica alta y 47% de la población del país está ubicada en zonas de amenaza sísmica intermedia, es decir, el 87% de la población colombiana se encuentra bajo un nivel de riesgo sísmico considerable.

Luego de la cantidad de experiencias de las consecuencias económicas y sociales de los sismos, los ingenieros estructurales han visto la necesidad de diseñar las estructuras de tal manera que éstas tengan la capacidad de soportar los movimientos telúricos de manera segura y efectiva. De esta necesidad nacen los códigos de construcción como el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10), que a su vez es una versión actualizada del Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes (CCCSR-84), creado después del terremoto en Popayán del año 1983.

Como se indica en el A.1.2.2 de la NSR-10, el objeto de esta es “reducir a un mínimo el riesgo de la pérdida de vidas humanas, y defender en lo posible el patrimonio del Estado y los ciudadanos”. Partiendo de esto, se espera que una edificación que siga el Reglamento sea “capaz de resistir (...) temblores de poca intensidad sin daño, temblores moderados sin daño estructural, pero posiblemente con algún daño a los elementos no estructurales y un temblor fuerte con daños a elementos estructurales y no estructurales, pero sin colapso”

Con el fin de cumplir dichos objetivos, dentro de estos códigos se dan los requisitos mínimos para el diseño sismorresistente de una estructura en Colombia, tales como los diferentes sistemas estructurales que pueden ser utilizados para la resistencia sísmica, cómo deben considerarse diferentes situaciones de la configuración de la estructura, los métodos de análisis, los materiales de construcción empleados y diferentes efectos del sismo en el edificio. El presente trabajo pretende enfocarse en diferentes métodos de análisis dentro de los que están reconocidos por el capítulo A.3.4 de la NSR-10.

Los métodos de análisis consisten en que, estando definidas las características del sistema de resistencia sísmica (tipo de sistema estructural, material, solicitaciones, configuración de los elementos) se le aplicarán los movimientos sísmicos de diseño correspondientes a un modelo de la estructura, con el fin de determinar diferentes aspectos de la respuesta de la estructura, y que estos cumplan con ciertos límites establecidos por la norma. Los métodos aceptados por la norma son cuatro, los cuales varían dependiendo de las propiedades del material y la geometría del modelo. Los métodos de análisis reconocidos por la NSR-10 están mostrados en la Tabla 1.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 1. Métodos de análisis reconocidos en la NSR-10

		Propiedades del modelo matemático (materiales)	
		LINEAL	NO LINEAL
Propiedades de la fuerza sísmica aplicada	ESTÁTICA	Fuerza Horizontal Equivalente	Análisis Pushover
	DINÁMICA	Métodos de análisis dinámico elástico <ul style="list-style-type: none"> • Análisis modal espectral • Análisis cronológico lineal 	Métodos de análisis dinámico inelástico <ul style="list-style-type: none"> • Análisis cronológico no lineal

Que un método de análisis sea lineal o no lineal depende de las hipótesis establecidas dentro de las ecuaciones del modelo matemático de la estructura, como en el caso del material, que en un modelo lineal mantendrá siempre la misma relación entre las fuerzas aplicadas y el desplazamiento inducido, correspondiendo a un comportamiento elástico, contrario a los modelos no lineales, donde esta relación cambiará dependiendo de la magnitud de la fuerza. Por otra parte, que el modelo sea dinámico implica que el sistema formado por la estructura y las cargas que se le apliquen cambian con el tiempo y que la fuerza en un momento dado depende de lo que suceda en el momento anterior, es decir, que sean una función del tiempo. En el caso del sistema estático, las acciones y sus reacciones no cambian con el tiempo.

Entre estos métodos, se recomienda el uso de los de análisis dinámicos, ya que estos son los que mejor reflejan el comportamiento de una estructura durante el sismo. Por otra parte, los métodos más extendidos son los que consideran un modelo lineal, debido a la menor complejidad en las ecuaciones utilizadas en el mismo. Como se puede observar en la Tabla 1, existen 3 métodos que consideran un modelo lineal: uno estático, el de la Fuerza Horizontal Equivalente (FHE), y dos dinámicos: el análisis modal espectral y el análisis cronológico. Los primeros dos permiten obtener la respuesta máxima de la estructura basándose en un espectro de diseño que representa las posibles acciones sísmicas a las que se verán sujetas las edificaciones de una zona dada según su período, con la FHE usando sólo el período fundamental y el análisis modal espectral usando un mayor número de modos de vibración, mientras que el último consiste en determinar la respuesta de la estructura en cada instante del tiempo durante el cual está sometido a un movimiento acelerado en su base (Noy Hilarión, 2013)

Entre estos métodos, los más usados en la práctica profesional son la FHE y el análisis modal espectral debido a su simplicidad y sencillez, que no le impiden dar respuestas precisas para sistemas regulares de pocos grados de libertad, y que para edificios algo más complejos siguen siendo razonables. Además de esto, presentan una solución estándar a

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

la evaluación de estructuras, y son un paso necesario para entender el comportamiento antes de ejecutar el análisis cronológico (Sherstobitoff, 2008).

No obstante, existen varias limitaciones en estos análisis que pueden influir en el resultado del diseño, especialmente en edificios esenciales, como infraestructuras de salud y energía, donde se debe diseñar para sismos con mayores períodos de retorno y estructuras irregulares. Algunas de estas limitaciones incluyen:

- El hecho de que, de acuerdo con los factores que influyen (importancia, suelo, zona de amenaza), se considera el mismo espectro para un gran grupo de edificios, refleja comportamientos de sistemas de un grado de libertad con comportamiento elástico, y genera la misma familia de movimientos para las frecuencias en esos edificios. Los edificios reales tienen múltiples grados de libertad, y en un sismo suficientemente intenso, pueden alcanzar el rango inelástico de los materiales de maneras diferentes de acuerdo con la configuración de cada uno. (Sherstobitoff, 2008)
- A la hora de combinar los diferentes modos de vibración que presenta la estructura, los métodos usados presentan fórmulas que contienen valores absolutos y elevación de resultados modales al cuadrado, por lo cual todos los resultados tienen valor positivo, situación que resulta en que se ignore la dirección de las fuerzas, momentos y desplazamientos resultantes. Además, los valores obtenidos no resultan en el equilibrio de la estructura, y los cortantes en cada piso no concuerdan con el cortante y la fuerza en la base. (Sherstobitoff, 2008)
- Otra limitación es la simplificación del fenómeno del amortiguamiento en la estructura, que en los espectros de respuesta sólo es considerado como un factor por el cual se multiplican los valores de este, sin tomar en cuenta los cambios que puede haber en la amortiguación a lo largo del edificio.

Adicionalmente, las limitaciones del análisis espectral modal son más marcadas en las estructuras irregulares o que tienen algún tipo de discontinuidad, ya que para estas es necesario tomar ciertas consideraciones que no se toman en estructuras regulares. Como lo indican De Stefano y Pintucci (2008), desde la década de 1970 ha habido gran cantidad de artículos dedicados al entendimiento del comportamiento sísmico de estas estructuras, especialmente en el rango no lineal. También se ha encontrado en estudios como los revisados por De Stefano y Pintucci que algunas de las irregularidades consideradas en la norma no representan necesariamente aumentos en la demanda plástica del edificio, lo cual causa que en algunos casos la resistencia de las estructuras sea penalizada de manera injustificada. La presencia de estos problemas hace necesario un estudio más detallado de las respuestas de estas estructuras.

1.2 JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

Dadas las limitaciones del análisis modal espectral, que aumentan con la complejidad de la estructura, es necesario impulsar el uso de alternativas que puedan ser más efectivas en las áreas y situaciones en las que éste se ve limitado. En estos casos, el uso del análisis

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

cronológico se presenta como una buena opción. Algunas de las ventajas del análisis cronológico son las siguientes:

- El análisis cronológico, al considerar una descomposición tanto en tiempo como en dirección de las fuerzas que se aplican al modelo de la estructura, da una mejor idea del peligro al que está sujeta la estructura analizada, así como una representación más real de las fuerzas sísmicas aplicadas a la estructura, al incorporar la combinación simultánea de movimientos en eje x y eje y (Sherstobitoff, 2008).
- Cuando un ingeniero aplica este método, puede lograr un mayor entendimiento de la estructura que está diseñando, y, por ende, puede diseñar la estructura de mejor manera. La aplicación de este método pide además mayor juicio ingenieril debido a los resultados que presenta (Sherstobitoff, 2008).
- Con el detalle que provee este análisis se tiene un mejor medio para desarrollar diseño basado en desempeño, así como soluciones para creaciones arquitectónicas de mayor complejidad y da más facilidad para observar las fluctuaciones en el tiempo de ciertos parámetros estructurales, como fuerzas y deflexiones e incorporar comportamientos inelásticos en los análisis, importantes si se desea diseñar basado en desempeño (Sherstobitoff, 2008).
- El análisis cronológico puede dar resultados menos conservadores que análisis modal espectral y análisis estáticos. Esto sucede debido a que permite apreciar que las demandas máximas se dan en picos infrecuentes de baja duración (Wilson, 2016).
- Como se puede aplicar a la estructura ya diseñada, no es necesario asumir valores de propiedades como el amortiguamiento, que se obtienen del mismo edificio.

Además de las ventajas que ofrece, gracias a los grandes avances en tecnología es posible superar los grandes desafíos históricos para la implementación del análisis cronológico que lo hicieron perder terreno con respecto al análisis modal espectral: la capacidad computacional disponible y la disponibilidad de acelerogramas. Como lo explica Wilson (1998), la velocidad de un computador personal puede ser miles de veces mayor a la de un computador de un millón de dólares en 1963 y, además, en 1963 había pocos registros de aceleración disponibles, mientras que ahora existen miles, pudiendo encontrarlos inclusive en internet. Adicionalmente, existe software disponible amigable al usuario para estos fines (Sherstobitoff, 2008)

Esta situación se presta para realizar una exploración de métodos de análisis sísmico que son más complejos en su ejecución que el análisis modal espectral, como lo es el análisis cronológico. Estos métodos de análisis deben ser verificados en edificaciones cuya configuración aumenta la complejidad de la respuesta sísmica, como es el caso de las estructuras irregulares.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

1.3 OBJETIVOS DEL PROYECTO

1.3.1 Objetivo General

Comparar dos métodos de análisis sísmico diferentes (análisis modal espectral y análisis cronológico) en términos de confiabilidad y economía a través del diseño de un edificio de concreto reforzado con algún tipo de irregularidad utilizando ambos métodos.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Identificar los parámetros estructurales que debe cumplir el edificio a estudiar y que aseguren unos resultados que sea representativo para un tipo de edificación de uso frecuente en el medio, y obtener planos arquitectónicos que se ajusten a los mismos
- Elaborar los modelos de estructura planteados, considerando demás elementos que intervienen, como secciones de elementos, propiedades del material, y cargas gravitacionales
- Determinar los sismos de diseño a utilizar, tanto en su registro de acelerogramas como en su espectro.
- Realizar el análisis modal espectral y el análisis cronológico de la estructura.
- Comparar los resultados obtenidos en cada modelación
- Evaluar el impacto económico de las variaciones en los resultados de cada análisis

1.4 MARCO DE REFERENCIA

1.4.1 Introducción a Dinámica Estructural

Cuando se realiza un análisis dinámico de la estructura, esta se toma como un sistema dinámico, lo cual significa que en él se observan los efectos externos que producen vibraciones en la estructura, donde esta oscila alrededor de un punto de equilibrio.

1.4.1.1 Grados de libertad

En dinámica, los grados de libertad de un sistema son cada una de las coordenadas necesarias para definir la posición de la masa del sistema en el espacio y en el tiempo. El número de grados de libertad depende del número de centros de masa significativos con los cuales se describa el sistema.

1.4.1.2 Sistemas de un grado de libertad y tipos de vibraciones

Son modelos de sistemas dinámico en las cuales el movimiento sólo está descrito por una coordenada, lo que lo hace menos complejo y, como resultado, uno de los más extendidos para la representación del efecto de los sismos en una estructura. En la Figura 1a se puede apreciar un ejemplo de un sistema de un grado de libertad para representar una estructura. Este modelo, donde la masa de la estructura se concentra a una masa equivalente es uno de los más utilizados (Rochel Awad, 2012). En la Figura 1b se observa la representación de la propiedad del amortiguamiento, la cual hace que el movimiento de la estructura se reduzca después de las primeras aplicaciones de la fuerza.

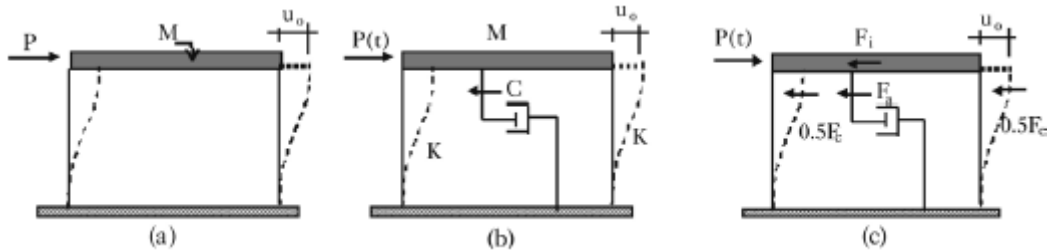


Figura 1. Sistema de un grado de libertad con amortiguamiento (Rochel Awad, 2012)

En la Figura 1c se pueden apreciar un diagrama de cuerpo libre del funcionamiento del sistema, en el cual se consideran cuatro tipos fuerzas: la fuerza exterior aplicada, $P(t)$, y las fuerzas resultantes del movimiento, que se dividen en fuerzas de inercia F_i , fuerzas debidas al amortiguamiento F_a y fuerzas debidas a la deformación elástica F_e . Estas fuerzas resultantes también pueden ser representadas como funciones del tiempo, $F_i(t)$, $F_a(t)$ y $F_e(t)$. Entonces, la ecuación de equilibrio puede escribirse así:

$$F_e(t) + F_a(t) + F_i(t) = P(t)$$

De la misma manera, las fuerzas del lado izquierdo de la ecuación pueden ser expresadas en función del movimiento, ya que la fuerza inercial es el producto de la masa M por la aceleración $\ddot{u}(t)$, se asume un amortiguamiento viscoso que es el producto de una

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

constante C por la velocidad $\dot{u}(t)$ y la fuerza elástica es el producto de la rigidez K del resorte y el desplazamiento $u(t)$. (Clough & Penzien, 2003) Con esto, queda la siguiente ecuación:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = P(t)$$

Partiendo de esta ecuación, se pueden explicar los diferentes tipos de vibraciones que pueden describir el movimiento:

- Vibración libre no amortiguada: $C = 0$ y $P(t) = 0$, dados un $u(t)$ y un $\dot{u}(t)$ iniciales.
- Vibración libre amortiguada: $P(t) = 0$, dados un $u(t)$ y un $\dot{u}(t)$ iniciales.
- Vibración armónica: $P(t)$ es una función senoidal
- Vibración aleatoria: $P(t)$ no está definida por ninguna función específica, y la función $u(t)$ debe resolverse de manera numérica
- Vibración aleatoria en la base: $P(t) = 0$, pero es reemplazada por una aceleración en el terreno, para la cual también hay una respuesta inercial de la masa, $F_i(t) = M\ddot{u}_g$, que cumple la función de la $P(t)$. Este es el caso de los movimientos sísmicos.

1.4.1.3 Período de una estructura

En los análisis dinámicos, el objetivo es solucionar las ecuaciones que describen el movimiento de los sistemas como función del tiempo, es decir, $u(t)$ y sus derivadas. Por ejemplo, en el caso de la vibración libre no amortiguada, obtenemos que:

$$u(t) = \frac{\dot{u}(0)}{\omega} \sin \omega t + u(0) \cos \omega t$$

Donde ω corresponde a la velocidad angular del sistema en la oscilación. La importancia de ω es que esta permite encontrar el período de la estructura, que es el valor que refleja el comportamiento dinámico de esta, ya que depende de su masa y su rigidez. La fórmula del período de vibración en estos sistemas es

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{k}{m}}}$$

La definición del período de la estructura está implícita en la definición de las dimensiones de la estructura y la conectividad entre los elementos que la conforman, y es uno de los valores que se necesitan para realizar los análisis dinámicos que serán explicados posteriormente

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

1.4.2 Movimientos Sísmicos de Diseño

Buena parte de las incertidumbres del diseño en zonas sísmicas, que hace que difiera de todos los problemas restantes de diseño estructural, proviene del desconocimiento de las acciones máximas a que puede verse expuesta la construcción.

Para representar estos fenómenos en el diseño, se recurre al movimiento sísmico de diseño, que se define como el valor especificado para el movimiento del terreno durante un sismo en un lugar específico, que se utiliza para el diseño sísmo resistente de obras de ingeniería, y que depende de la definición de varios parámetros que describen el sismo en la fuente y su ubicación con respecto al lugar de interés. (AIS, 2009)

1.4.2.1 Propagación de ondas sísmicas

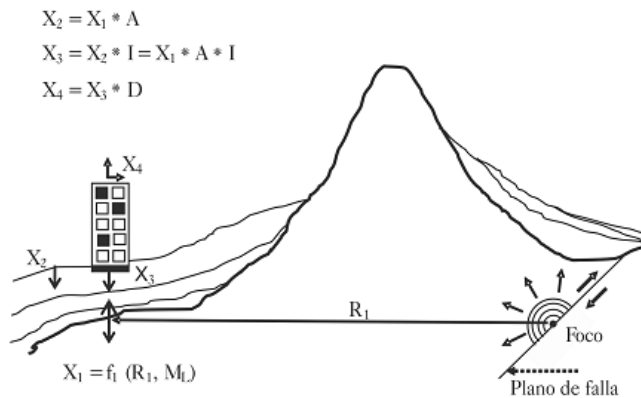


Figura 2. Propagación de la energía sísmica desde el hipocentro o foco hasta la estructura (Rochel Awad, 2012)

Para explicar el funcionamiento de los movimientos sísmicos de diseño, es necesario entender el comportamiento real de las ondas sísmicas, desde que son emitidas en el foco hasta que llegan al sitio donde se realiza el estudio. En la Figura 2 se puede apreciar el comportamiento de la energía sísmica desde el hipocentro hasta llegar a la estructura. Cuando se produce un terremoto con determinadas características sismológicas (profundidad del foco, mecanismo focal, magnitud, etc.), parte de la energía disipada se convierte en ondas sísmicas. Al propagarse por el suelo, dichas ondas se reflejan, refractan, atenúan o amplifican y llegan en forma de excitación sísmica, mostrada como X_1 , al basamento rocoso que se encuentra debajo del edificio. Las ondas sufren un nuevo filtrado a través de una función de transferencia, correspondiente a las capas de suelo que se encuentran entre el basamento y la superficie, por lo que se obtiene la señal X_2 . Debido al fenómeno de interacción suelo-estructura, descrito por una función de transferencia I , la señal tendrá nuevos cambios hasta obtenerse la excitación en la base del edificio, representada como X_3 en la figura, y la fuerza que finalmente interviene en el análisis de la estructura. (Rochel Awad, 2012)

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

1.4.2.2 Amenaza sísmica

Por amenaza sísmica de una zona se entiende cualquier descripción de los efectos provocados por los terremotos en el suelo de dicha zona. Estos efectos pueden ser representados mediante la aceleración, la velocidad o el desplazamiento sísmico del terreno. Para evaluar la amenaza es necesario analizar los fenómenos que ocurren desde la emisión de las ondas sísmicas en el foco, hasta que dichas ondas alcancen la zona en estudio. (Rochel Awad, 2012)

La amenaza sísmica de una región está asociada con una probabilidad de excedencia de un parámetro descriptivo del sismo. En el caso de la NSR-10 se seleccionaron los siguientes parámetros: la aceleración pico efectiva, A_a , y la velocidad pico efectiva, A_v , calculadas a nivel del basamento rocoso. Se definen para un nivel de amenaza tal que hay una probabilidad del 10% de que sea excedida en un lapso de cincuenta años, para un período de retorno de 475 años (Rochel Awad, 2012), y según estos parámetros se define el nivel de amenaza sísmica de cada región.

1.4.2.3 Efectos Locales

Los efectos locales son las transformaciones que sufren las ondas sísmicas en el sitio donde se ubica la estructura, entre el basamento rocoso, donde se presentan los movimientos representados con A_a y A_v , y la base de la estructura. Esta transformación se da como resultado del recorrido que realizan las ondas a través de los diferentes estratos de suelo.

Para representar este efecto, la norma hace uso de factores F_a y F_v , que afectan la zona de períodos cortos e intermedios en el espectro, respectivamente, amplificando los valores de la aceleración en el basamento rocoso (AIS, 2010). Estos efectos deben evaluarse con base en los perfiles de suelo determinados por el ingeniero geotecnista.

1.4.2.4 Coeficiente de Importancia

Este coeficiente mide la importancia de la edificación para la comunidad, y los niveles de seguridad y funcionabilidad requeridos. Es una clara indicación del reconocimiento de que, en el caso de un desastre mayor, la destrucción de algunos edificios causa más perjuicios que la de otros (Rochel Awad, 2012).

1.4.2.5 Espectro de Respuesta

Como se vio en el numeral 1.4.1 del presente trabajo, la acción de los sismos sobre la estructura se puede trabajar como un sistema dinámico con un modelo que refleje las propiedades de la estructura y del movimiento que se verán en estos casos. El modelo de un grado de libertad más representativo es el siguiente:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = -M\ddot{u}_g(t)$$

Donde la fuerza externa es reemplazada por la fuerza inercial que actúa sobre la masa en dirección opuesta a la aceleración del terreno $\ddot{u}_g(t)$. Considerando lo anterior, si se cuenta

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

con un movimiento del terreno y las propiedades de la estructura (masa, rigidez y amortiguamiento) es posible obtener la respuesta de la estructura, es decir, $u(t)$ y sus derivadas

Este procedimiento, realizado para diferentes sistemas de un grado de libertad, es la base para construir el espectro de respuesta de un sismo. Dados diferentes sistemas dinámicos con diferentes períodos (que varían según su masa y rigidez), se busca la respuesta de estos ante el mismo evento sísmico, con unas aceleraciones del terreno y efectos de sitio dados. Dentro de estas respuestas se toma el máximo valor absoluto para cada uno de los sistemas con diferente período, y es este el que se representa en el espectro. En la Figura 3 se observa un ejemplo de cómo es obtenido un espectro de respuesta de desplazamientos.

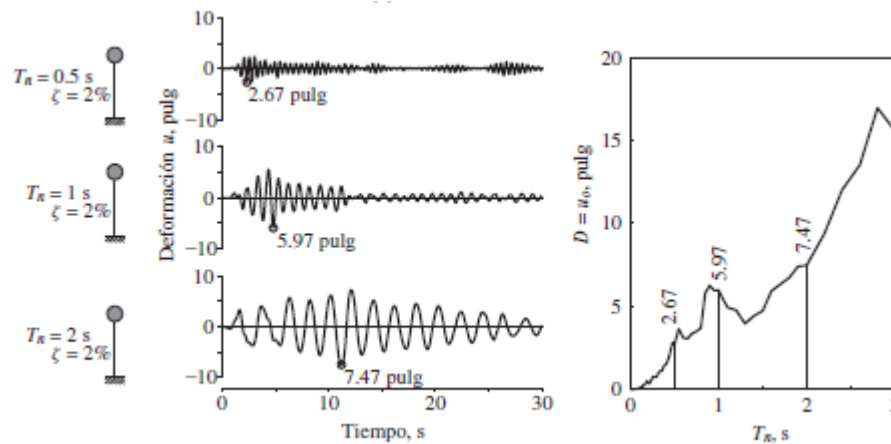


Figura 3. Obtención de respuestas de deformación de diferentes sistemas de un grado de libertad (izquierda) y espectro de respuesta de desplazamiento correspondiente (derecha) (Chopra, 2014).

Es importante aclarar que la aceleración espectral representa la aceleración en la estructura, la cual puede ser mayor o menor a la máxima aceleración del terreno. En un espectro de respuesta de aceleraciones, la máxima aceleración del terreno está representada como la ordenada del espectro para un período igual a 0. Dicho período corresponde a un sistema infinitamente rígido, de modo que el movimiento que se tiene en la parte superior de la estructura es exactamente igual al del terreno. (Rochel Awad, 2012)

1.4.2.6 Espectro de Diseño

A pesar de que los espectros de respuesta muestran información relevante, estos son irregulares, al ser respuestas de movimientos sísmicos específicos, y pueden tener los picos y los valles en períodos distintos, lo cual se puede observar en la Figura 4.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

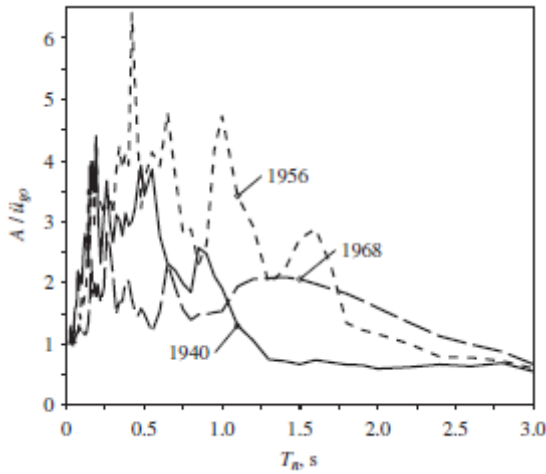


Figura 4. Espectros de respuesta para movimientos del suelo registrados en El Centro, California durante los sismos de 1940, 1956 y 1968 (Chopra, 2014)

Ya que es imposible predecir de manera exacta todas las variaciones del espectro de respuesta, el espectro de diseño debe consistir en una envolvente de los máximos de los datos, cuyo resultado debe ser un conjunto de curvas suaves o en una serie de líneas rectas con una curva para cada nivel de amortiguamiento. El espectro de diseño debe, en un sentido general, ser representativo de los movimientos del terreno registrados en el sitio durante los sismos pasados. Si no ha habido registros en el sitio, el espectro de diseño debe basarse en los movimientos del terreno registrados en otras instalaciones con condiciones similares (Chopra, 2014). En el caso colombiano, estos espectros plasman la amenaza regional (mediante A_a y A_v), los efectos del suelo en el sitio (mediante F_a y F_v) y la importancia de los edificios que se están diseñando (mediante I). En la Figura 5 se puede apreciar el espectro de diseño de la NSR-10.

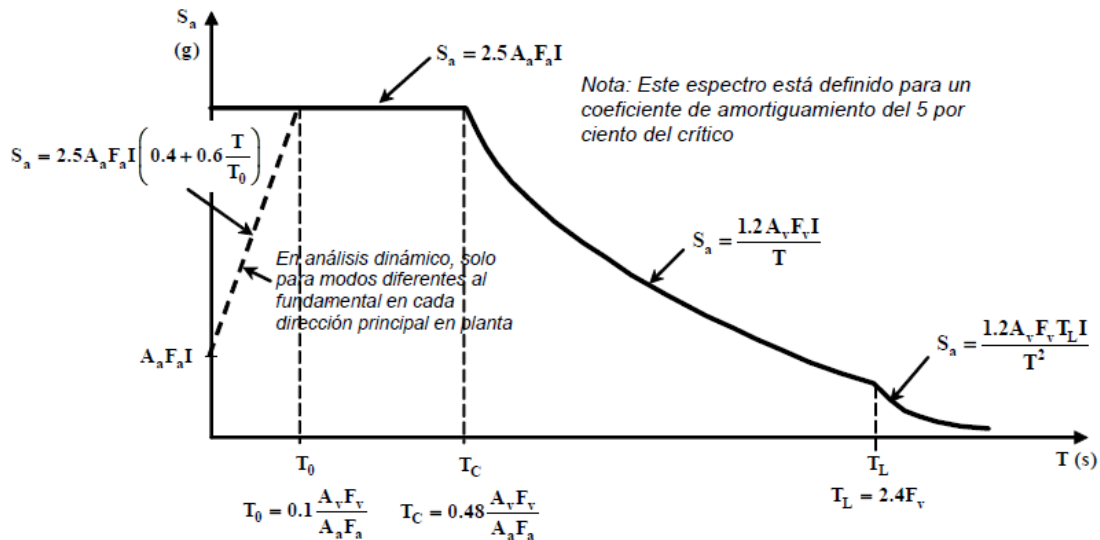


Figura 5. Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de g (AIS, 2010)

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

1.4.2.7 Acelerogramas

Un acelerograma es el registro obtenido por acelerógrafo, que corresponde a los valores de aceleración horizontal del terreno medidos en dos direcciones horizontales ortogonales y los valores de la aceleración vertical, como se muestra en la Figura 6. El acelerograma se digitaliza cuando se registra en papel fotográfico y se corrige para una serie de errores producidos por la misma digitalización, así como para tener en cuenta el hecho de que se pierde parte de la información inicial mientras el mecanismo de disparo del acelerógrafo activa su funcionamiento (García Reyes, 1998)

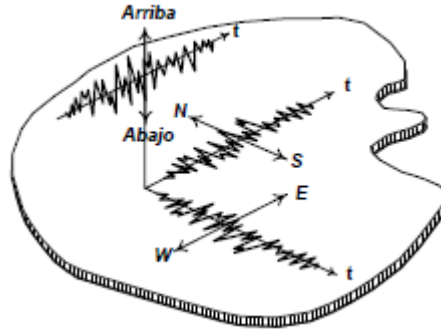


Figura 6. Componentes registradas por el acelerógrafo (García Reyes, 1998)

Los movimientos de diseño están usualmente especificados en términos del espectro de diseño. Al asumir estos espectros, se pueden obtener los máximos niveles de respuesta a través de análisis modal espectral. No obstante, a veces es necesario realizar análisis de estructuras que responden de manera no lineal, o en edificios donde se puede utilizar un modelo lineal, pero con geometrías muy complejas que dificultan la combinación de respuestas modales. Los acelerogramas son el movimiento de diseño utilizado para los análisis cronológicos. No obstante, estos deben ser compatibles con espectros de diseño considerados para las mismas condiciones (Clough & Penzien, 2003)

Utilizar acelerogramas reales para la realización de análisis dinámicos es deseable, ya que contienen información real sobre la naturaleza del movimiento fuerte e indican las características variadas que diferentes sismos en lugares diversos pueden producir.

1.4.3 Sistema Estructural

Un sistema estructural es un conjunto de elementos unidos en diferentes acoplamientos, que tienen la función de soportar las cargas que le puedan ser aplicadas, lo que se hace mediante una serie de efectos internos en el sistema, como esfuerzos y desplazamientos, que convierten las cargas recibidas en otra serie de fuerzas y desplazamientos, como las reacciones y la deriva, de tal manera que la calidad del material no se vea comprometida, y los miembros no sufran roturas ni deformaciones excesivas.

Los sistemas reconocidos por la NSR-10 son aquellos mostrados en el capítulo A.3.2. La importancia de reconocer qué sistema estructural será usado (y de qué material será elaborado) es que estas dos características definen la ductilidad y capacidad de disipar energía del edificio

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

1.4.4 Ductilidad y capacidad de disipación de energía

1.4.4.1 Ductilidad

La ductilidad de un material es la propiedad que este tiene de resistir deformaciones sin dañarse, y manteniendo niveles de rigidez y resistencia satisfactorios. En otras palabras, se define como la capacidad de la estructura de incursionar en el rango inelástico (Rochel Awad, 2012) antes de sufrir una fractura.

La importancia de la ductilidad en una estructura reside en el hecho de que no es económicamente viable diseñar las estructuras para que resistan las cargas generadas por un sismo intenso sin que el material salga del rango elástico, especialmente para un evento con un período de retorno de más de 450 años. Con la ductilidad en el edificio, se busca que, en el momento de un sismo, pueda haber una respuesta inelástica controlada, con la cual se pueda convertir la energía cinética generada en el evento en esfuerzos que deforman el material. Adicionalmente, con esta respuesta, se puede prevenir que dentro de los edificios los ocupantes sufran toda la intensidad de los sismos, ya que la energía liberada por el evento sísmico es absorbida en parte por las deformaciones del material.

1.4.4.2 Coeficiente de disipación de energía

La capacidad de disipación de energía es un parámetro determinado por la capacidad de una sección, un elemento o un sistema estructural de trabajar dentro del rango inelástico en su respuesta sin perder su resistencia. La capacidad de disipación de energía que se permite para una estructura depende en gran medida por la amenaza sísmica de la estructura, y se clasifica como especial (DES), moderada (DMO) y mínima (DMI). El grado de disipación de energía influye en los requisitos especiales para el diseño y los detalles propios de cada material estructural (AIS, 2010). Cuando se trata de un sistema estructural, esta propiedad se refleja mediante el uso de un coeficiente R_0 cuyo valor depende del tipo de sistema estructural y de las características de disipación de energía propias de los materiales utilizados. Otro de los factores que influye en la capacidad de disipación es la configuración estructural de cada edificio, que es la distribución de las masas y de las rigideces dentro del mismo. El R de la estructura corresponde al R_0 del sistema estructural multiplicado por los factores dependientes de la configuración estructural. Dentro del proceso de diseño, el valor de la R se aplica en las combinaciones de carga para el diseño de elementos estructurales, para reducir las fuerzas que se aguantarán dentro del límite elástico. El coeficiente R influye en el valor de E , que es igual a la carga sísmica total dividido entre R . E es el valor usado para representar las acciones sísmicas en el diseño de los elementos, los cuales resistirán sólo una fracción de estas de manera elástica, contando con que cualquier carga

1.4.5 Configuración estructural e irregularidad

Uno de los pasos más importantes en el diseño de un edificio para efectos sísmicos es la elección de la configuración del edificio, que se refiere a la distribución de masas y rigideces en él y la selección de las trayectorias por las cuales las cargas laterales serán transmitidas. En la NSR-10, se han clasificado los edificios como regulares e irregulares.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Desde un punto de vista arquitectónico, las configuraciones regulares de edificios se refieren a soluciones balanceadas espacialmente, que pueden acomodarse de manera relativamente fácil a un modelo de análisis sísmico. Como resultado, estos edificios presentan un comportamiento más seguro y menos daños en terremotos más severos. Por otra parte, están las estructuras irregulares, que pueden darse como resultado de la planeación urbana, la búsqueda de una forma original por parte del arquitecto o una falta de educación en diseño sísmico. (Dražić & Vatin, 2016)

En sismos anteriores se han visto los efectos de las irregularidades en la respuesta sísmica de estos. Por ejemplo, en el sismo de Ciudad de México en 1957, el 50% del inventario de estructuras dañadas contaba con una irregularidad en planta, y en el sismo de Mexicali, México en el año 2010, de acuerdo con el estudio realizado en el campus de la Universidad Autónoma de Baja California, todos los edificios irregulares dentro del mismo sufrieron daños (Tena Colunga, 2010)

En las estructuras regulares, se garantiza una mayor confiabilidad en la predicción de la respuesta sísmica, y las demandas inelásticas tienden a distribuirse en toda la estructura. En el caso de las estructuras irregulares, hay mayor probabilidad de que se presente una concentración de esfuerzos, lo que implica que el comportamiento inelástico se da solamente en ciertas zonas de la estructura, causando que el sistema estructural presente una reducción en su eficiencia en la disipación de energía. Adicionalmente, algunas irregularidades pueden generar en la edificación solicitaciones imprevistas, como momentos a torsión. Estas situaciones son una muestra de la vulnerabilidad presente en las estructuras irregulares, lo cual lleva a que en los códigos de construcción estas sean consideradas junto con recomendaciones para aumentar su seguridad (Tena Colunga, 2010)

1.4.5.1 Efectos de la irregularidad en el diseño sismorresistente

Como en otros códigos de diseño sismorresistente, como el SEI/ASCE 7-10, en las irregularidades estructurales se consideran irregularidades en planta e irregularidades en altura. Como se puede apreciar en el A.3.3.3 de la norma, la manera de reflejar la incertidumbre en la distribución de los esfuerzos causada por las irregularidades es reduciendo el coeficiente de capacidad de disipación de energía R , lo cual se hace con factores ϕ_p y ϕ_a , debido a irregularidades en planta y en altura respectivamente, como indica la siguiente ecuación:

$$R = \phi_a \phi_p R_0$$

Es importante estudiar estos factores con detenimiento, ya que una selección inapropiada de estas cantidades puede conducir a un diseño con fuerzas sísmicas muy bajas, siendo la estructura vulnerable ante la acción de los sismos o puede conducir a sobredimensionar la acción sísmica con lo que se obtiene un diseño muy costoso. (Aguiar Falconí, 2008)

De acuerdo con lo indicado en el A.3.3.4, una edificación se considera irregular cuando ocurre uno o varios de los casos presentados en la Figura 7, donde también se aprecia el ϕ_p asignado para cada uno. A su vez, según el A.3.3.5, una edificación se considera

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

irregular cuando ocurre uno o varios de los casos presentados en la Figura 7, donde también se aprecia el ϕ_a asignado para cada uno.

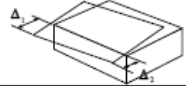
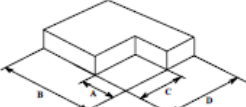
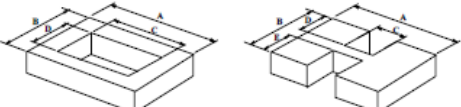
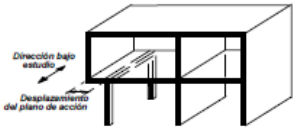
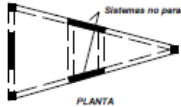
<p>Tipo 1aP — Irregularidad torsional $\phi_p = 0.9$ $1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right) \geq \Delta_1 > 1.2 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$</p>	<p>Tipo 1bP — Irregularidad torsional extrema $\phi_p = 0.8$ $\Delta_1 > 1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$</p>	<p>Tipo 1aA — Piso flexible $\phi_a = 0.9$ $0.60 \text{ Rigidez } K_D \leq \text{Rigidez } K_C < 0.70 \text{ Rigidez } K_D$ o $0.70 (K_D + K_T + K_C) / 3 \leq \text{Rigidez } K_C < 0.80 (K_D + K_T + K_C) / 3$</p>	
<p>Tipo 2P — Retrocesos en las esquinas — $\phi_p = 0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p>	<p>Tipo 2A — Distribución masa — $\phi_a = 0.9$ $m_o > 1.50 m_i$ o $m_o > 1.50 m_c$</p>	<p>Tipo 1bA — Piso flexible extremo $\phi_a = 0.8$ $\text{Rigidez } K_C < 0.60 \text{ Rigidez } K_D$ o $\text{Rigidez } K_C < 0.70 (K_D + K_T + K_C) / 3$</p>	
<p>Tipo 3P — Irregularidad del diafragma — $\phi_p = 0.9$ 1) $C \times D > 0.5 A \times B$ 2) $(C \times D + C \times E) > 0.5 A \times B$</p>	<p>Tipo 3A — Geométrica — $\phi_a = 0.9$ $a > 1.30 b$</p>	<p>Tipo 2A — Distribución masa — $\phi_a = 0.9$ $m_o > 1.50 m_i$ o $m_o > 1.50 m_c$</p>	
<p>Tipo 4P — Desplazamiento de los planos de Acción — $\phi_p = 0.8$</p>	<p>Tipo 4A — Desplazamiento dentro del plano de acción — $\phi_a = 0.8$ $b > a$</p>	<p>Tipo 3A — Geométrica — $\phi_a = 0.9$ $a > 1.30 b$</p>	
<p>Tipo 5P — Sistemas no paralelos — $\phi_p = 0.9$</p>	<p>Tipo 5aA — Piso débil $\phi_a = 0.9$ $0.65 \text{ Resist. Piso C} \leq \text{Resist. Piso B} < 0.80 \text{ Resist. Piso C}$</p>	<p>Tipo 5bA — Piso débil extremo $\phi_a = 0.8$ $\text{Resistencia Piso B} < 0.65 \text{ Resistencia Piso C}$</p>	

Figura 7. Irregularidades en planta (izquierda) y altura (derecha) según la NSR-10 (AIS, 2010)

1.4.6 Métodos de análisis sísmico

El análisis sísmico de la estructura consiste en aplicar los movimientos sísmicos de diseño prescritos a un modelo matemático apropiado de la estructura con los requisitos mencionados en el Capítulo A.3 de la NSR-10. Este análisis se realiza para los movimientos sísmicos de diseño sin ser divididos por el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R, paso que se realiza en etapas posteriores, a la hora de diseñar los elementos individuales. Deben determinarse los desplazamientos máximos que imponen los movimientos sísmicos de diseño a la estructura y las fuerzas internas que se derivan de ellos. El procedimiento de análisis utilizado es definido de acuerdo con la regularidad o irregularidad de la configuración de la edificación, tanto en planta como en alzado, su grado de redundancia o de ausencia de ella en el sistema estructural de resistencia sísmica, su altura, las características del suelo en el lugar, y el nivel de amenaza sísmica. (AIS, 2010)

De acuerdo con el capítulo A.3.4. de la norma, los métodos de análisis reconocidos son los siguientes:

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

- Método de la fuerza horizontal equivalente.
- Métodos de análisis dinámico elástico.
- Métodos de análisis dinámico inelástico.
- Métodos de análisis alternos, los cuales deben tener en cuenta las características dinámicas de la edificación, el comportamiento inelástico de los materiales, y deben ser de aceptación general en la ingeniería. Estos métodos incluyen el análisis no lineal estático de plastificación progresiva, conocido como pushover.

1.4.6.1 Análisis modal espectral

También conocido como análisis dinámico elástico espectral, permite estimar la respuesta máxima probable de la estructura a partir de un espectro elástico. Generalmente la respuesta se calcula a partir del espectro de aceleraciones de diseño. Este método considera solamente el comportamiento elástico de las estructuras con amortiguamiento clásico. No es aplicable a sistemas no lineales. (Noy Hilarión, 2013). Según la NSR-10, para realizar un análisis modal espectral se deben tener en cuenta los siguientes requisitos:

1. Obtención de los modos de vibración. Para este análisis se debe emplear un número de modos tal que se pueda reflejar la participación de al menos el 90% la masa total de la estructura.
2. Respuesta espectral modal. Para cada uno de los modos empleados se obtiene una respuesta sísmica en función del período T que representa cada modo de vibración.
3. Respuesta total. Las respuestas máximas modales (que incluyen deflexiones, derivas, fuerzas en pisos, cortantes de piso, cortante basal y fuerzas en los elementos) se combinan usando los métodos establecidos por la norma para obtener la respuesta total de la estructura a los movimientos sísmicos de diseño
4. Ajuste de resultados de acuerdo con lo establecido en el numeral A.5.4.5 si la respuesta es menor que los mínimos establecidos
5. Verificar que las derivas obtenidas no excedan los límites establecidos
6. Obtener fuerzas de diseño en los elementos, dividiendo las fuerzas totales obtenidas en el análisis entre un coeficiente de disipación de energía R , dando como resultado las cargas E que deben ir en las combinaciones de carga del título B.
7. De acuerdo con la capacidad de disipación de energía, diseñar los elementos estructurales.

1.4.7 Antecedentes

Los antecedentes seleccionados muestran comparaciones entre diferentes métodos de análisis sísmico, haciendo énfasis en la utilización del análisis cronológico y en algunos

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

casos en el análisis de estructuras irregulares. De estos documentos fue posible obtener información útil para el planteamiento de la metodología

1.4.7.1 Seismic Design Evaluation of Reinforced Concrete Buildings for Near-Source Earthquakes by Using Nonlinear Time History Analyses (Hosseini, Hashemi, & Safib, 2017)

Autores y publicación: Mahmood Hosseini, Banafshehalsadat Hashemi y Zahra Safib. Procedia Engineering 199 (2017) 176–181

- **Objetivo:** Hallar que tan efectivos son los códigos IBC 2009 y ACI 318-2014 a la hora de proporcionar un nivel de desempeño Life Safety (limitar daño de componentes estructurales y no estructurales para minimizar riesgo de heridos y muertes y mantener accesibles las rutas esenciales de circulación (Deierlein, Reinhorn, & and Willford, 2010) en edificios regulares de concreto reforzado con sistema de pórticos resistentes a momento que soportan cargas laterales.
- **Procedimiento:** Se diseñaron 5 edificios (de 4, 7, 10, 13 y 16 pisos) y se asumió su ubicación en la zona de mayor amenaza sísmica de Teherán, Irán de acuerdo con la microzonificación sísmica. Se empleó una familia de siete acelerogramas, que fueron escalados de acuerdo con el código, y con ellos se realizó un análisis cronológico no lineal para cada uno de los edificios, del cual se obtuvieron valores para derivas, aceleraciones y cortante basal, así como la secuencia de formación de rótulas plásticas
- **Resultados:** De acuerdo con los resultados, para algunos sismos empleados, los edificios exceden su nivel de desempeño, llegando a colapsar en algunos casos, principalmente por la acción de los movimientos verticales, y las rótulas plásticas tienden a concentrarse en niveles específicos.
- **Conclusión:** Los requerimientos del código aún necesitan mejoras, particularmente con relación a la inclusión del efecto del movimiento vertical en sismos cercanos a la fuente, para así diseñar edificios que puedan mantenerse dentro del nivel de desempeño Life Safety.

1.4.7.2 Deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las metodologías de análisis sísmico no lineal (Mora, Villalba, & Maldonado, 2006)

Autores y publicación: Mauricio Alexander Mora, Jesús Daniel Villalba y Esperanza Maldonado. Revista Ingenierías Universidad de Medellín 5(9): 59-74 julio-diciembre de 2006

- **Objetivo:** presentar la metodología de análisis modal, como una alternativa al riguroso análisis dinámico cronológico no lineal, conservando la facilidad de aplicación de un análisis pushover tradicional y superando algunas de sus deficiencias y limitaciones.
- **Procedimiento:** La comparación se realizó a partir del estudio de un edificio de mediana altura, aporticado, de concreto reforzado, representativo de las

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

edificaciones típicamente construidas en Bucaramanga. La estructura fue sometida a uno de los sismos definidos por el estudio de microzonificación de la ciudad, escalado a diferentes valores de aceleración pico efectiva. Los resultados obtenidos fueron comparados en términos de desplazamientos y derivas, con lo cual se pudieron detectar algunas deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las metodologías utilizadas.

- Conclusiones: El Análisis dinámico no lineal (NLRHA) es la metodología de análisis sísmico más completa que existe en la actualidad, pues permite conocer la variación en el tiempo de cualquier respuesta de la edificación. las metodologías modales son una buena aproximación para la determinación del comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado.

1.4.7.3 Comparison of Seismic Analysis Methods for Multistory Buildings (Doğangün & Livaoğlu, 2006)

Autores y publicación: Adem Doğangün y Ramazan Livaoğlu. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (a joint event of the 13th ECEE & 30th General Assembly of the ESC); Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006; Paper Number:1314

- Objetivo: Examinar diferencias en los resultados obtenidos por los métodos de fuerza horizontal equivalente, superposición modal y análisis cronológico.
- Procedimiento: Se consideran dos series de edificios (de 6 y 12 pisos), cada una de las cuales tiene un edificio simétrico, uno semisimétrico y uno asimétrico en planta. Cada uno de estos edificios es modelado en SAP2000 y sometido a las aceleraciones registradas para la componente N-S en el sismo de Kocaeli, Turquía en agosto de 1999.
- Resultados: Por lo general, se encuentra que los resultados obtenidos por fuerza lateral equivalente son mucho mayores que los obtenidos con los otros métodos, particularmente cuando se encuentran irregularidades en la estructura.
- Conclusiones: La ventaja principal de los métodos dinámicos es que fueron capaces de estimar las respuestas máximas de desplazamiento. Por ende, deben ser determinadas por estos métodos. Adicionalmente, los cortantes en cada piso obtenidos por superposición modal y análisis cronológico casi coinciden en el caso de edificios de 6 pisos, y son cercanos en edificios de 12 pisos. Por lo tanto, para casos que no incluyan estructuras especiales el análisis modal espectral debería ser suficiente.

1.4.7.4 Linear Time-History Analysis for EC8 design of CBF structures (Di Cuia, y otros, 2017)

Autores y Publicación: Alessia Di Cuia, Luca Lombardi, Flavia De Luca, Raffaele De Risi, Silvia Caprili y Walter Salvatore; Procedia Engineering 199 (2017) 3522–3527

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

- **Objetivos:** Validar el Análisis cronológico lineal como método para pórticos de riostras concéntricas y para su implementación en el código EC-8 como método de diseño en casos de irregularidad estructural o cercanía a la fuente.
- **Procedimiento:** Se diseña un edificio típico de pórticos de riostras concéntricas 5 pisos, a la cual se le aplica el espectro de respuesta local y una familia de 7 acelerogramas
- **Conclusiones:** El presente método ayuda en casos como este donde el uso del análisis modal espectral carece de precisión. Este método permite una reducción significativa de la riostra a costa de aumentar el factor de sobrerresistencia lo que lleva, en algunos casos, a aumentar la sección de las columnas.

1.4.7.5 Performance-based Seismic Design of an Irregular Tall Building — A Case Study (Özuygur, 2016)

Autor y Publicación: Ali Ruzi Özuygur; Structures 5 112-122, febrero de 2016

- **Objetivos:** Diseñar un edificio residencial de 50 pisos en concreto reforzado de acuerdo con el Código de diseño sísmico preliminar para edificios altos en Estambul que adopta el diseño basado en desempeño
- **Procedimiento:** Se escogió de acuerdo con los planos arquitectónicos el sistema estructural, y luego el material y las cargas verticales. Posteriormente, de acuerdo con la amenaza se hizo análisis modal espectral para obtener la fuerza sísmica de diseño. Con todo esto se realizó el diseño lineal de la estructura, y sobre este se evaluó la carga por viento. Una vez hecho el diseño lineal, se procede a crear un modelo según los parámetros establecidos, y en este se corre un análisis cronológico no lineal para obtener el desempeño sísmico de la estructura
- **Resultados:** Se obtuvieron valores para desplazamientos laterales, derivas, esfuerzos por compresión y tensión, fuerzas axiales y cortantes y rotaciones en vigas como representativos de del desempeño sísmico general de la estructura
- **Conclusiones:** Se completó el diseño a pesar de las dificultades de la irregularidad en planta impuesta por el plano arquitectónico. Se pide poner atención especial a las demandas por cortante y axial impuestas a los muros y vigas.

1.4.7.6 Seismic performance of R/C plane frames irregular in elevation (Athanassiadou, 2008)

Autor y publicación: C.J. Athanassiadou. Engineering Structures Volume 30, Issue 5, May 2008, Pages 1250-1261.

- **Objetivo:** Evaluar el desempeño sísmico de estructuras de pórticos de concreto reforzado de varios pisos con irregularidades geométricas de acuerdo con las disposiciones del Eurocódigo 8, examinando la influencia de la ductilidad de diseño en el comportamiento sísmico.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

- **Procedimiento:** Se diseñan seis estructuras de 10 pisos, 3 de ductilidad alta y 3 de ductilidad media, con el mismo material y movimiento sísmico. En los 3 edificios de cada tipo se incluye uno regular en altura, uno con irregularidad geométrica en dos pisos y otro con irregularidad geométrica en cuatro pisos. Así mismo, se analizó el costo de los materiales para cada clase de ductilidad. Además, los edificios seleccionados fueron sometidos a los movimientos obtenidos de una familia de 8 acelerogramas, con los cuales se hizo análisis estático no lineal (push over) y análisis cronológico no lineal.
- **Conclusiones:** Se determinó que el costo del refuerzo no cambia de manera considerable con el nivel de ductilidad ya que cuando de uno a otro aumenta el refuerzo transversal, disminuye el longitudinal y viceversa. Ambas clases de ductilidad funcionaron satisfactoriamente. En el caso de la distribución de fuerzas laterales, el análisis pushover no logra simular efectos de modos altos en la estructura, que ganan significancia a medida que la estructura se vuelve más irregular. Por lo tanto, este análisis no se recomienda para estructuras irregulares en altura.

1.4.7.7 Comparative Study of the Static and Dynamic Analysis of Multi-Storey Irregular Building (Bagheri, Firoozabad, & Yahyaei, 2012)

Autores y Publicación: Bahador Bagheri, Ehsan Salimi Firoozabad, y Mohammadreza Yahyaei; International Journal of Civil, Environmental, Structural, Construction and Architectural Engineering Vol:6, No:11, 2012

- **Objetivo:** Estudiar el comportamiento sísmico de un edificio de concreto reforzado, analizando la estructura usando los métodos de la fuerza horizontal equivalente, análisis cronológico y espectro de respuesta.
- **Procedimiento:** Modelación de edificio irregular de 20 pisos en ETABS y SAP2000, y análisis utilizando el espectro de respuesta dado en la norma india (IS 1893) y dos registros de acelerogramas.
- **Resultados:** La diferencia entre los desplazamientos aumenta gradualmente con la altura. El análisis estático da mayores valores de desplazamiento máximo en los pisos en ambas direcciones que los demás métodos.
- **Conclusiones:** El análisis cronológico es una herramienta efectiva para obtener el desempeño sísmico de una estructura si se selecciona un movimiento de diseño adecuado. Para estructuras importantes, el análisis cronológico debe ser realizado siempre ya que este predice la respuesta sísmica de manera más acertada que los demás métodos. Los valores arrojados por el análisis estático son antieconómicos, al ser más altos que los del análisis dinámico.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

2 PROCEDIMIENTO

2.1 ETAPA 1: SELECCIÓN DE CASOS DE ESTUDIO

- Preguntar a diferentes ingenieros calculistas por la facilitación de edificios que posean algún tipo de irregularidad para obtener una preselección de posibles casos de estudio. Esto se hace porque se busca que el estudio se desarrolle alrededor de una estructura que se encontraría en la realidad.
- Elegir el caso de estudio final de acuerdo con las alternativas que se consigan, considerando los tipos de irregularidad que se deseen evaluar

2.2 ETAPA 2: SELECCIÓN DE MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO

- Una vez seleccionadas las estructuras, ubicarlas dentro de la microzonificación sísmica del Municipio de Medellín o del Área Metropolitana del Valle de Aburrá según corresponda. Al hacer esto, se tiene acceso al conocimiento del comportamiento sísmico del suelo donde se localiza el edificio.
- Construcción del espectro de diseño que se utilizaría para el diseño del edificio según los lineamientos de la NSR-10 y la información suministrada por los estudios de microzonificación locales. Con el espectro obtenido de este proceso, es posible realizar el análisis modal espectral.
- Selección de familias de acelerogramas de acuerdo con los criterios mencionados en el presente trabajo. Según lo establecido por la NSR-10, el mínimo de registros a utilizar debe ser de tres, pero si se utilizan siete o más registros es posible utilizar valores menos conservadores al haber menos incertidumbre. La búsqueda de los registros puede ser realizada mediante bases de datos disponibles de manera abierta en internet o a la creación de registros simulados a partir del espectro construido en el paso anterior
- Asegurar el ajuste de los acelerogramas seleccionados al espectro, de acuerdo con lo mencionado en el presente trabajo y en el numeral A.2.7 de la norma.

2.3 ETAPA 3: APLICACIÓN DE MÉTODOS ANÁLISIS SÍSMICO

- De acuerdo con el caso de estudio seleccionado, definir las diferentes cargas que dependen de estos parámetros. De igual manera, definir el sistema estructural usado con su capacidad de disipación de energía.
- Elaboración de modelo de la estructura en SAP2000, sobre el cual se realiza el análisis sísmico.
- Verificación de las propiedades de la estructura modelada, como el período y la distribución de la masa

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

- Introducción de cargas gravitacionales y de las cargas sísmicas de acuerdo con los movimientos de diseño hallados en la etapa anterior. Incluye elaboración de combinaciones de carga consideradas para el diseño de los elementos.
- Realización del análisis modal, considerando el modelo verificado y los movimientos de diseño definidos.
- Realización del análisis cronológico considerando el modelo verificado y los movimientos de diseño definidos.
- Antes de proceder al diseño de los elementos, evaluar la respuesta obtenida en el modelo en términos de derivas, y asegurarse de que cumplan con lo que establece la norma.
- Elaborar las combinaciones de carga de acuerdo con lo establecido en el título B de la norma, y obtener en el modelo las fuerzas y momentos de reacción resultantes de la aplicación de estas. Considerar coeficiente de capacidad de disipación para la reducción de las fuerzas sísmicas.

2.4 ETAPA 4: COMPARACIÓN DE RESULTADOS

- Después de correr los análisis, hacer la comparación de los diferentes resultados arrojados por cada uno, especialmente de la deriva y de las fuerzas de diseño.
- Hacer un análisis estadístico de los resultados obtenidos para los diferentes registros de acelerograma, tanto en derivas como en fuerzas de diseño
- Analizar el impacto económico de los cambios en las fuerzas de diseño, estableciendo relaciones entre la cantidad de acero utilizado y la fuerza de diseño considerada

3 ETAPA 1: SELECCIÓN DE CASOS DE ESTUDIO

3.1 OBTENCIÓN DE PLANOS ESTRUCTURALES Y DESCRIPCIÓN DEL CASO DE ESTUDIO

Se contactó a diferentes ingenieros calculistas con el fin de solicitar planos de edificaciones reales con irregularidades. Como resultado de esta etapa, se logró conseguir los planos estructurales correspondientes a un edificio de 24 pisos con dos sótanos, y una altura desde el nivel de fundación hasta la superficie de la cubierta de 90,8 m, que presenta una irregularidad en planta del tipo 2P, que corresponde a retrocesos en una de las esquinas del edificio. En cuanto a irregularidades en altura, el edificio cuenta con una irregularidad geométrica, del tipo 3A, ya que en el segundo piso cuenta con un área de terraza, así como con varios retrocesos en los últimos pisos, lo cual puede verse en las diferencias entre las plantas mostradas en la Figura 13. La estructura cuenta con una capacidad moderada de disipación de energía (DMO).

El edificio está ubicado dentro del municipio de Medellín en la comuna 14, El Poblado, en el barrio de Santa María de los Ángeles. Entre la Figura 8 y la Figura 12 se pueden observar las diferentes plantas de los pisos que componen el edificio.

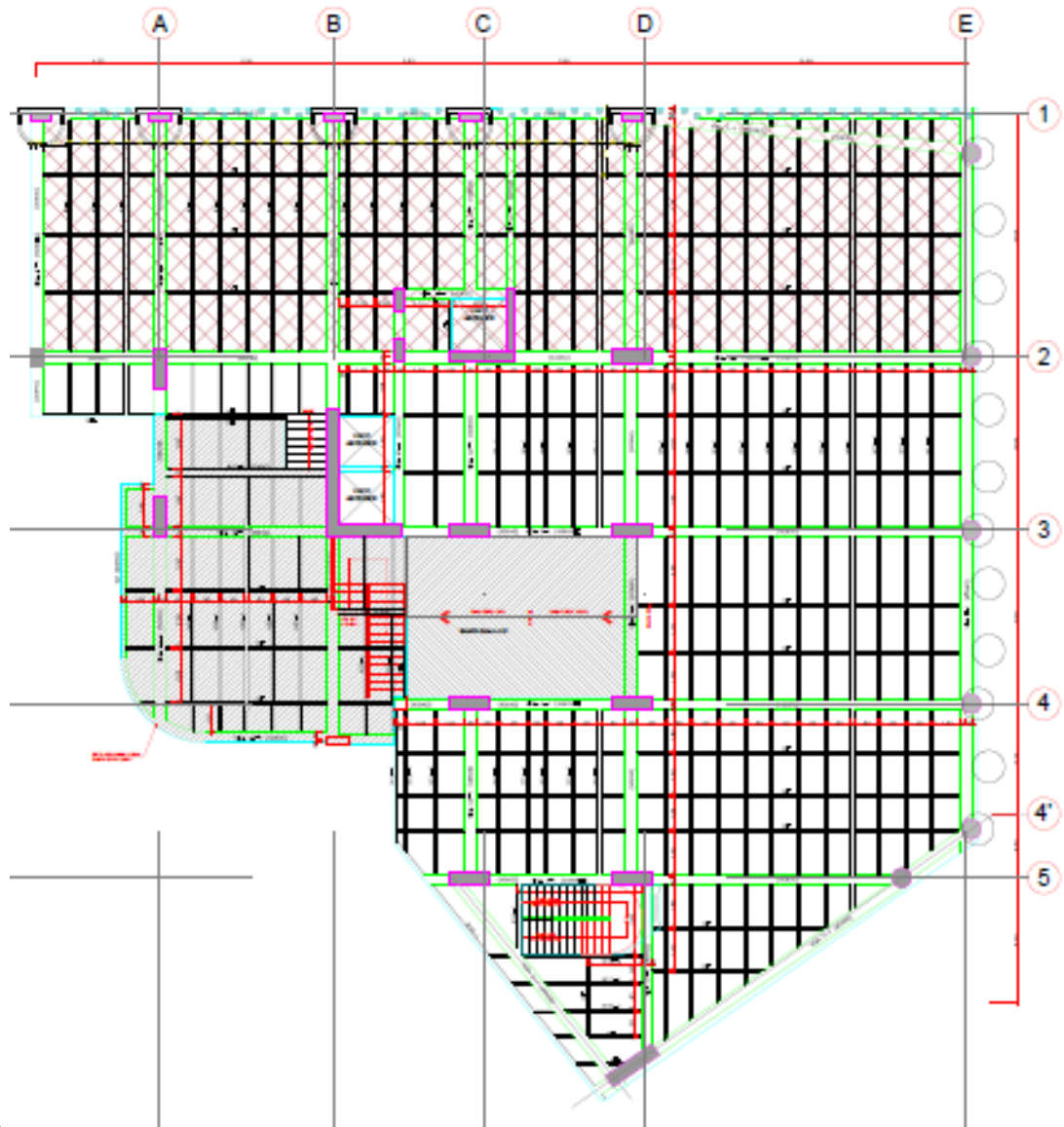


Figura 8. Vista en planta del Sótano

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



Figura 9. Vista en planta del Piso 1

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

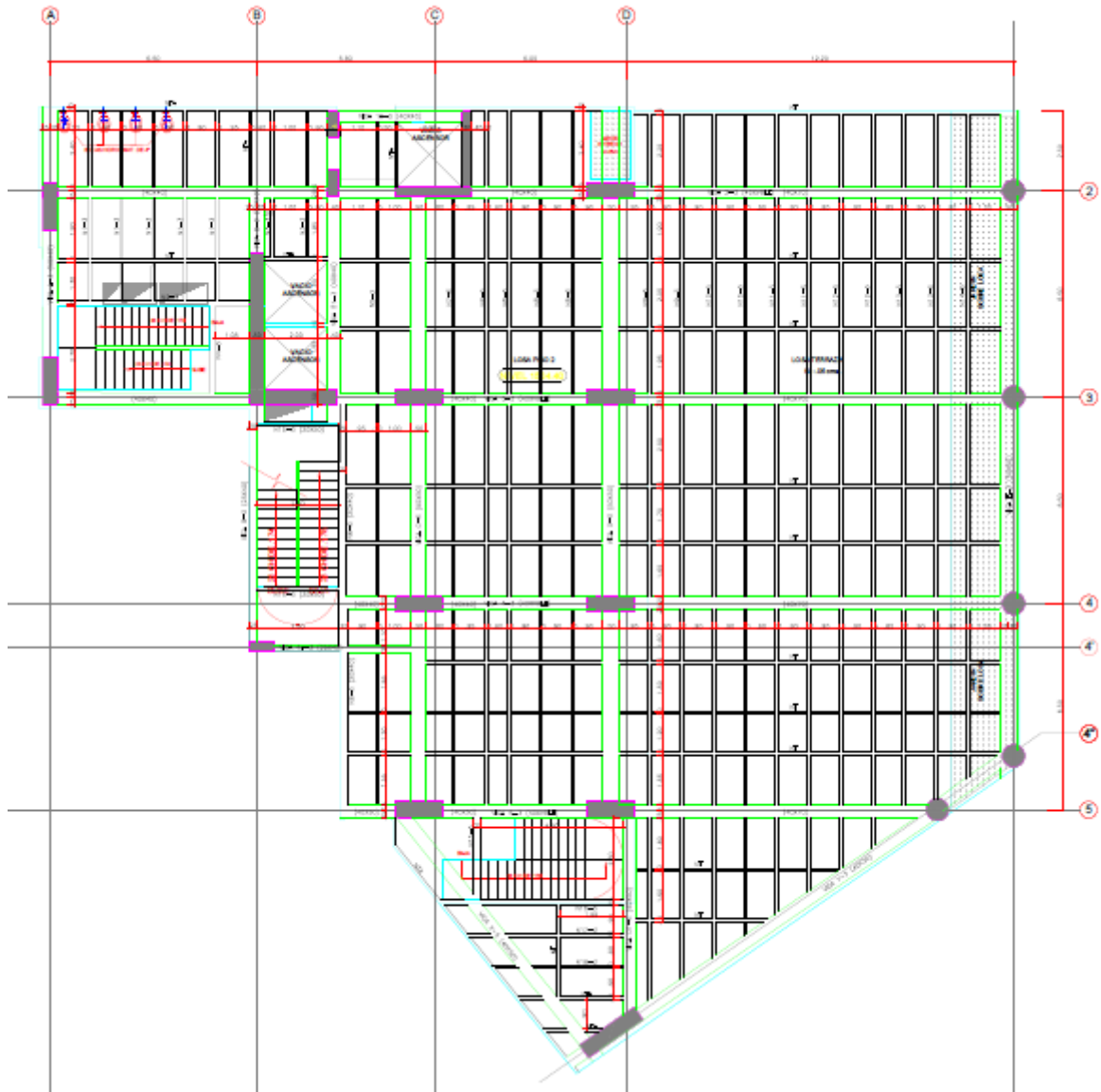


Figura 10. Vista en planta del Piso 2

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

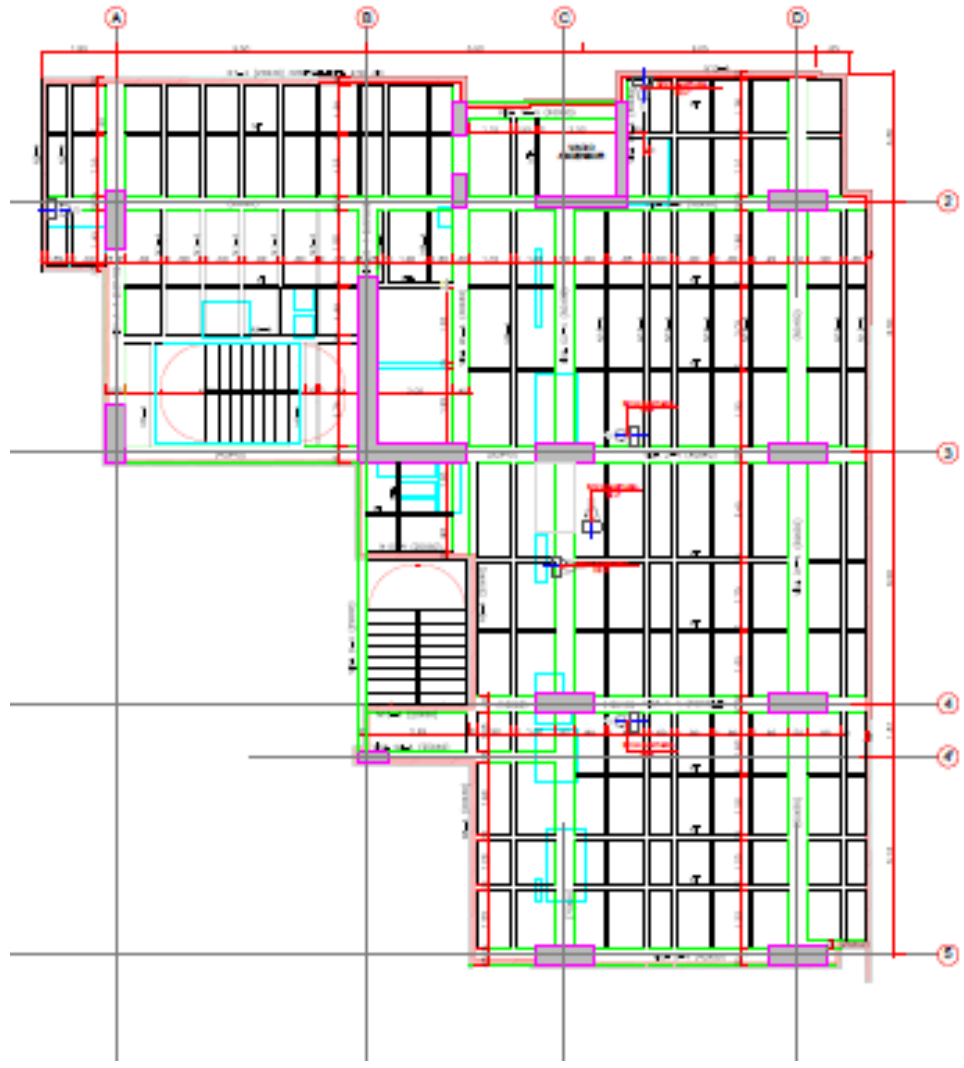


Figura 11. Vista en planta del piso típico 2 (Pisos 7, 12 y 17)

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

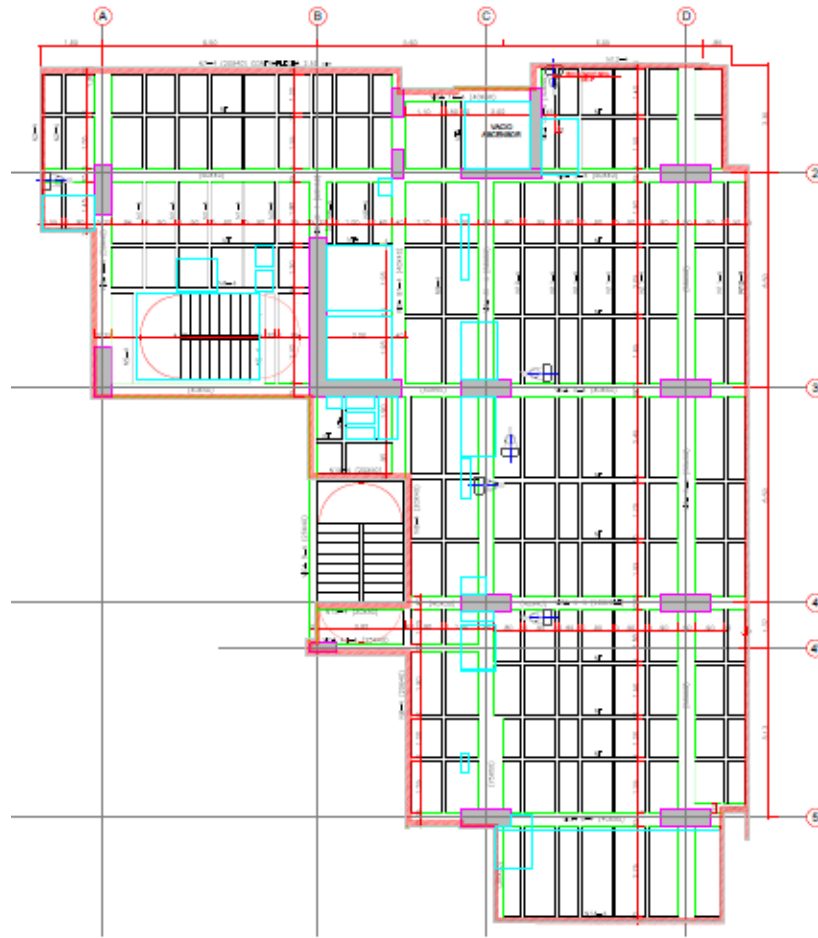


Figura 12. Vista en planta del piso típico 1 (pisos 4 a 6, 8 a 11, 13 a16 y 18 a 21)

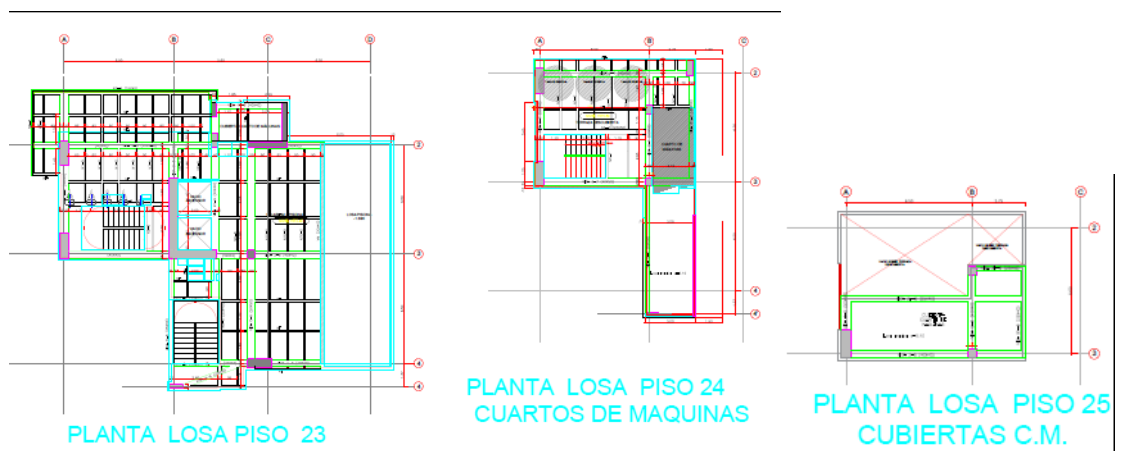


Figura 13. Vista en planta de piso 23, piso 24 y piso 25 (cubierta)

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Conocer la ubicación del edificio es importante para la definición de ciertos aspectos del comportamiento esperado de los sismos que probablemente deberá soportar la estructura durante su vida útil. Por ejemplo, el hecho de estar ubicada en el municipio de Medellín significa que los parámetros A_a y A_v son 0,15 y 0,20, respectivamente.

Contar con planos de la estructura permite conocer una variedad de datos de entrada necesarios para realizar los pasos del análisis sísmicos de la estructura en el presente proyecto. Por ejemplo, las especificaciones de los planos estructurales permiten conocer datos como el grupo de uso del edificio (para el cual se elige grupo I, de vivienda), el grado de disipación de energía (DMO – moderado), la zona de amenaza sísmica (que será zona intermedia) y el tipo de suelo sobre el que se funda la estructura (Perfil tipo C según la clasificación de la NSR-10).

4 ETAPA 2: SELECCIÓN DE MOVIMIENTOS DE DISEÑO

Como lo indica la NSR-10 (numeral A.2.1.1), para el diseño sísmico de la estructura deben utilizarse los movimientos sísmicos de diseño definidos en el capítulo A.2 de la misma, los cuales se pueden expresar por medio del espectro elástico de diseño (definido en el numeral A.2.6) o por medio de una familia de acelerogramas (que cumplan los requisitos del numeral A.2.7).

Por otra parte, cómo se indica en la definición del análisis dinámico cronológico (numeral A.5.5.2 de la NSR-10) deben determinarse las respuestas máximas de las deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de pisos, cortante en la base y fuerzas en los elementos para el conjunto de registros de la familia de acelerogramas requerida por el A.2.7.1.

El A.2.7.1 de la NSR-10 los requisitos que deben cumplir los acelerogramas que se utilicen para los procedimientos de análisis dinámico. Entre estos requisitos, el numeral (c) habla de los que deben cumplir los espectros de respuesta de dichos acelerogramas, basado en la comparación entre las ordenadas de éste y del movimiento de diseño esperado, que es el espectro de diseño definido en A.2.6.

Por esta razón, cuando se realice un análisis dinámico, no importa de qué tipo, es necesario tomar como punto de partida el espectro de diseño definido por la NSR-10

4.1 DEFINICIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO

4.1.1.1 Según NSR-10

Para tener el espectro de diseño construido según indicaciones de la NSR-10, lo que se debe hacer es reemplazar los valores específicos del caso para cada uno de los parámetros en las ecuaciones presentadas en el capítulo A.2.6.

Para la elaboración del espectro se usaron valores de acuerdo con las características de amenaza regional, perfil de suelo e importancia del edificio definidos en el capítulo 3.1. Los valores utilizados son los siguientes:

- $A_a=0,15$
- $A_v=0,2$
- $F_a=1,2$
- $F_v=1,6$
- $I=1$

En la Figura 14 se puede apreciar el resultado, que consiste en la gráfica de la función definida para el espectro de diseño en la sección A.2.6.1 de la norma.

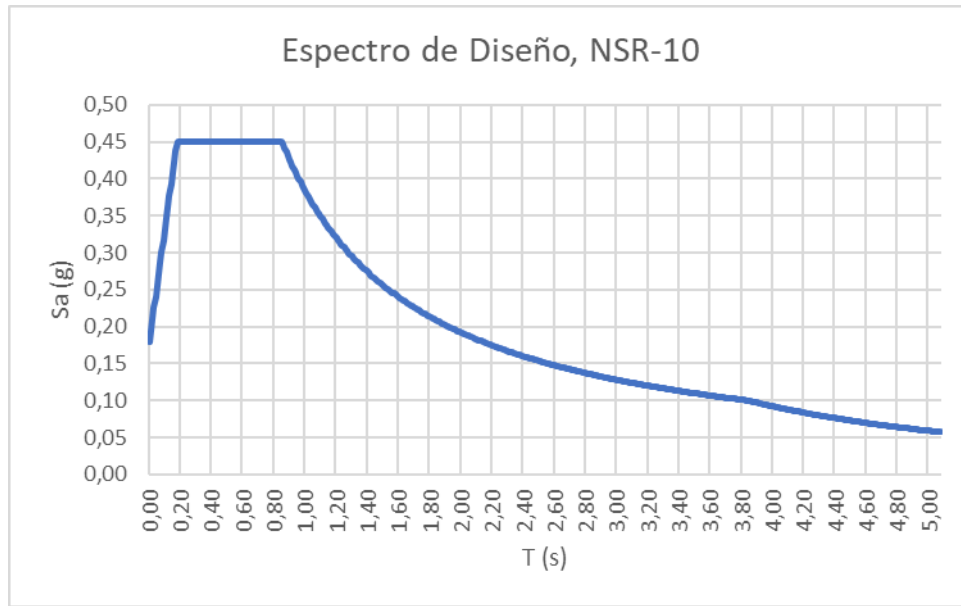


Figura 14. Espectro de diseño obtenido de acuerdo con el capítulo A.2 de la NSR-10

En el espectro de diseño pueden observarse dos zonas de períodos, clasificadas de acuerdo con la definición de la función del espectro. Primero, se distingue una zona de períodos cortos, que comprende los períodos entre 0 y 3,85 segundos, e incluye la meseta de aceleraciones constantes entre 0,10 y 0,85 segundos. Después de esta, hay una zona de períodos largos, que incluye los períodos de 3,85 segundos en adelante.

De esta manera, se concluye la construcción del espectro de diseño, que no sólo puede ser usado para llevar a cabo el análisis modal espectral en la estructura, sino que además será la base sobre la cual se hará la selección de los acelerogramas, como lo indica el A.2.7 de la norma.

4.1.1.2 Según Microzonificación Sísmica

De acuerdo con el capítulo A.2.9., las autoridades municipales están facultadas para expedir una reglamentación de carácter obligatorio que sustituya lo indicado en las secciones A.2.4 y A.2.6 de la NSR-10, que corresponden a la definición de los efectos locales y del espectro de diseño.

En el presente caso de estudio, se puede recurrir a la información presentada en la microzonificación sísmica del área urbana de Medellín, que presenta espectros de diseño diferentes para 14 zonas homogéneas distinguidas por las características de los suelos en ellas (Departamento Administrativo de Planeación, 2011). La ubicación del edificio es en la zona 14 de las definidas, a la cual corresponde el espectro mostrado en la Figura 15

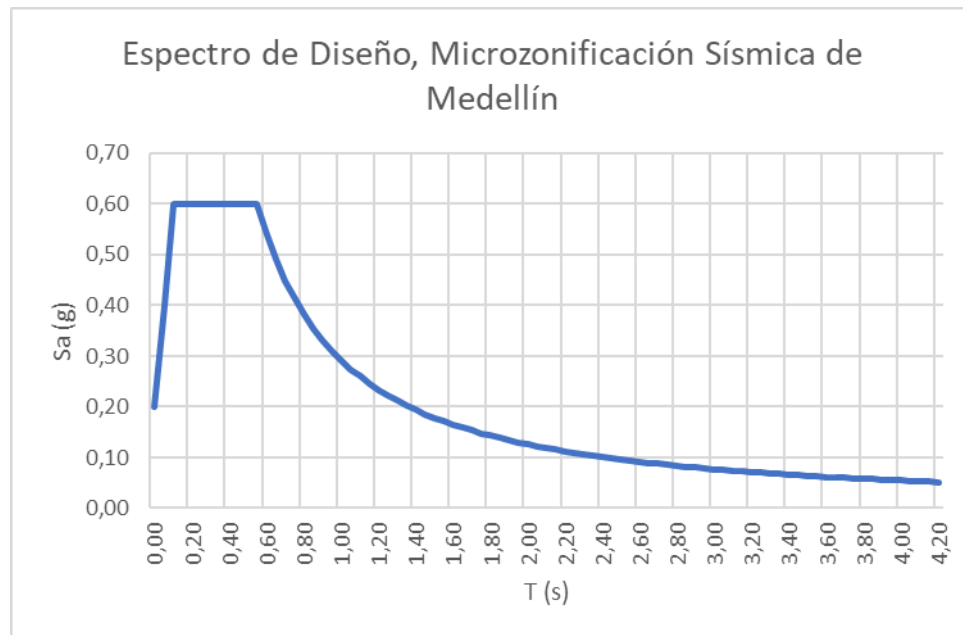


Figura 15. Espectro de diseño dado por la Microzonificación sísmica del Área Urbana de Medellín

En el espectro pueden observarse que la meseta de aceleraciones constantes está comprendida entre los 0,10 y 0,55 segundos, donde la aceleración espectral máxima es de 0,6g.

4.1.1.3 Espectro seleccionado

Entre los dos espectros construidos en los numerales anteriores, se seleccionará para el presente trabajo el correspondiente al estudio de la microzonificación sísmica del Municipio de Medellín (Departamento Administrativo de Planeación, 2011), ya que los parámetros presentados son fruto de un estudio específico de los suelos en las diferentes zonas de la ciudad, debido a lo cual se espera que los valores dados en este estudio sean más representativos de la situación del caso de estudio que los valores dados en la NSR-10.

El espectro seleccionado será utilizado en la realización del análisis modal espectral y en la selección de los acelerogramas que se utilicen para el análisis cronológico.

4.2 SELECCIÓN DE ACELEROGRAMAS A UTILIZAR

Debido a que el 16.2 de la ASCE 7-16 y el A.2.7.1 de la NSR-10 cubren tipos de análisis diferentes, se presenta cierta variación en los criterios que muestran uno y otro.

En el caso de la ASCE 7-16, para cada espectro objetivo (que se puede tener más de uno), se deben seleccionar 11 registros, los cuales deben contener pares de componentes ortogonales y, en el caso de que se considere, su componente vertical.

Los movimientos de diseño deben ser seleccionados de eventos con el mismo “régimen tectónico” (se entiende como comportamiento general de los sismos que pueden ocurrir en

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

la región) y deben tener las mismas magnitudes y distancias de falla de las que deriva el espectro objetivo. Para sitios cercanos a la falla, donde el espectro puede mostrar efectos propios de esta condición, se debe escoger un número de registros que corresponda a la probabilidad de que la estructura sufra estos efectos.

En el caso de no hallar suficientes registros que se ajusten a los requisitos, la norma permite complementar con registros simulados de las mismas características requeridas.

4.2.1 Parámetros sismológicos de selección de registro

Para la selección de los acelerogramas, es necesario tener conocimientos de la amenaza sísmica en la región donde se hará el estudio, esto es, cuáles serían los posibles sismos que podrían afectar la región, y de dónde vienen éstos. Esto se hace con el fin de definir los parámetros con los que debe cumplir cada registro seleccionado.

Las especificaciones de la norma colombiana implican definir un escenario sísmico en términos de magnitud, distancia y mecanismo de ruptura. La definición de tal escenario requiere el conocimiento de la amenaza en el sitio de análisis mediante un estudio de amenaza sísmica determinístico, en donde el sismo de diseño es claramente identificado; o mediante los resultados de un estudio de amenaza sísmica probabilístico, en donde es necesario efectuar una desagregación para obtener los escenarios sísmicos que más contribuyen a la amenaza del sitio (Acevedo, 2012)

Como especifica (Acevedo, 2012) los parámetros que pueden ser usados como criterios de elección son, en orden de importancia: magnitud, distancia, tipo de suelo y mecanismo de ruptura.

Para la magnitud y distancia, es necesario remitirse a la información que se tiene sobre la amenaza sísmica en la región. En el presente trabajo se decidió tomar como referencia la Microzonificación Sísmica del Valle de Aburrá (Área Metropolitana, 2006), donde se realiza un estudio de amenaza sísmica para cada uno de los municipios de la región, tanto probabilístico como determinístico. Para conocer los parámetros se decide tomar la desagregación de la amenaza sísmica mostrada para aceleración pico efectiva (PGA) del suelo y para períodos de 1 segundo, para un período de retorno de 475 años, que es el que se refleja en el espectro de diseño, y que se ve en la Figura 16 y la Figura 17

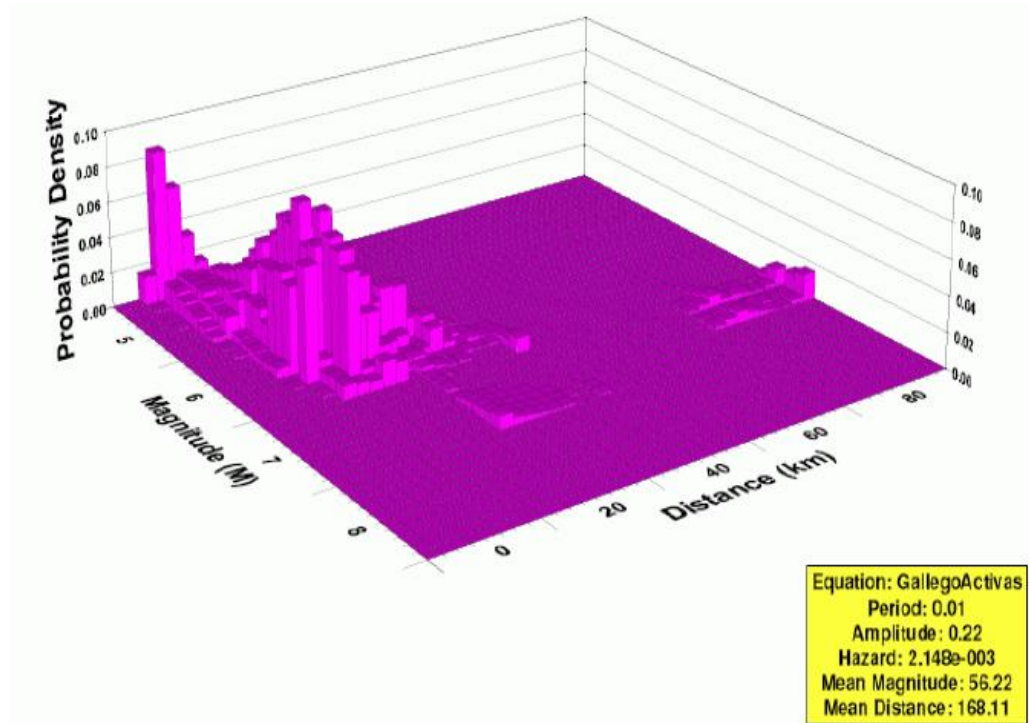


Figura 16. Disgregación de la amenaza sísmica para PGA (aceleración pico efectiva) y para un período de retorno de 475 años en el Municipio de Medellín (Área Metropolitana, 2006)

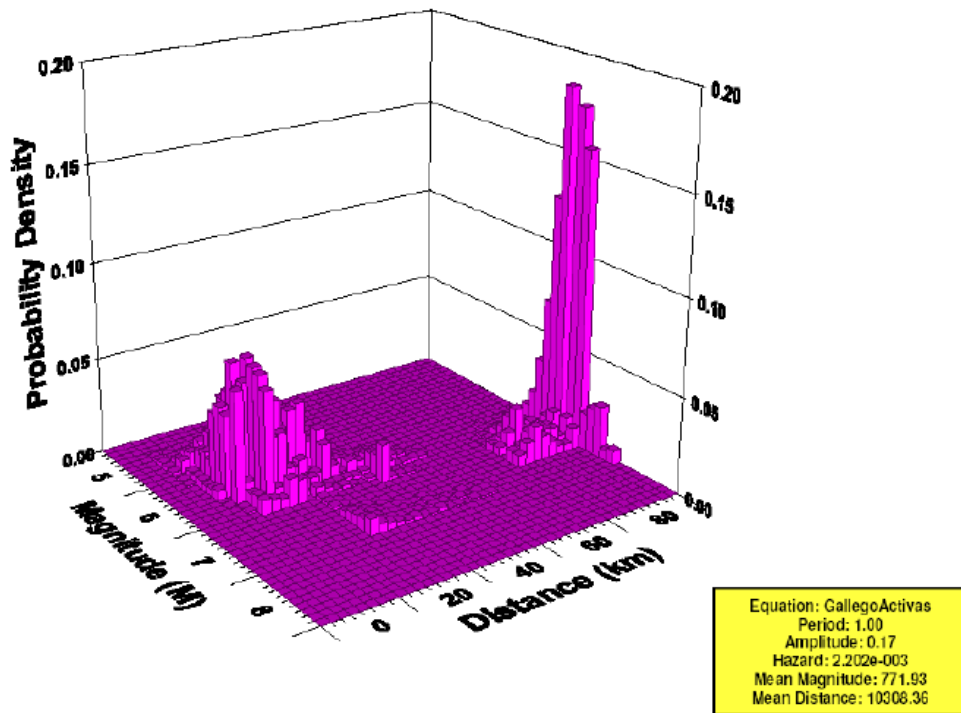


Figura 17. Disgregación de la amenaza sísmica para $T = 1$ s y para un período de retorno de 475 años (Área Metropolitana, 2006)

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Basándose en las disgregaciones, se puede notar que la mayor amenaza se encuentra para sismos en Envigado y en zonas cercanas se da a 100 km o más de distancia para sismos de Magnitud 7.2 a 7.4, y a entre 15 y 20 km para sismos de 6.4 a 6.5 de Magnitud.

Una vez definidos los pares distancia-magnitud necesarios, es posible introducir estos parámetros en los buscadores de las diferentes bases de datos. No obstante, puede suceder que luego de aplicar estas restricciones cumplan suficientes registros, por lo cual es posible aplicar aún más filtros. Para esto, se revisó el tipo de falla que presenta cada una de las fallas cercanas a Medellín incluidas en la Microzonificación, y se encontró que la mayoría de estas son de tipo inverso o en rumbo. Este es otro parámetro que puede ser incluido en la búsqueda para obtener resultados más acordes al régimen tectónico que controla la amenaza sísmica en Valle de Aburrá.

4.2.2 Selección de registros en base de datos

Con estos rangos, es posible hacer una búsqueda en una de las bases de datos que existen en Internet. Para los registros que se usarán en el trabajo, se decidió utilizar la NGA-West2 Ground Motion Database, del Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) de la Universidad de California en Berkeley, que contiene registros de todo el mundo de diferentes regímenes sísmicos.

Al entrar a la base de datos, lo primero que se pide es el espectro objetivo, que puede ser generado a partir de distintos modelos, incluyendo un “User Defined Spectrum”, donde es posible subir un archivo donde se representen varios puntos de la gráfica del espectro que se va a tomar como objetivo. En este caso, se elige esa opción y se cargan a la página los puntos del espectro diseñado en la sección 4.1.1.2, cómo se muestra en la Figura 18.

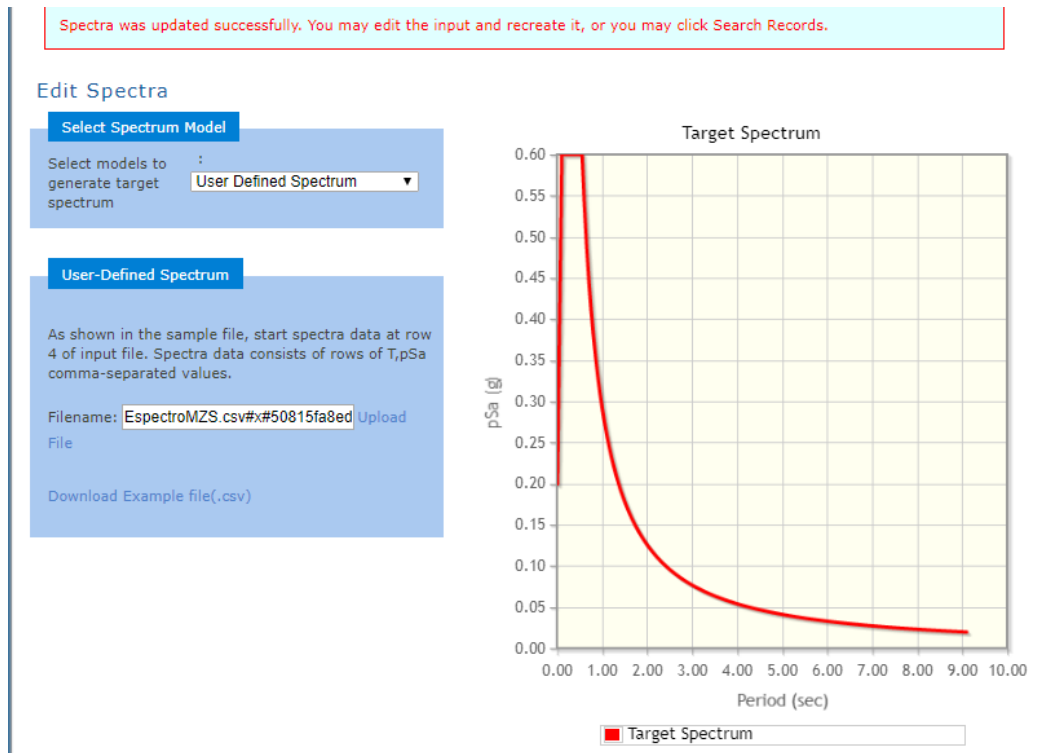


Figura 18. Selección de espectro objetivo en base de datos

Una vez cargado el espectro, es posible realizar la búsqueda según los parámetros descritos anteriormente. Para este caso se decidió realizar dos búsquedas con los parámetros mostrados en la Tabla 2.

Tabla 2. Parámetros de búsqueda de registros de acelerograma en la base de datos NGA West2

Parámetro	Primera Búsqueda	Segunda Búsqueda
Magnitude	7.1 - 7.4	6.4 – 6.6
R_JB (km) (distancia; max,min)	100 - 150	15 - 20
Fault Type (tipo de falla)	SS + Reverse (Rumbo + Inversa)	SS + Reverse (Rumbo + Inversa)

Además de la búsqueda, la NGA-West2 da la oportunidad de escalar los registros con respecto al espectro objetivo cargado. Para esto, se introduce una función de peso, la cual se utiliza para hallar un factor por el cual se multiplican las ordenadas del registro, de tal manera que el espectro de respuesta correspondiente al mismo tenga el menor error cuadrado posible respecto al espectro objetivo cargado dentro de un rango de períodos (Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2010). El rango de períodos introducido en la función de peso se determina de acuerdo con el numeral c de la sección A.2.7.1 de la NSR-10, que indica que las ordenadas del espectro de respuesta correspondiente al registro deben ser al menos el 80% de las ordenadas correspondientes en el espectro de

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

diseño entre 0,8T y 1,2T, y que el promedio de las ordenadas espectrales del acelerograma entre 0.2T y 1.5T debe ser mayor que el promedio correspondiente en el espectro de diseño y el período de, siendo T el período fundamental de la estructura evaluada. Para el caso de estudio, como se puede observar en la descripción, se estima un período fundamental de 4,3 segundos, por lo cual en la función de peso se tomarán los períodos entre 3,44 y 5,16 segundos (0,8T y 1,2T) y 0,86 y 6,45 segundos (0,2T y 1,5T). Para el cálculo de la escala se le dará un peso de 2 al rango entre 2,4 y 3,6 segundos, y 1 a los períodos restantes entre 0,6 y 4,5 segundos.

Para el presente proyecto se decidió utilizar ocho registros de acelerograma, cantidad superior a los siete que constituyen el mínimo desde el cual se permite utilizar el resultado promedio de los resultados dados con todos los registros en vez de los máximos.

En la Figura 19 se puede observar la interfaz de búsqueda de la base de datos utilizada, en la cual se puede observar la función de peso para el cálculo del error en la esquina inferior derecha.

Edit Search

Load Sample Input Values Clear Input Values

Search

These characteristics are defined in the NGA-West2 Flatfile. You need to re-run Search when any of these parameters are updated.

Record Characteristics:

RSN(s) : 833,5824,1638,17 RSN1,...RSNn

Event Name :

Station Name :

Search Parameters:

Fault Type : All Types ▼

Magnitude : min,max

R_JB(km) : min,max

R_rup(km) : min,max

Vs30(m/s) : min,max

D5-95(sec) : min,max

Pulse : Any Record ▼

Additional Characteristics:

Max No. Records : (<=100)

Initial ScaleFactor : min,max

Suite

Spectral Ordinate : SRSS ▼

Damping Ratio : 5% ▼

Suite Average : Arithmetic ▼

Scaling

Scaling Method : Minimize MSE ▼

MSE = Computed Weighted Mean Squared Error of record, and suite average, wrt target spectrum.

Weight Function

Used in both search and scaling when computing MSE. Values can be updated for rescaling. Intermediate points are interpolated with $W = f_{\text{xn}}(\log(T))$

Period Points : 0.86, 3.4399, 3.44, 5 (T1,T2, ... Tn)

Weights : 1,1,2,2,1,1 (W1,W2, ... Wn)

Figura 19. Pantalla de búsqueda de la base de datos

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

En la Figura 20 se muestran los registros que finalmente fueron seleccionados, junto con información del evento sísmico al que corresponden y del lugar donde se llevaron a cabo. En una de las columnas se observa el valor por el cual deberán escalarse los registros una vez estos sean aplicados dentro del modelo.

Record Seq. #	MSE	Scale Factor	Tp(s)	D5-75(s)	D5-95(s)	Arias Intensity (m/s)	Event	Year	Station	Mag	Mechanism	Rjb(km)	Rrup(km)
164	0.0258	1.0439	-	19.7	36.4	1.3	Imperial Valley-06	1979	Cerro Prieto	6.53	strike slip	15.19	15.19
587	0.0684	0.7156	-	3.8	8.4	0.7	New Zealand-02	1987	Matahina Dam	6.6	Normal	16.09	16.09
719	0.0464	1.0979	-	10.6	14.3	0.3	Superstition Hills-02	1987	Brawley Airport	6.54	strike slip	17.03	17.03
833	0.0911	1.0212	-	22.3	27.7	0.1	Landers	1992	Anaheim - W Ball Rd	7.28	strike slip	144.9	144.9
1601	0.1107	6.9735	-	27.7	36.8	0.0	Duzce, Turkey	1999	Aslan R.	7.14	strike slip	130.8	130.81
1638	0.1429	4.1669	-	5.7	8.5	0.0	Manjil, Iran	1990	Tehran - Building & Housing	7.37	strike slip	174.55	174.55
1784	0.1301	1.7563	-	17.3	39.2	0.2	Hector Mine	1999	Frink	7.13	strike slip	118.5	118.5
5824	0.0553	5.8059	-	25.7	38.7	0.0	El Mayor-Cucapah, Mexico	2010	CICESE	7.2	strike slip	118.4	118.4

Figura 20. Resultados de la búsqueda realizada

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

5 ETAPA 3: ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA

5.1 PROGRAMA DE DISEÑO ESTRUCTURAL Y GENERALIDADES DEL MODELO

Debido a la disponibilidad de este en las instalaciones de la Universidad EIA y a que cuenta con las herramientas para modelar el comportamiento del material y de la estructura que se busca reflejar, El programa SAP2000 será la plataforma con la cual se llevarán a cabo los análisis que se describen en el presente capítulo.

En cuanto al modelo, de acuerdo con el capítulo A.5.2 de la NSR-10, este debe describir la distribución espacial de la masa y de la rigidez en toda la estructura. En el presente caso de estudio, el procedimiento a utilizar será el de “Modelo tridimensional con diafragma rígido, como es descrito en el numeral A.5.2.1.1 de la norma. Este tipo de modelo consiste en que las masas aferentes a cada nodo pueden desplazarse y girar en cualquier dirección horizontal y vertical, y que la rigidez del sistema de resistencia sísmica se describe tridimensionalmente. En la Figura 21 y la Figura 22 se pueden observar algunos resultados de la construcción del modelo en el software.

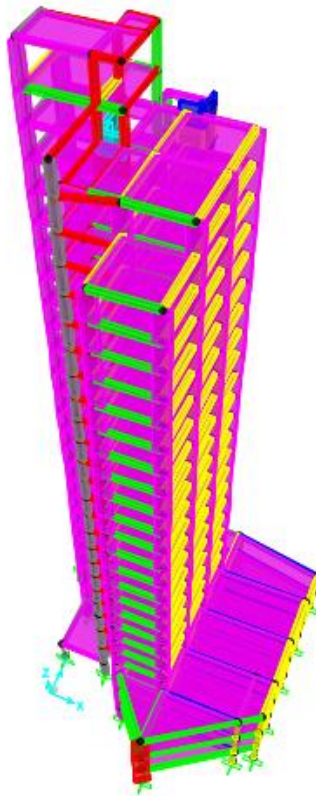


Figura 21. Vista en 3D del modelo de la estructura en el programa SAP2000

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

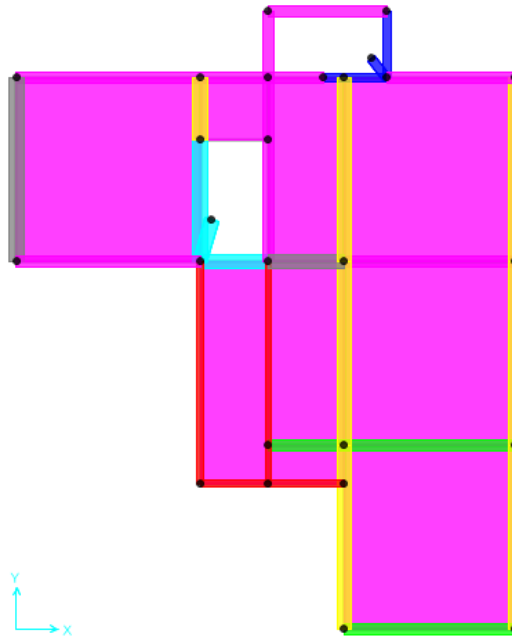


Figura 22. Vista en planta de la modelación del piso típico 1

5.2 CALIBRACIÓN DE MASAS EN EL MODELO

Debido a que el presente trabajo se centra en análisis dinámico, uno de los aspectos más importantes a la hora de modelar es la calibración de las masas que se deben representar en el modelo. Como se indica en el capítulo A.5.2.2., las masas de la edificación utilizadas en el análisis dinámico deben ser representativas de las masas que existirán en la edificación, y la distribución de las masas debe representar la distribución real de las distintas masas en la edificación.

Como se indica en los capítulos A.4 y A.5 de la norma, la masa total de la edificación “debe ser igual a la masa total de la estructura más la masa de aquellos elementos tales como muros divisorios y particiones, equipos permanentes, tanques y sus contenidos, etc.”.

Por esta razón, en la asignación de las masas el modelo se consideró el área de cada piso y dos cargas por área que representarían este efecto:

- Carga de losa no modelada: Corresponde a la masa de la loseta y de los nervios. Se calcula considerando un área típica de losa aligerada dentro del piso, como la mostrada en la Figura 23, así como las dimensiones de la loseta y los nervios, y el peso unitario del concreto, para obtener un valor en kgf/m^2 que represente el peso de la losa por unidad de área. En los pisos inferiores se hizo la distinción entre los diferentes tipos de losa presentes.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

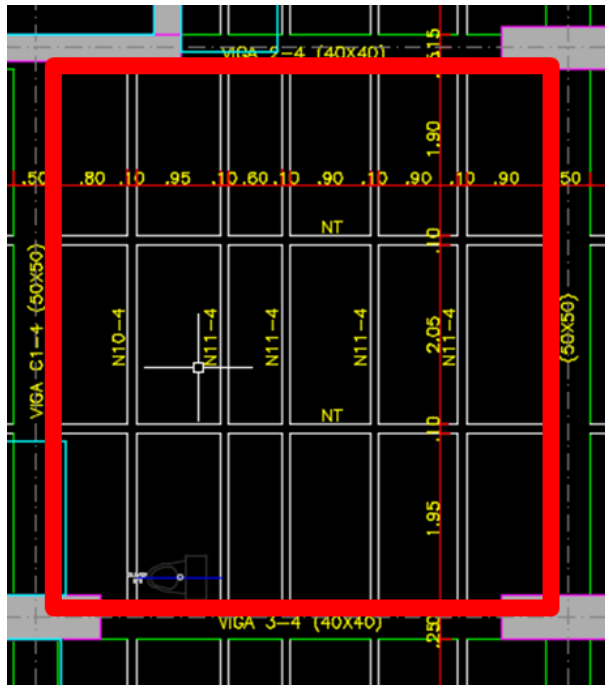


Figura 23. Segmento de losa considerado para cálculo de la carga superficial

- Carga por acabados: Corresponde a los elementos no estructurales asociados a la carga muerta. Para estos valores se consideran los indicados en planos estructurales de cada una de las losas. Desde el sótano hasta el piso 2, estas cargas son de 200 kg/m², mientras que del piso 3 en adelante son de 350 kg/m².

En la Tabla 3 se muestran los valores de área y carga considerados en cada piso

Tabla 3. Áreas y cargas consideradas por piso

Piso	Área 1	Área 2	Particiones y Acabados	Loseta y Nervios 1	Loseta y Nervios 2
	m ²	m ²	kgf/m ²	kgf/m ²	kgf/m ²
S1	310,19	584,82	200	320	290
P1	310,19	577,73	200	320	290
P2	644,61	-	200	230	-
P3	360,81	-	350	230	-
P4, 5, 6, 8, 9, 10, 11, 13, 14, 15, 16, 18, 19, 20, 21	370,74	-	350	230	-
P7, 12, 17, 22	336,26	-	350	230	-
P23	272,04	-	350	230	-
P24	96,04	-	350	230	-
P25 (Cubierta)	36,94	-	0	230	-

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Además de estas cargas por superficie, se calculó el volumen de todas las vigas y columnas presentes en los planos. Las masas de las columnas fueron asignadas los nodos más cercanos a cada una. Las masas correspondientes a cada nivel pueden verse en la Tabla 4.

Tabla 4. Masa de columnas y vigas considerada por piso

Piso	Vigas	Columnas
	kgf	kgf
S2		75636
S1	166949	152447
P1	160282	173262
P2	108433	139516
P3	66671	96968
P4, 5, 6, 8, 9, 10, 11, 13, 14, 15, 16, 18, 19, 20, 21	74585	86194
P7, 12, 17, 22	64467	86194
P23	42867	36954
P24	22230	14067
P25 CUB	9038	5508

Todos estos cálculos fueron realizados para obtener la masa total que debe ser distribuida en cada uno de los pisos.

Para las diferencias entre las masas modeladas y calculadas a partir de los planos se consideró una diferencia máxima del 5%. Las masas del modelo provienen tanto de elementos tipo *Frame* modelados como de cargas aplicadas sobre los mismos o sobre losas introducidas con el propósito de distribuir las cargas a las vigas. En la Figura 24 se puede observar la definición del origen de la masa considerada en el modelo. Dentro de la opción *Load Pattern* "DEAD. N.E." fueron asignadas las cargas distribuidas correspondientes al peso de nervios y loseta y al peso por acabados y particiones). En la Figura 25 se pueden observar las dos maneras en las que la carga muerta fue asignada a los objetos modelados, y en la Tabla 5 se muestran los resultados finales de la calibración, así como la precisión de las masas introducidas en cada nivel.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

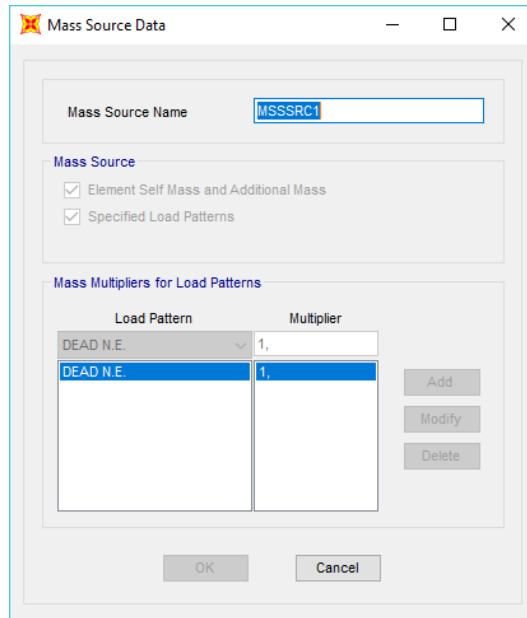


Figura 24. Definición de la fuente de las masas en el modelo.

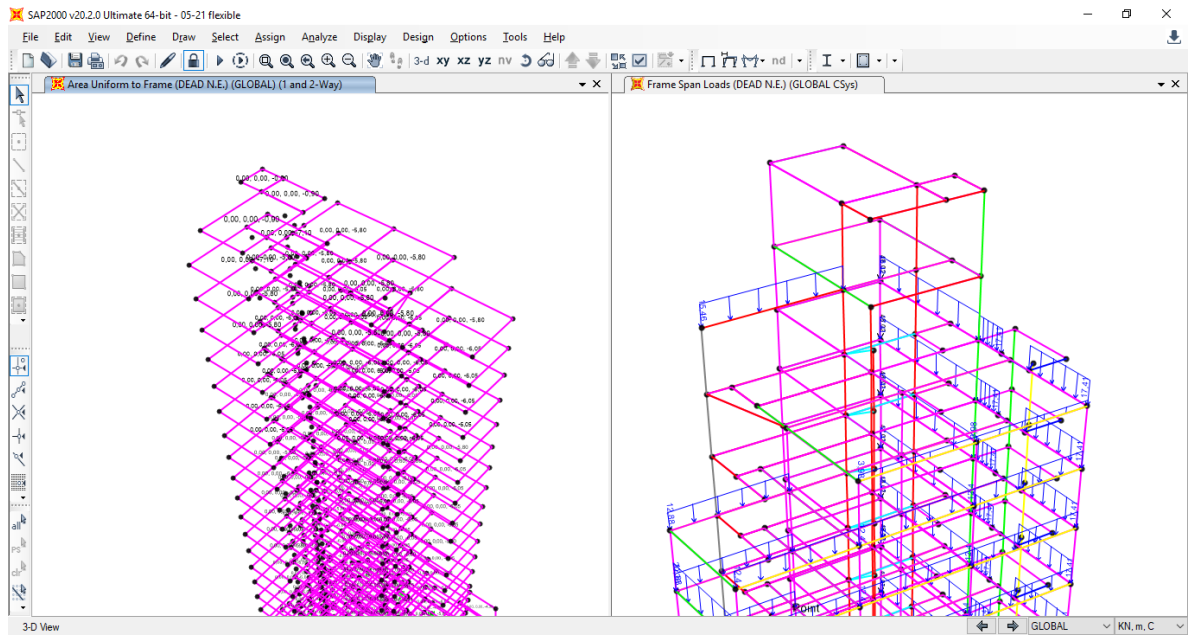


Figura 25. Asignación de cargas muertas al modelo de la estructura. (en la derecha, asignación a objetos tipo Area. En la izquierda, objetos tipo Frame)

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 5. Masas totales calculadas e incluidas en el modelo para cada piso

Piso	Coordenada Z en Modelo (m)	Masa en modelo (tf)	Masa calculada (tf)	Diferencia
S2	2,25	74,2	75,6	-1,9%
S1	5,75	793,6	767,3	3,3%
P1	10,35	797,9	777,9	2,5%
P2	15,35	523,3	525,1	-0,4%
P3	19,35	369,0	372,9	-1,1%
P4	22,55	364,4	375,8	-3,1%
P5	25,75	369,0	375,8	-1,8%
P6	28,95	369,0	375,8	-1,8%
P7	32,15	350,8	345,7	1,4%
P8	35,35	369,0	375,8	-1,8%
P9	38,55	369,0	375,8	-1,8%
P10	41,75	369,0	375,8	-1,8%
P11	44,95	369,0	375,8	-1,8%
P12	48,15	350,8	345,7	1,4%
P13	51,35	369,0	375,8	-1,8%
P14	54,55	369,0	375,8	-1,8%
P15	57,75	369,0	375,8	-1,8%
P16	60,95	369,0	375,8	-1,8%
P17	64,15	350,8	345,7	1,4%
P18	67,35	369,0	375,8	-1,8%
P19	70,55	369,0	375,8	-1,8%
P20	73,75	369,0	375,8	-1,8%
P21	76,95	369,0	374,0	-1,3%
P22	80,15	345,0	329,1	4,6%
P23	83,35	244,9	237,6	3,0%
P24	86,55	93,2	92,8	0,4%
P25 CUB	90,55	23,1	23,0	0,1%
TOTAL	-	9846,8	9873,8	-0,3%

5.3 ASPECTOS DE ANÁLISIS DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE

A pesar de que para edificios como el presente caso de estudio el método de análisis más sencillo que se permite utilizar es el del análisis dinámico elástico, realizar el método de la fuerza horizontal equivalente es un paso necesario, ya que muchos ajustes de los métodos que se deberán emplear tienen su base en los resultados obtenidos a través de este, principalmente en el cortante basal, el cual se usa para realizar ajustes

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

5.3.1 Período Fundamental de la Edificación

El primer paso para el análisis es comprobar que el período de la edificación no exceda el valor de $C_u T_a$ hallado según lo indicado en la sección A.4.2 de la norma, que se resume en las siguientes ecuaciones:

$$T_{fundamental\ modelo} < C_u T_a$$

donde

$$C_u = 1,75 - 1,2A_v F_v > 1,2$$

$$T_a = C_t h^\alpha$$

donde los valores de A_v y F_v son los mismos tomados para la construcción del espectro de diseño en la etapa 2 (0,2 y 1,6 respectivamente), y C_t y α son los correspondientes para pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado no adheridos a componentes más rígidos (0,047 y 0,9) respectivamente. Si se considera una altura de 90,8 m, se obtienen valores de $C_u=1,366$ y $T_a=2,7188$ s, con lo cual el período máximo que puede ser utilizado en el análisis de la fuerza horizontal equivalente es de 3,714 segundos.

5.4 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

Una vez se tiene un modelo que represente adecuadamente la distribución de la masa y la rigidez de la estructura, es posible aplicar los métodos de análisis para el cálculo de la respuesta dinámica de la misma. El primer método utilizado es el del análisis dinámico elástico espectral, el cual se lleva a cabo partiendo de los requisitos establecidos en la sección A.5.4. de la norma.

5.4.1 Obtención de modos de vibración

Como se indica en el numeral A.5.4.2 de la norma, en el análisis modal espectral deben incluirse todos los modos de vibración que contribuyan de manera significativa a la respuesta del edificio. El número de modos considerados debe ser tal que la suma de las masas activadas por cada modo sea superior al 90% de la masa total de la estructura, calculada en el capítulo 5.2 del presente trabajo. En la Tabla 6 se pueden observar los porcentajes de masa participante en cada uno de los primeros 25 modos. Como se puede observar, el porcentaje acumulado en el modo 15 supera el 90% para las dos direcciones horizontales ortogonales (X y Y), con lo cual ese sería el número mínimo de modos que deberán ser incluidos en el análisis para que este tenga validez. Observando la tabla, y el comportamiento de los modos, se destaca el hecho de que en el modo 2 participa un porcentaje de masa menor que en el tres. Esto se debe al hecho de que este modo pertenece al movimiento torsional y tiene un período mayor que el del tercer modo, que es el principal modo en la dirección Y.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 6. Porcentajes de masa participante para cada modo

Modo	T (s)	Porcentaje de masa participante			Porcentaje acumulado de masa participante		
		X	Y	Z	X	Y	Z
1	4,382	61,90%	4,57%	0,00%	61,90%	4,57%	0,00%
2	3,736	1,19%	14,32%	0,00%	63,09%	18,90%	0,00%
3	3,499	3,20%	46,23%	0,00%	66,29%	65,13%	0,00%
4	1,258	10,09%	1,46%	0,00%	76,38%	66,59%	0,00%
5	1,175	1,79%	1,12%	0,00%	78,17%	67,71%	0,00%
6	0,912	0,83%	11,33%	0,00%	78,99%	79,04%	0,00%
7	0,665	0,54%	1,37%	0,00%	79,54%	80,41%	0,00%
8	0,592	4,73%	0,01%	0,00%	84,27%	80,42%	0,00%
9	0,455	0,00%	3,33%	0,00%	84,27%	83,75%	0,00%
10	0,417	0,49%	2,60%	0,00%	84,76%	86,35%	0,00%
11	0,360	3,41%	0,00%	0,00%	88,18%	86,35%	0,01%
12	0,338	0,01%	1,62%	0,00%	88,18%	87,97%	0,01%
13	0,278	0,01%	0,60%	0,01%	88,20%	88,57%	0,02%
14	0,262	1,98%	0,71%	0,00%	90,18%	89,27%	0,02%
15	0,256	0,11%	0,98%	0,00%	90,29%	90,25%	0,02%
16	0,229	0,87%	0,45%	0,00%	91,16%	90,70%	0,02%
17	0,218	0,00%	0,01%	34,35%	91,16%	90,71%	34,37%
18	0,217	0,22%	0,44%	1,13%	91,37%	91,15%	35,50%
19	0,211	0,52%	0,58%	0,04%	91,89%	91,73%	35,55%
20	0,199	0,42%	0,02%	8,38%	92,31%	91,75%	43,93%
21	0,197	0,00%	0,03%	2,95%	92,31%	91,77%	46,88%
22	0,195	0,27%	0,04%	4,73%	92,58%	91,82%	51,60%
23	0,187	0,18%	0,73%	0,00%	92,76%	92,54%	51,60%
24	0,182	0,3%	0,2%	0,9%	93,1%	92,8%	52,5%
25	0,180	0,1%	0,1%	0,4%	93,2%	92,9%	52,9%

5.4.2 Obtención de respuesta espectral modal y total

Partiendo de los datos de participación modal de las masas y de los movimientos de diseño definidos para el edificio, se calculará para cada uno de los modos la respuesta espectral correspondiente a cada modo en cada dirección de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$V_{mj} = S_{am} g \bar{M}_{mj}$$

Donde

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

- V_{mj} corresponde al cortante basal del modo m en la dirección j
- S_{amg} corresponde a la aceleración espectral correspondiente al período propio de cada modo m (en m/s^2). El espectro tomado como referencia es el descrito en la sección 4.1.1.2 del presente trabajo.
- \bar{M}_{mj} corresponde a la masa efectiva del modo m en la dirección j

En los resultados obtenidos de la simulación es posible conocer las aceleraciones espectrales que fueron consideradas en el cálculo correspondiente a cada modo, las cuales se muestran en la Tabla 7.

Tabla 7. Aceleraciones espectrales (en m/s^2) obtenidas para cada modo

Modo	T (s)	S_{amg} (m/s^2)
1	4,3824	0,477
2	3,7361	0,581
3	3,4987	0,628
4	1,2580	2,16
5	1,1747	2,35
6	0,9120	3,19
7	0,6647	4,69
8	0,5917	5,39
9	0,4551	5,88
10	0,4170	5,88
11	0,3595	5,88
12	0,3376	5,88
13	0,2784	5,88
14	0,2618	5,88
15	0,2563	5,88
16	0,2289	5,88
17	0,2175	5,88
18	0,2165	5,88
19	0,2109	5,88
20	0,1988	5,88
21	0,1972	5,88
22	0,1949	5,88
23	0,1874	5,88
24	0,1815	5,88
25	0,1790	5,88

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Una vez conocidas las respuestas para cada uno de los modos considerados, estas deben combinarse utilizando métodos apropiados según el numeral A.5.4.4 de la norma, como SRSS o CQC. En el presente caso, en la simulación será utilizado el método CQC para la combinación modal, y el SRSS para la combinación direccional.

5.4.3 Verificación de ajuste de los resultados

Para el ajuste de los resultados del análisis modal espectral se tomará en cuenta la relación entre el cortante basal en cada dirección, V_{tj} , y el cortante basal de acuerdo con el método de la fuerza horizontal equivalente, V_s . Ya que el caso de estudio corresponde a una estructura irregular, se debe cumplir que

$$V_{tj} \geq 0.9V_s$$

Dado el caso de que la anterior relación no se cumpla, se deben multiplicar las respuestas de la estructura por el siguiente factor de modificación

$$0.9 \frac{V_s}{V_{tj}}$$

En la Figura 26 se pueden observar las reacciones horizontales en la base a la aplicación de los espectros en ambas direcciones

	OutputCase	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN
▶	Espectro_X	5643,03	2663,097	378,501
	Espectro_Y	2469,99	6546,559	201,722

Figura 26. Valores del cortante en la base para el espectro de diseño en ambas direcciones

Estos valores deben ser comparados con V_s , el cortante en la base, que es igual a

$$V_s = S_a g M$$

Donde

- S_a es la aceleración espectral para el período fundamental. No obstante, aunque el período de la estructura modelada es de 4,3 segundos en la dirección X, se debe utilizar el valor de $C_u T_a$, calculado de acuerdo con lo establecido en el capítulo A.4.2 de la NSR-10, calculado en la sección 5.3.1 del presente informe, que dio como resultado un período de 3,714 segundos. Para este valor del período, la aceleración espectral, de acuerdo con el espectro de la sección 4.1.1.2 es de 0,0595g. Para su conversión a m/s^2 , este valor es multiplicado por g, la aceleración de la gravedad

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

(9,8 m/s²), lo cual da una aceleración de 0,5831 m/s². En el caso de la dirección Y, el período de la estructura en el modo fundamental correspondiente fue de 3,5 segundos, para una aceleración espectral de 0,0640g, que equivale a 0,6272 m/s²

- M corresponde a la masa total de la edificación calculada en el capítulo 5.2 de este informe, que es de 9846,8 toneladas.

Estos valores dan como resultado un V_s de 5741,67 kN en la dirección X, y de 6175,91 kN en la dirección Y

En la Tabla 8 se observa un resumen de los valores necesarios para determinar el ajuste de resultados: los cortantes basales obtenidos en el análisis modal espectral (V_{ij}) y los cortantes basales obtenidos según el método de FHE para cada dirección (V_s). Se puede observar que el valor del cortante basal del espectro en ambas direcciones supera el 90% del cortante basal de la fuerza horizontal equivalente, por lo cual no es necesario realizar ningún ajuste a los resultados.

Tabla 8. Comparación entre valores de cortante basal

Dirección	V_{ij} (kN)	V_s (kN)	% V_s
X	5643,03	5741,67	98,30%
Y	6546,56	6175,91	106%

5.4.4 Verificación de derivas

En la etapa del análisis sísmico de una estructura, el resultado que es más necesario tomar en cuenta son las derivas. Las derivas son los desplazamientos horizontales entre dos puntos ubicados en la misma línea vertical, y en pisos consecutivos. La importancia de las derivas se debe a que los valores de estas están asociados con la deformación y daño de los elementos estructurales y no estructurales, la estabilidad global de la estructura y alarma entre los ocupantes del edificio. De acuerdo con la sección A.6.3 de la norma, para edificaciones con diafragma rígido, la deriva máxima para cada piso corresponde a la distancia de mayor desplazamiento en planta, calculada como la raíz cuadrada de la suma de la deriva en ambas direcciones al cuadrado, las cuales se calculan como el valor de la resta entre el desplazamiento del dicho piso y el del piso inmediatamente inferior. Posteriormente, en la sección A.6.4, es posible observar que la deriva máxima en estructuras de concreto no puede sobrepasar el 1% de la altura del piso correspondiente entre ambos niveles considerados en el cálculo de la deriva. En el presente estudio, para el cálculo se utilizan los desplazamientos en cada piso hallados en los nodos del eje marcado como 2A en el modelo (mostrado en la Figura 27 como el nodo 3), ya que este se ubica en una esquina de la planta típica. En la Tabla 9 es posible observar las derivas que dio como resultado el análisis modal espectral. En ella se puede ver que en ningún nivel la deriva supera el 1% de la altura entre piso, con lo cual la estructura cumple con los límites establecidos por la norma.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 9. Derivas máximas obtenidas en el análisis modal espectral

Piso	Altura desde apoyos (m)	Deriva (cm)	% de altura entre pisos
P24	84,3	1,501	0,47%
P23	81,1	1,646	0,51%
P22	77,9	1,725	0,54%
P21	74,7	1,764	0,55%
P20	71,5	1,779	0,56%
P19	68,3	1,791	0,56%
P18	65,1	1,808	0,56%
P17	61,9	1,832	0,57%
P16	58,7	1,863	0,58%
P15	55,5	1,898	0,59%
P14	52,3	1,924	0,60%
P13	49,1	1,945	0,61%
P12	45,9	1,963	0,61%
P11	42,7	1,977	0,62%
P10	39,5	1,987	0,62%
P9	36,3	1,992	0,62%
P8	33,1	1,985	0,62%
P7	29,9	1,968	0,62%
P6	26,7	1,938	0,61%
P5	23,5	1,890	0,59%
P4	20,3	1,818	0,57%
P3	17,1	2,128	0,53%
P2	13,1	2,212	0,44%
P1	8,1	1,301	0,28%
S1	3,5	0,379	0,11%
S2	0,0	-	-

5.4.4.1 Verificación de Irregularidad torsional

En la verificación de las derivas, no sólo se debe considerar el cumplimiento de los criterios establecidos en el capítulo A.6 de la norma. De la misma manera, estos valores deben ser considerados para la verificación de la existencia de irregularidades, específicamente las irregularidades tipo 1aP y 1bP, las cuales se calculan según lo establecido en la Figura 7. Este cálculo consiste en conocer las derivas en una dirección para dos esquinas ubicadas en el mismo lado del edificio y compararlas con el promedio de ambas. Dado el caso de que la mayor deriva sea entre 1,2 y 1,4 veces mayor que el promedio, se considera que el

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

edificio cuenta con una irregularidad torsional tipo 1aP, la cual corresponde a un valor de ϕ_p de 0,9. Si la mayor deriva es más de 1,4 veces mayor que el promedio, se considera que es una irregularidad torsional extrema, que corresponde a un valor de ϕ_p de 0,8. En la Figura 27 se pueden observar los nodos considerados para la verificación, y en la y la se observan los resultados de las verificaciones. En la verificación sólo se utilizaron los pisos entre los 17,1 y 77,9 metros de altura sobre el apoyo, ya que estos presentan repetición de los nodos de esquina seleccionados. Se puede observar que entre los nodos 2 y 3 existe una irregularidad torsional en los últimos tres pisos analizados, ya que la relación entre la mayor deriva y el promedio es mayor que 1,2 pero menor que 1,4. Este resultado influye en condiciones de modelación, como en el tipo de diafragma utilizado y el coeficiente de disipación de energía aplicado a las cargas sísmicas.

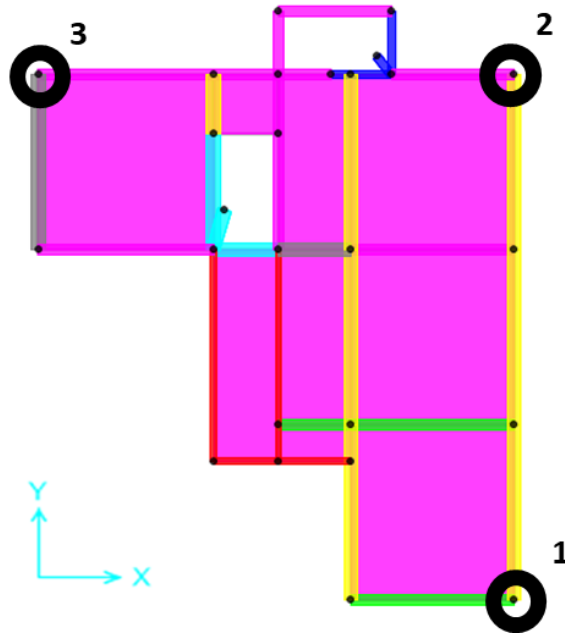


Figura 27. Nodos considerados en verificación de irregularidad torsional

Tabla 10. Verificación de derivas en dirección x para irregularidad torsional

Altura desde apoyos (m)	Deriva en X (cm)			Máximo/Promedio
	Nodo 1	Nodo 2	Promedio	
77,9	1,023	1,057	1,040	1,02
74,7	1,064	1,089	1,076	1,01
71,5	1,118	1,123	1,121	1,00
68,3	1,174	1,160	1,167	1,01
65,1	1,227	1,201	1,214	1,01
61,9	1,276	1,248	1,262	1,01
58,7	1,324	1,298	1,311	1,01

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Altura desde apoyos (m)	Deriva en X (cm)			Máximo/Promedio
	Nodo 1	Nodo 2	Promedio	
55,5	1,372	1,349	1,360	1,01
52,3	1,413	1,389	1,401	1,01
49,1	1,449	1,422	1,436	1,01
45,9	1,485	1,448	1,467	1,01
42,7	1,522	1,466	1,494	1,02
39,5	1,558	1,478	1,518	1,03
36,3	1,591	1,483	1,537	1,03
33,1	1,612	1,480	1,546	1,04
29,9	1,622	1,472	1,547	1,05
26,7	1,618	1,457	1,538	1,05
23,5	1,590	1,434	1,512	1,05
20,3	1,520	1,395	1,458	1,04
17,1	4,558	4,709	4,634	1,02

Tabla 11. Verificación de derivas en dirección y para irregularidad torsional

Altura desde apoyos (m)	Deriva en Y (cm)			Máximo/Promedio
	Nodo 2	Nodo 3	Promedio	
77,9	0,745	1,362	1,053	1,29
74,7	0,817	1,384	1,100	1,26
71,5	0,874	1,379	1,126	1,22
68,3	0,925	1,365	1,145	1,19
65,1	0,974	1,351	1,162	1,16
61,9	1,021	1,341	1,181	1,14
58,7	1,066	1,337	1,201	1,11
55,5	1,110	1,336	1,223	1,09
52,3	1,138	1,331	1,234	1,08
49,1	1,170	1,328	1,249	1,06
45,9	1,199	1,326	1,262	1,05
42,7	1,225	1,327	1,276	1,04
39,5	1,247	1,329	1,288	1,03
36,3	1,262	1,331	1,296	1,03
33,1	1,255	1,324	1,289	1,03
29,9	1,242	1,308	1,275	1,03
26,7	1,214	1,278	1,246	1,03

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Altura desde apoyos (m)	Deriva en Y (cm)			Máximo/Promedio
	Nodo 2	Nodo 3	Promedio	
23,5	1,172	1,231	1,202	1,02
20,3	1,119	1,165	1,142	1,02
17,1	3,740	3,743	3,741	1,00

5.4.5 Fuerzas de diseño en los elementos

Como se indica en el paso 11 de la tabla A.1.3-1, las fuerzas para el diseño de los elementos se obtienen a partir de la combinación de las diferentes solicitaciones de acuerdo con el título B de la norma. Para que una estructura sismo resistente pueda cumplir su objetivo, esta debe aguantar no sólo las cargas sísmicas, sino que también debe soportar las diferentes cargas definidas en este título, específicamente en la sección B.2.2. La importancia de las fuerzas de diseño reside en el hecho de que la cantidad de acero que se requiere en la construcción de una edificación será principalmente para proporcionar la resistencia a los elementos que deben soportar estas cargas. De las cargas planteadas en dicha sección, se tomarán en cuenta las enumeradas en la sección 5.4.5.1.

5.4.5.1 Tipos de cargas consideradas

5.4.5.1.1 Carga Muerta (D)

Consiste en el peso propio de los elementos estructurales, así como de los diferentes materiales incorporados a la estructura y que los elementos estructurales deben soportar de manera permanente, como muros, particiones y acabados. La carga muerta también incluye el peso de equipos permanentes. En este caso de estudio, la carga muerta corresponde a suma del peso de los elementos modelados y a las cargas distribuidas descritas en el capítulo 5.2 del presente informe.

5.4.5.1.2 Fuerza sísmica reducida (E)

Consiste en la misma fuerza sísmica proveniente del espectro, reducida mediante un factor de capacidad de disipación de energía que refleja las propiedades de ductilidad del sistema estructural y del material.

En el diseño de los elementos, la fuerza sísmica se ve reducida debido a que no es viable diseñar los elementos estructurales para soportar dentro del rango elástico las solicitaciones de un sismo, que son de gran magnitud, pero que normalmente se calculan con períodos de retorno muy largos (475 años). Esto resulta en que para estos sismos sea permitido que sólo una fracción de las fuerzas sísmicas tenga que ser soportada dentro del rango elástico, y que, para acciones mayores a esta, la estructura pueda incursionar en el rango inelástico. En consecuencia, la norma permite la división de las fuerzas sísmicas por un coeficiente R, de capacidad de disipación de energía, el cual determinará el límite de fuerzas y deformaciones que se buscan soportar dentro de un comportamiento elástico.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Mientras mayor es el R, mayores son las deformaciones inelásticas de la estructura. Como se indica en el capítulo A.3 de la norma, el coeficiente se define como

$$R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$$

Donde R_0 es un coeficiente de disipación de energía básico, el cual depende del sistema estructural, el material y el grado de disipación de energía seleccionados, mientras que ϕ_a , ϕ_p y ϕ_r son factores de reducción de la capacidad de disipación relacionados con las irregularidades en planta, las irregularidades en altura y la ausencia de redundancia respectivamente.

Para determinar el R_0 , es necesario dirigirse a la tabla A.3-3 de la norma (parte de la cual puede verse en la Figura 28 ya que el sistema estructural del caso de estudio corresponde a pórticos resistentes a momentos. Como se especifica en la descripción del caso de estudio, en el capítulo 3.1, la estructura tiene una capacidad de disipación moderada (DMO) y está ubicada en una zona de amenaza sísmica intermedia. Considerando esta información, se puede definir un valor de R_0 igual a 5, que es el indicado para estructuras de concreto.

Tabla A.3-3
Sistema estructural de pórtico resistente a momentos (Nota 1)

C. SISTEMA DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				Alta		Intermedia		baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)									
a. De concreto (DES)	el mismo	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (DES)	el mismo	7.0 (Nota-3)	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
d. De acero con cerchas dúctiles (DES)	Pórticos de acero resistentes o no a momentos	6.0	3.0	si	30 m	si	45 m	si	sin límite
2. Pórticos resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)									
a. De concreto (DMO)	el mismo	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (DMO)	el mismo	5.0 (Nota-3)	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos con conexiones rígidas (DMO)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite

Figura 28. Tabla A.3-3 de la NSR-10, para la definición de la capacidad de disipación de energía básica en sistemas estructurales de pórticos resistentes a momentos (AIS, 2010)

De la misma manera, para obtener los factores de irregularidad es necesario remitirse a las tablas A.3-6 y A.3-7, o a las figuras A.3-1 y A.3-2 para las irregularidades en planta y en altura respectivamente. En cuanto a irregularidades en planta, como se describe en el capítulo 3.1, el edificio cuenta con una irregularidad tipo 2P, que corresponde a retrocesos en las esquinas, como se describe en la Figura 29. Las irregularidades de este tipo hacen necesario adoptar un valor de ϕ_p igual a 0,9. Por otra parte, el edificio también cuenta con irregularidad en altura del tipo 3A, geométrica, debido a que tanto en el piso 2 como en los pisos superiores se presentan retrocesos en una dimensión de la magnitud señalada en la Figura 29. Por lo tanto, se adopta un ϕ_a de 0,9. En cuanto a las redundancias, se observa

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

que el número de columnas en cada uno de los pisos asegura que esta existe, por lo cual en el factor no se penaliza ninguna ausencia. ϕ_r es igual a 1,0.

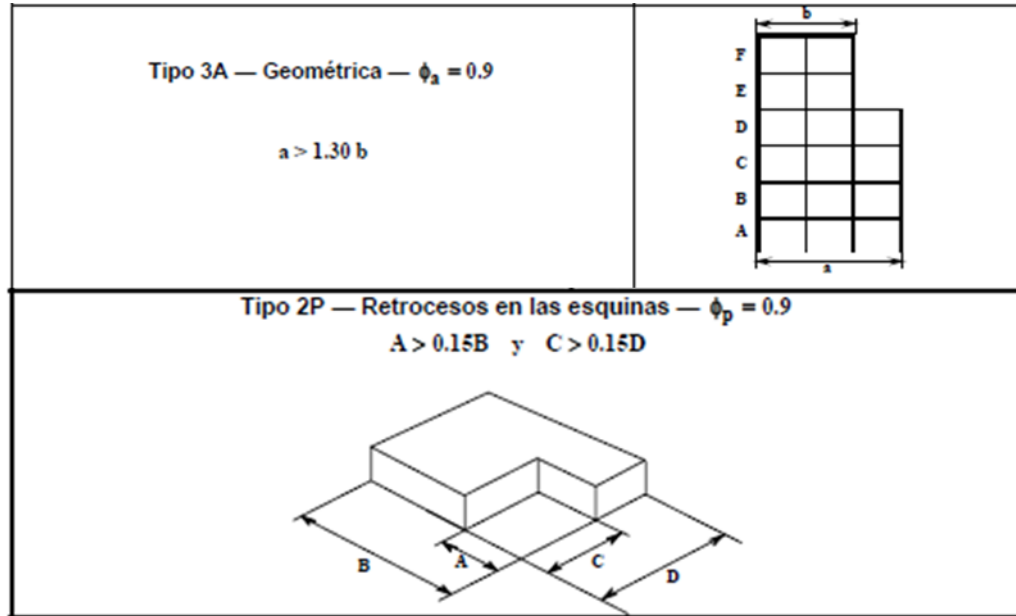


Figura 29. Descripción de irregularidades presentes en el caso de estudio de acuerdo con lo presentado en las figuras A.3-1 y A.3-2 de la NSR-10 (AIS, 2010)

Habiendo calculado todos los parámetros, es posible conocer el coeficiente R, por el cual se deberán dividir las fuerzas sísmicas.

$$R = (0.9)(0.9)(1.0)(5.0)$$

$$R = 4.05$$

5.4.5.1.3 Carga Viva (L) y Carga viva sobre Cubierta (L_r)

Consiste en cargas debidas al uso y ocupación del edificio, incluyendo la de objetos móviles. Para el caso de estudio se utilizan las cargas útiles especificadas en los planos facilitados, que se pueden ver en la Tabla 12. Para la carga viva sobre la cubierta (L_r) se decide utilizar la mayor carga viva definida, que es la de 400 kg/m² correspondiente al piso P2. Se elige este valor ya que en la tabla B.4.2.1-2 se indica que esta no debe ser menor que la mayor carga usada para el resto del edificio.

Tabla 12. Cargas útiles especificadas para cada piso.

Pisos	Carga útil especificada (kg/m ²)
S1 y P1	250
P2	400
P3 hasta P24	350

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

P22 a P24 (Partes en cubierta o terraza), P25 CUB	400 (L _r)
---	-----------------------

Además de estas cargas, otro aspecto que se tomará en cuenta es la reducción de las cargas vivas para efectos del diseño de las columnas, el cual debe ser considerado para edificios con más de cinco pisos de altura. Las cargas vivas para el diseño de las columnas se multiplicarán por los factores dados en el numeral B.4.5.2 de la NSR-10, los cuales se reflejan en la Tabla 13.

Tabla 13. Factores de reducción de carga viva utilizados por piso

Piso	Nivel (m)	Factor de reducción, r
P20 a P24	73,75 a 86,55	1
P19	70,55	0,9
P18	67,35	0,8
P17	64,15	0,7
P16	60,95	0,6
S1 a P15	2,25 a 57,75	0,5

5.4.5.2 Combinaciones de carga utilizadas

Para el diseño de los elementos estructurales, deberán tenerse en cuenta las cargas indicadas en este capítulo, actuando en las combinaciones que se dan. El diseño se debe hacer con la combinación que de las condiciones más desfavorables. Para este proyecto, es necesario basarse en las combinaciones básicas dadas para el método de resistencia, que se encuentran en el capítulo B.2.4 de la norma. Las combinaciones que se van a aplicar son las siguientes:

- 1.4D
- 1.2D + 1.6L + 0.5L_r
- 1.2D + 1.6L_r + 1.0L
- 1.2D + 1.0E + 1.0L

En la Figura 30 se puede observar la ventana usada para la introducción de las diferentes combinaciones de las cargas que se van a aplicar. En la figura se puede notar que es necesario crear una combinación para cada una de las direcciones ortogonales de la fuerza sísmica (Ex y Ey), así como la creación de una envolvente (Envelope) que incluya a todas las combinaciones. Esta envolvente ayudará a determinar cuáles son las fuerzas de diseño que deben considerarse en cada uno de los elementos.

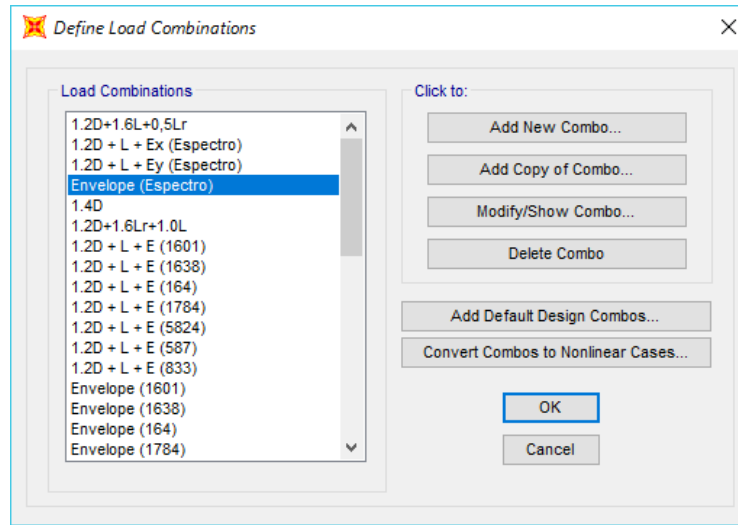


Figura 30. Ventana para definición de combinaciones de carga en el software utilizado

En el caso de las cargas de diseño para las columnas, la carga viva L utilizada es la que tiene aplicados los factores de reducción dados en la Tabla 13. Para la inclusión de estas cargas reducidas, se crea un *Load Pattern* que consiste en las cargas vivas asignadas multiplicadas por dichos factores. Esta carga viva alternativa se incluyó en las combinaciones señaladas en la Figura 31.

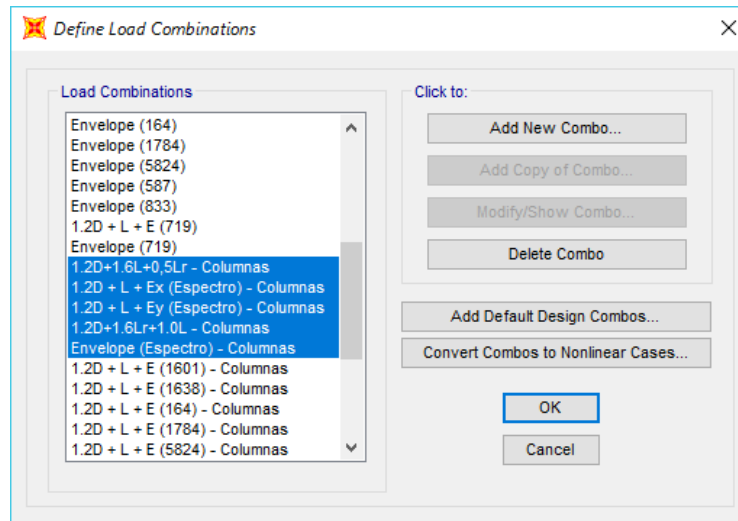


Figura 31. Combinaciones de carga y envolvente para diseño de columnas, las cuales consideran las cargas vivas reducidas

5.4.5.3 Selección de elementos

Gracias a la repetición en los pisos típicos y a las similitudes entre el funcionamiento de algunos de los diferentes miembros de la estructura, es posible realizar el diseño sólo de algunos de estos elementos y que este sea representativo para distintos pisos. Para el caso

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

de estudio actual, se decide tomar seis elementos del nivel 35,35, el cual corresponde al piso 8 del edificio. Se decide elegir este nivel ya que es el que presenta las mayores derivas entre los pisos considerados como típicos (entre el piso 4 y el piso 21), por lo cual se infiere que las fuerzas sísmicas en él serán mayores. La Figura 33 muestra los elementos tipo *Frame* modelados con su número de identificación, y la Tabla 14 muestra información de los elementos elegidos. De este nivel se eligen para el diseño los elementos correspondientes a los siguientes números de identificación ID. Estos números se seguirán usando a lo largo de este informe para realizar los diseños y comparaciones.

Tabla 14. Vigas seleccionadas para la comparación de fuerzas de diseño

ID del elemento	Sección del elemento (ancho x altura, en mm)
405	400 x 400
526	500 x 400
1002	400 x 400
1009	500 x 500
1019	500 x 500
1389	500 x 500

Para estos elementos se deberán obtener las fuerzas de diseño de cada análisis, partiendo de los efectos de las cargas aplicadas sobre ellos, las cuales se definen según lo explicado en la sección 0. Adicionalmente, se seleccionan para el diseño las columnas correspondientes al eje C3. Este eje se selecciona debido a que al ubicarse en el interior de la vista en planta tiene una mayor área aferente, y a que presenta columnas con sección de 1,50m x 0,50m, la más usada en las columnas del edificio. Los números de identificación ID de miembros estructurales correspondientes seleccionados se muestran en la Figura 32

Tabla 15. Columnas seleccionadas con piso correspondiente a cada una

Piso	ID del elemento
P22	1560
P21	1527
P20	1494
P19	1461
P18	1428
P17	1395
P16	1362
P15	1329
P14	1296
P13	1263
P12	1230
P11	1197
P10	1164
P9	1087
P8	1054
P7	1021
P6	988
P5	955
P4	922
P3	889
P2	165
P1	164
S1	163
S2	1909

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

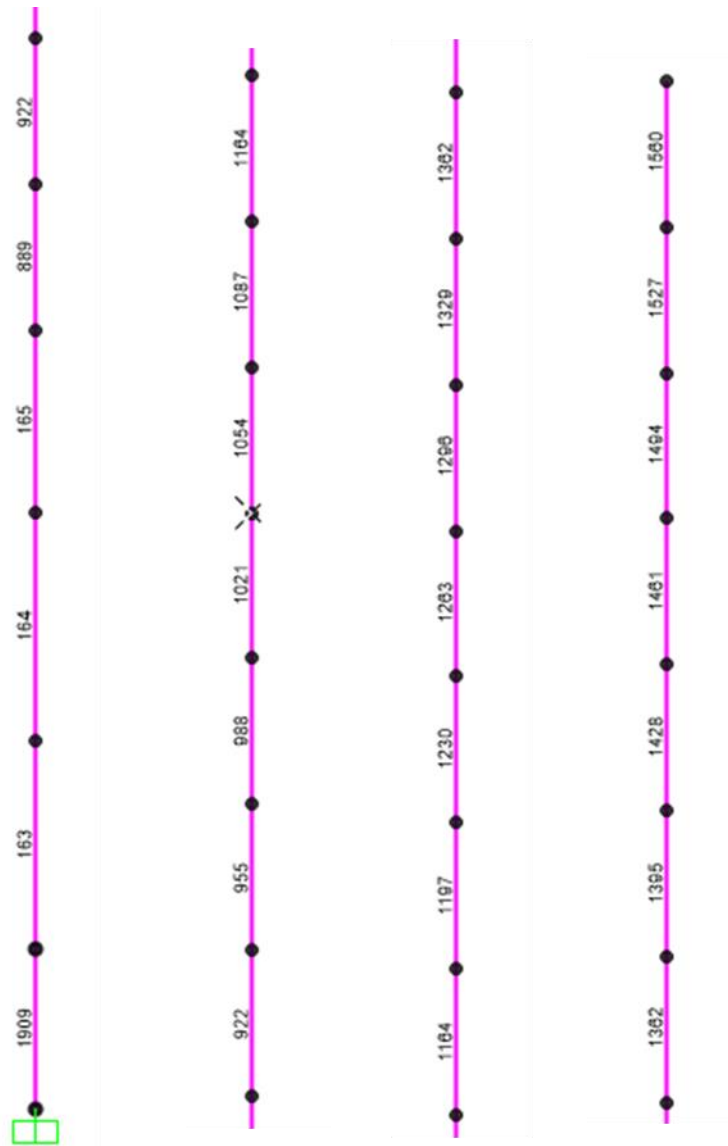


Figura 32. Números de identificación de columnas del eje C3 seleccionadas para diseño de elementos.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

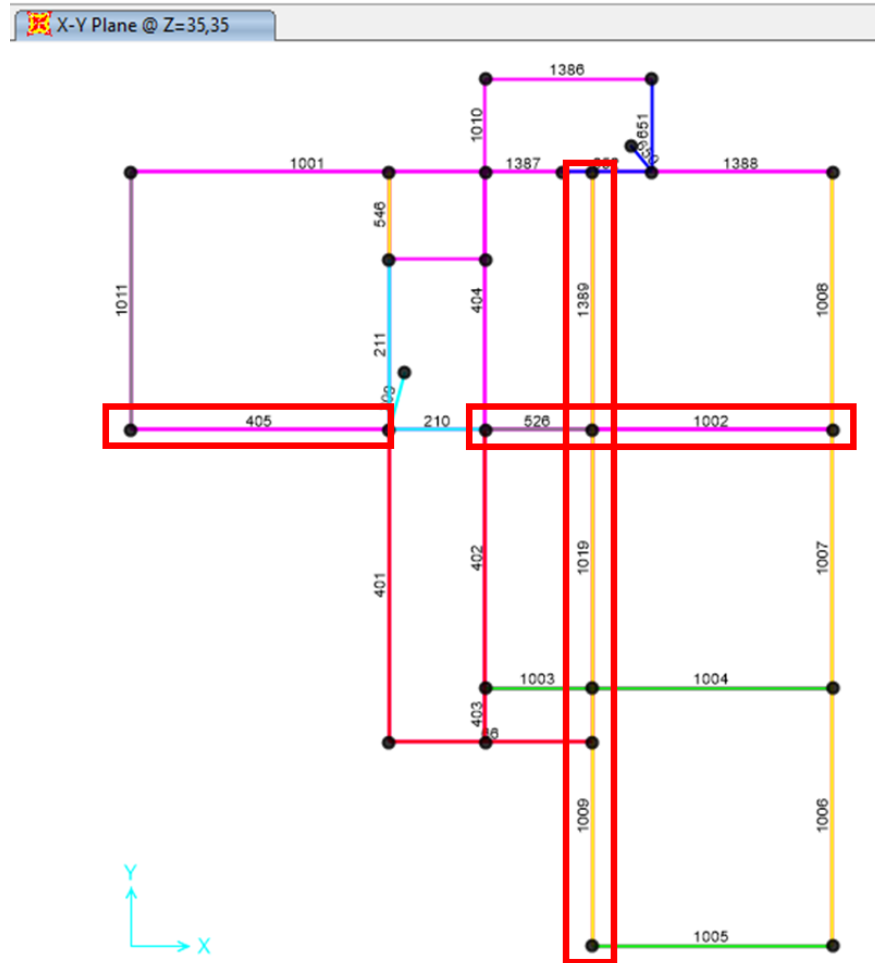


Figura 33. Definición de vigas modeladas para nivel Z=35,35 y vigas seleccionadas

5.4.5.4 Cálculo de las fuerzas de diseño

Después de realizar la simulación es posible obtener las fuerzas de diseño requeridas para los elementos considerados. Las fuerzas de diseño buscadas dependen del tipo de elemento que se tome en cuenta. En el caso de las vigas, se buscará el cortante máximo absoluto presente en cada una, además de los momentos en la cara de la columna, y el momento máximo positivo. En el caso de las columnas, las fuerzas consideradas serán los cortantes máximos, los momentos en los nudos en ambas direcciones perpendiculares al eje de la columna y la carga axial máxima. En la Tabla 16 y la Tabla 17 se observan los resultados obtenidos para las vigas, mientras que los resultados obtenidos en las columnas se observan en la Tabla 18.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 16. Momentos de diseño obtenidos para las vigas seleccionadas

ID de elemento	M_u Considerado	M_u (kNm)
1002	Máximo Positivo	95,7048
	x=0,726	-105,4514
	x=5,324	-104,1887
1009	Máximo Positivo	122,9068
	x=0,2443	-268,5369
	x=6,2717	-193,17
1019	Máximo Positivo	106,7095
	x=0,25	-140,3634
	x=6,25	-268,5864
1389	Máximo Positivo	126,6781
	x=0,25	-188,6677
	x=6,25	-113,248
405	Máximo Positivo	63,6865
	x=0,25	-150,5919
	x=6,25	-97,0042
526	Máximo Positivo	223,5265
	x=0	-226,4039
	x=1,956	-8,6949

Tabla 17. Cortantes máximos obtenidos para las vigas seleccionadas

ID de elemento	V_u (kN)
1002	132,525
1009	198,587
1019	166,524
1389	146,893
405	96,943
526	194,329

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 18. Valores de carga axial, cortante y momento máximos obtenidos en el análisis modal espectral

ID de elemento	P_u (kN)	M_u (kN)	V_u (kN)
1021	-5872,90	305,95	130,48
1054	-5478,01	306,08	131,18
1087	-5092,85	309,38	133,88
1164	-4716,60	312,94	135,07
1197	-4348,39	314,10	134,97
1230	-3999,16	318,02	135,03
1263	-3652,15	320,37	135,90
1296	-3308,26	312,89	132,68
1329	-2969,62	308,92	134,16
1362	-2618,72	300,65	134,80
1395	-2263,87	292,87	136,06
1428	-1886,51	282,01	138,27
1461	-1495,38	270,85	139,26
1494	-1119,31	261,95	138,91
1527	-769,95	283,88	144,66
1560	-431,02	364,32	160,42
163	-8707,39	432,39	72,31
164	-8338,00	347,86	88,18
165	-7943,22	339,05	79,61
1909	-8929,50	582,73	77,15
526	-22,72	280,25	183,80
889	-7506,81	280,25	117,04
922	-7091,17	287,34	124,60
955	-6675,06	296,68	125,45
988	-6265,94	299,61	127,42

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

5.5 ANÁLISIS CRONOLÓGICO

Para la realización del análisis cronológico, de la misma manera que para el análisis modal espectral, es necesario tener un modelo que represente adecuadamente la distribución de la masa y la rigidez de la estructura, que son las propiedades que determinan la respuesta dinámica de la misma. El método del análisis cronológico se lleva a cabo partiendo de los requisitos establecidos en la sección A.5.4. de la norma.

En la definición de las fuerzas de los acelerogramas, se decide hacer uso del método de superposición modal en el programa, lo cual significa que para el desarrollo del análisis cronológico se tomarán en cuenta los mismos modos considerados para el análisis modal espectral, que se muestran en la sección 5.4.1 del presente informe.

Para el análisis cronológico se utilizará una familia de ocho acelerogramas, lo que hace posible, como indica el numeral (a) de la sección A.2.7.1 de la norma, si se usan siete o más acelerogramas pueden utilizarse los promedios de las respuestas ante los diferentes sismos en cada componente, en vez de utilizar los máximos valores entre las respuestas. Todos los acelerogramas considerados fueron escalados con su respectivo factor dado en la Figura 18.

5.5.1 Inserción de registros de acelerograma

Para cada uno de los acelerogramas seleccionados en la sección 4.2.2, se tomaron en cuenta los dos componentes horizontales ortogonales. Para cada sismo seleccionado, se creó un *load case* en el cual se introducen ambas componentes con un factor de escala de 9,8 para la conversión de unidades por el factor de escala correspondiente dado en la Figura 20. Los *load cases* se distinguen por su código según la base de datos de PEER (mostrado para cada registro en la Figura 20). En la Figura 34 se puede observar la configuración de uno de los registros de acelerograma.

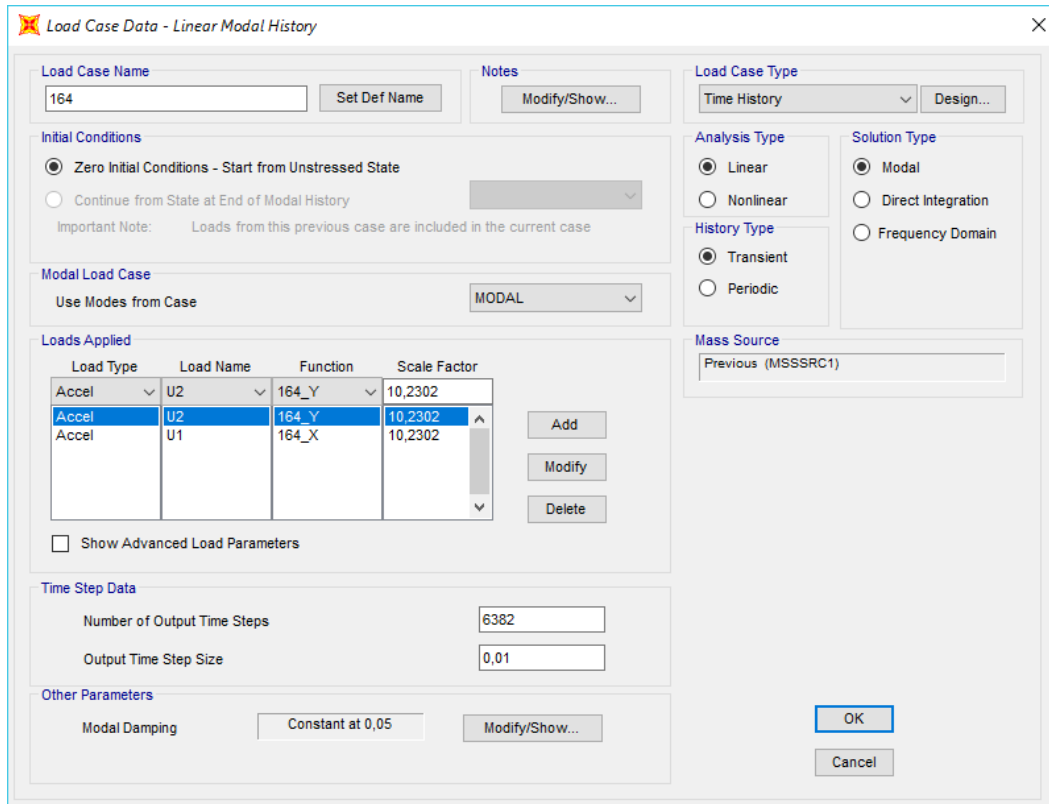


Figura 34. Configuración de load cases para uno de los registros seleccionados

5.5.2 Verificación de ajuste de los resultados

De acuerdo con la sección A.5.5.3 de la norma, para el ajuste de los resultados es necesario calcular el cortante en la base obtenido en ambas direcciones principales para la familia de acelerogramas definida. Este cortante debe ser igual o mayor que el cortante V_s calculado para el método de la fuerza equivalente para cada dirección, como se observa en el capítulo 5.4.3 del informe.

Dado el caso de que el cortante V_{tj} obtenido para la familia de acelerogramas utilizada sea menor que V_s , los parámetros de la respuesta dinámica, como deflexiones, derivas y fuerzas de los elementos deben multiplicarse por un factor $\frac{V_s}{V_{tj}}$.

En la Tabla 19 se muestran los cortantes basales para los diferentes sismos utilizados en dos direcciones ortogonales. Es posible observar que sólo en uno de los registros comparados el valor del cortante basal supera el valor obtenido mediante el método de la fuerza horizontal equivalente

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 19. Reacciones en la base obtenidas (en kN) para cada registro de acelerograma en cada dirección horizontal

Sismo	X	Y	%V _{s,x}	%V _{s,y}
164	3625,253	5704,779	63,14%	92,37%
587	5911,764	4703,656	102,96%	76,16%
1601	4231,825	3731,028	73,70%	60,41%
1638	3324,324	5299,846	57,90%	85,81%
1784	5403,055	4288,142	94,10%	69,43%
5824	3800,049	4488,566	66,18%	72,68%
833	3369,745	3970,213	58,69%	64,29%
719	1685,718	5639,759	29,36%	91,32%
Promedio (V_{ij})	3918,96663	4728,24863	68,25%	76,56%
FHE (V_s)	5741,67	6175,91	100,00%	100,00%

Ya que los cortantes de base en cada dirección son menores que la fuerza horizontal equivalente, es necesario calcular los factores por los cuales se multiplicarán las respuestas en cada dirección. El resultado de los cálculos es mostrado en la Tabla 20.

Tabla 20. Factores para ajuste de resultados del análisis cronológico

Dirección	Fórmula	Factor de ajuste
X	V_s/V_{tx}	1,4651
Y	V_s/V_{ty}	1,3062

Los factores de ajuste calculados serán multiplicados por las derivas obtenidas en la sección 5.5.3, y multiplicarán de la misma manera los valores de la carga E aplicados en cada una de las combinaciones para el cálculo de las fuerzas de diseño en la sección 0.

5.5.3 Verificación de derivas

En esta etapa, fue necesario calcular los mayores desplazamientos de las derivas para cada uno de los acelerogramas en las dos direcciones horizontales ortogonales, calculándolas como el valor absoluto de la resta entre el desplazamiento del dicho piso y el del piso inmediatamente inferior. Estos valores hallados deben entonces ser multiplicados por los factores de ajuste dados en la Tabla 20. Una vez realizada la multiplicación, y de acuerdo con lo establecido en la sección A.6.3 de la norma, se obtiene la deriva máxima para cada piso tomando el mayor valor entre las derivas en las dos direcciones ortogonales en planta. Una vez se tienen los valores de deriva máxima para cada registro, es posible conocer la deriva para la familia de acelerogramas tomando el promedio de las diferentes derivas obtenidas por todos los movimientos sísmicos en cada nivel. Los resultados de estas operaciones pueden verse en la Tabla 21 y la Figura 35.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 21. Derivas obtenidas en el análisis cronológico para los diferentes acelerogramas

Nivel	Sismo																Promedio	
	1601		1638		164		1784		5824		587		719		833			
	cm	%	cm	%	cm	%	cm	%	cm	%	cm	%	cm	%	cm	%	cm	%
86,55	1,65	0,52%	2,78	0,87%	2,15	0,67%	2,34	0,73%	1,50	0,47%	2,63	0,82%	1,38	0,43%	1,80	0,56%	2,03	0,63%
83,35	1,78	0,55%	3,02	0,94%	2,43	0,76%	2,43	0,76%	1,66	0,52%	2,85	0,89%	1,56	0,49%	2,02	0,63%	2,22	0,69%
80,15	1,85	0,58%	3,12	0,98%	2,61	0,82%	2,25	0,70%	1,74	0,54%	3,00	0,94%	1,65	0,52%	2,18	0,68%	2,30	0,72%
76,95	1,87	0,59%	3,12	0,98%	2,71	0,85%	1,85	0,58%	1,78	0,56%	3,06	0,96%	1,71	0,53%	2,30	0,72%	2,30	0,72%
73,75	1,77	0,55%	3,02	0,94%	2,76	0,86%	1,83	0,57%	1,72	0,54%	2,89	0,90%	1,74	0,54%	2,40	0,75%	2,27	0,71%
70,55	1,59	0,50%	2,50	0,78%	2,34	0,73%	1,77	0,55%	1,52	0,47%	2,54	0,79%	1,76	0,55%	2,51	0,78%	2,07	0,65%
67,35	1,59	0,50%	2,26	0,71%	2,34	0,73%	1,61	0,50%	1,46	0,46%	2,64	0,83%	1,78	0,56%	2,62	0,82%	2,04	0,64%
64,15	1,65	0,52%	2,35	0,73%	2,29	0,72%	1,59	0,50%	1,48	0,46%	2,60	0,81%	1,80	0,56%	2,74	0,86%	2,06	0,64%
60,95	1,72	0,54%	2,35	0,73%	2,21	0,69%	0,75	0,24%	1,46	0,46%	2,66	0,83%	1,83	0,57%	2,85	0,89%	1,98	0,62%
57,75	1,78	0,56%	2,24	0,70%	1,99	0,62%	0,77	0,24%	1,56	0,49%	2,80	0,87%	1,84	0,57%	2,94	0,92%	1,99	0,62%
54,55	1,83	0,57%	1,58	0,49%	1,79	0,56%	0,81	0,25%	1,63	0,51%	2,84	0,89%	1,81	0,57%	3,01	0,94%	1,91	0,60%
51,35	1,88	0,59%	1,49	0,47%	1,65	0,52%	0,92	0,29%	1,61	0,50%	2,74	0,86%	1,83	0,57%	3,07	0,96%	1,90	0,59%
48,15	1,91	0,60%	1,55	0,48%	1,55	0,48%	1,06	0,33%	1,56	0,49%	2,76	0,86%	1,84	0,58%	3,12	0,98%	1,92	0,60%
44,95	1,94	0,61%	1,64	0,51%	1,58	0,49%	1,23	0,38%	1,58	0,49%	2,65	0,83%	1,84	0,58%	3,20	1,00%	1,96	0,61%
41,75	2,02	0,63%	1,75	0,55%	1,68	0,52%	1,43	0,45%	1,56	0,49%	2,56	0,80%	1,84	0,58%	3,25	1,02%	2,01	0,63%
38,55	2,14	0,67%	1,86	0,58%	1,80	0,56%	1,62	0,50%	1,55	0,48%	2,49	0,78%	1,83	0,57%	3,27	1,02%	2,07	0,65%
35,35	2,22	0,69%	1,96	0,61%	1,89	0,59%	1,76	0,55%	1,64	0,51%	2,56	0,80%	1,78	0,56%	3,24	1,01%	2,13	0,67%
32,15	2,23	0,70%	2,03	0,63%	1,97	0,62%	1,77	0,55%	1,71	0,53%	2,57	0,80%	1,70	0,53%	3,18	0,99%	2,15	0,67%
28,95	2,18	0,68%	2,08	0,65%	2,04	0,64%	1,76	0,55%	1,74	0,54%	2,53	0,79%	1,60	0,50%	3,08	0,96%	2,13	0,66%
25,75	1,81	0,57%	2,08	0,65%	2,03	0,63%	1,85	0,58%	1,70	0,53%	2,41	0,75%	1,48	0,46%	2,93	0,91%	2,04	0,64%
22,55	1,70	0,53%	2,03	0,64%	1,97	0,62%	1,89	0,59%	1,62	0,51%	2,26	0,71%	1,37	0,43%	2,73	0,85%	1,95	0,61%
19,35	2,04	0,51%	2,34	0,59%	2,33	0,58%	2,35	0,59%	1,88	0,47%	2,66	0,66%	1,55	0,39%	3,07	0,77%	2,28	0,57%
15,35	2,19	0,44%	2,43	0,49%	2,43	0,49%	2,57	0,51%	1,93	0,39%	2,92	0,58%	1,56	0,31%	3,02	0,60%	2,38	0,48%
10,35	1,34	0,29%	1,40	0,31%	1,37	0,30%	1,60	0,35%	1,21	0,26%	1,86	0,40%	0,95	0,21%	1,60	0,35%	1,42	0,31%
5,75	0,39	0,11%	0,40	0,11%	0,41	0,12%	0,47	0,13%	0,38	0,11%	0,57	0,16%	0,28	0,08%	0,43	0,12%	0,42	0,12%
2,25	0,00	-	0,00	-	0,00	-	0,00	-	0,00	-	0,00	-	0,00	-	0,00	-		

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

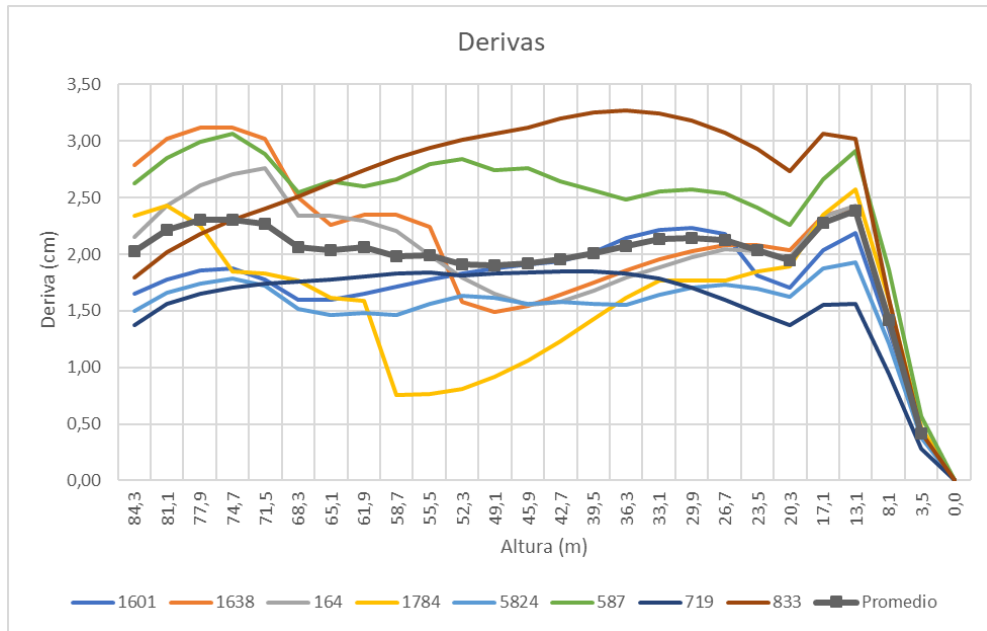


Figura 35. Derivas obtenidas en el análisis cronológico para los diferentes acelerogramas

5.5.4 Fuerzas de diseño en los elementos

Para hacer posible la comparación entre los métodos de análisis, en el cálculo de las fuerzas de diseño con el análisis cronológico se utilizan las cargas descritas en la sección 5.4.5.1, con la diferencia de que en las fuerzas sísmicas reducidas (E) la fuerza sísmica considerada no debe provenir del espectro, sino de cada uno de los registros de acelerograma considerados, que son los definidos en la Figura 20.

En su combinación, estas cargas tendrán el tratamiento descrito en la sección 0, utilizando las mismas combinaciones de carga y elaborando una envolvente para cada uno de los acelerogramas de la familia utilizada. Las combinaciones de carga y las envolventes correspondientes a cada registro se pueden observar en la Figura 36 y la Figura 37 respectivamente.

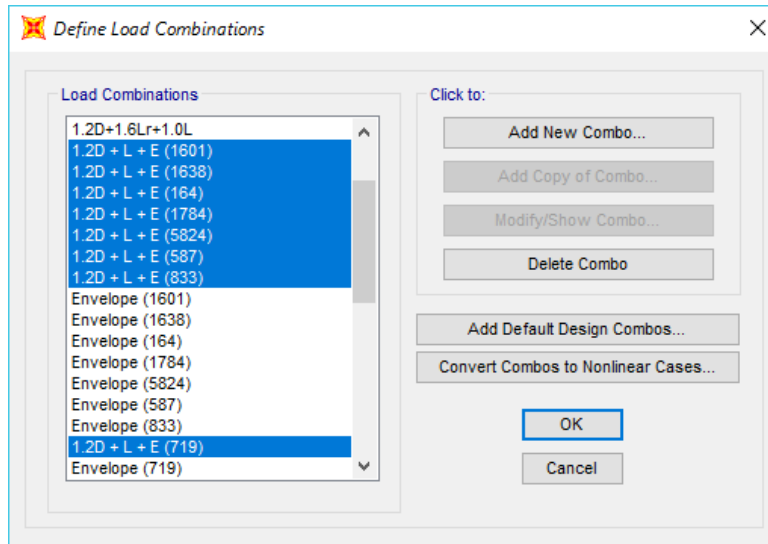


Figura 36. Combinaciones de carga incluyendo registros de acelerograma

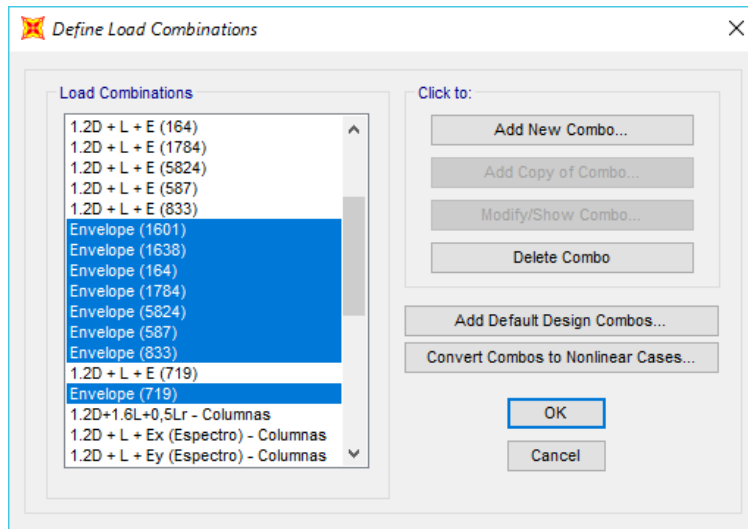


Figura 37. Envoltentes que involucran las combinaciones de carga correspondientes a cada registro de acelerograma

Adicionalmente, como se describió en la sección 5.4.5.2, para el cálculo de las fuerzas de diseño en las columnas fue necesario incorporar la carga viva multiplicada por los factores de reducción expresados en la Tabla 13, para lo cual se hicieron combinaciones aparte donde la carga viva inicial fuese reemplazada por la reducida, con las cuales se realizaron las respectivas envoltentes. Las combinaciones de carga y envoltentes específicas para las fuerzas de diseño en columnas pueden observarse en la Figura 38 y Figura 39.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

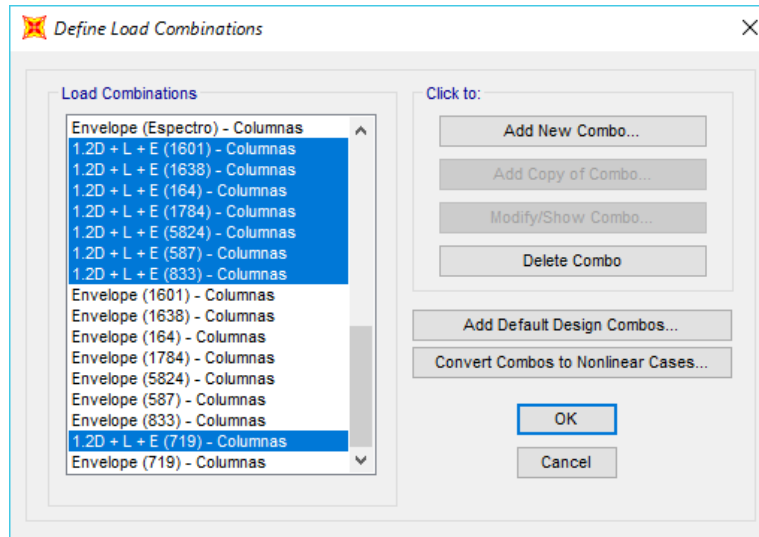


Figura 38. Combinaciones de carga que incluyen registros de acelerograma y carga viva reducida

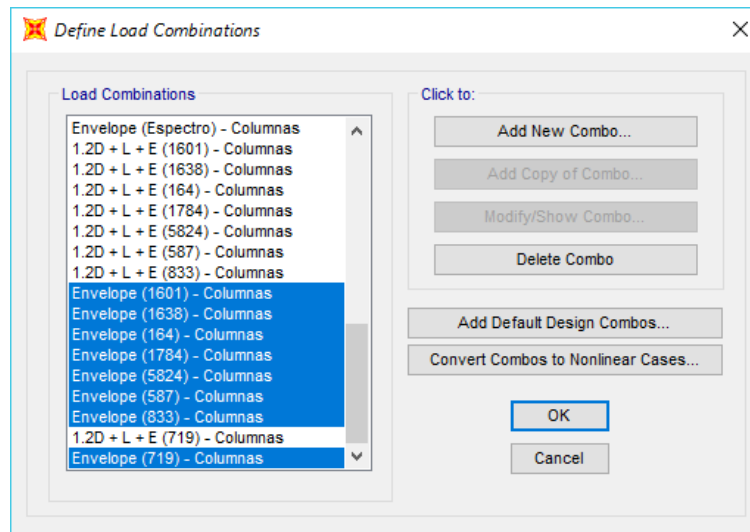


Figura 39. Envoltentes que involucran las combinaciones de carga correspondientes a cada registro de acelerograma con carga viva reducida

De la misma manera, los elementos que serán considerados son los mismos descritos en la sección 5.4.5.3.

A partir de las anteriores consideraciones, es posible obtener las fuerzas de diseño de los elementos seleccionados para cada uno de los sismos seleccionados. En la Tabla 22 se encuentran los principales valores del momento último en cada elemento para cada uno de los registros de acelerograma, y en la Tabla 23 se pueden observar los valores absolutos máximos del cortante en cada viga para cada uno de los sismos. En el momento de diseñar los elementos, se deberá utilizar el promedio de los valores de todos los registros.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 22. Valores de los momentos de diseño para cada uno de los elementos seleccionados dependiendo del registro de acelerograma utilizado

ID de elemento	Momento	Valores de M_u (kNm) por sismo								
		1601	1638	164	1784	5824	587	719	833	Promedio
1002	Máximo Positivo	95,70	95,70	95,70	95,70	95,70	95,70	95,70	95,70	95,70
	x=0,726	-90,69	-88,21	-85,65	-76,81	-95,85	-96,06	-76,57	-104,87	-89,34
	x=5,324	-91,21	-82,35	-82,99	-84,84	-89,59	-92,72	-73,21	-105,71	-87,83
1009	Máximo Positivo	122,91	122,91	122,91	122,91	122,91	122,91	122,91	122,91	122,91
	x=0,2443	-258,01	-260,07	-260,46	-238,63	-262,23	-288,18	-268,50	-274,54	-263,83
	x=6,2717	-177,59	-181,84	-174,31	-157,73	-195,40	-215,28	-206,62	-184,70	-186,68
1019	Máximo Positivo	101,87	103,69	101,87	101,87	107,89	112,95	110,90	102,27	105,41
	x=0,25	-124,21	-134,09	-131,65	-105,88	-134,97	-158,64	-141,37	-138,24	-133,63
	x=6,25	-247,29	-259,42	-248,57	-223,26	-271,90	-287,72	-281,31	-255,08	-259,32
1389	Máximo Positivo	126,68	126,68	126,68	126,68	126,68	126,68	126,68	126,68	126,68
	x=0,25	-188,26	-175,88	-176,05	-173,25	-185,07	-207,99	-188,47	-203,63	-187,33
	x=6,25	-102,43	-107,08	-100,85	-85,48	-119,61	-123,77	-121,86	-106,29	-108,42
405	Máximo Positivo	63,22	63,22	63,22	63,22	63,22	63,22	63,22	64,22	63,34
	x=0,25	-136,27	-125,87	-126,75	-130,87	-140,86	-137,85	-121,48	-153,44	-134,17
	x=6,25	-81,97	-75,41	-72,06	-66,15	-82,67	-80,48	-64,22	-97,33	-77,54
526	Máximo Positivo	184,50	193,83	176,93	158,04	212,37	223,02	156,64	218,42	190,47
	x=0	-191,36	-197,69	-183,88	-168,19	-214,41	-222,78	-166,19	-222,47	-195,87
	x=1,956	1,27	11,22	15,11	9,81	-0,54	-5,31	23,63	-8,65	5,82

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

En la Tabla 23 se muestran los valores absolutos máximos de los cortantes para cada una de las vigas estudiadas y cada registro seleccionado.

Tabla 23. Valores máximos de los cortantes para cada una de las vigas seleccionadas dependiendo del registro de acelerograma utilizado

ID de elemento	Valores de V_u (kN)								
	1601	1638	164	1784	5824	587	719	833	Promedio
1002	131,64	131,64	131,64	131,64	131,64	131,64	131,64	132,53	131,75
1009	198,59	198,59	198,59	198,59	198,59	203,55	200,24	198,59	199,41
1019	159,84	163,48	159,88	159,84	167,65	172,87	170,75	162,04	164,54
1389	146,89	146,89	146,89	146,89	146,89	150,43	146,89	148,39	147,52
405	93,56	93,56	93,56	93,56	93,56	93,56	93,56	97,85	94,09
526	166,80	172,62	161,20	148,33	185,72	192,79	147,08	190,97	170,69

En el caso de las columnas, los valores de los momentos, cortantes y cargas axiales se encuentran en la Tabla 24, la

1021	246,39	270,83	239,14	358,33	260,26	262,39	180,11	225,75	255,40
1054	238,04	272,53	243,15	351,40	271,08	270,24	183,61	239,48	258,69
1087	224,31	272,14	245,66	331,77	272,96	286,51	186,10	252,27	258,97
1164	225,99	272,31	240,70	299,08	265,16	292,45	185,66	261,41	255,34
1197	224,74	272,72	233,35	287,39	248,51	288,95	183,02	264,61	250,41
1230	227,21	275,65	240,04	287,12	244,74	283,31	185,97	267,93	251,50
1263	230,16	272,53	245,82	289,50	253,44	273,11	188,25	269,66	252,81
1296	224,63	255,01	246,48	285,06	253,74	278,73	186,64	260,37	248,83
1329	228,35	236,58	243,45	280,10	258,31	281,99	190,58	257,34	247,09
1362	232,29	223,58	229,58	267,35	260,75	275,12	193,30	251,81	241,72
1395	226,83	236,49	226,68	247,63	254,92	266,43	197,67	248,32	238,12
1428	218,62	241,82	239,28	237,39	238,52	265,21	199,69	244,87	235,67
1461	212,75	243,74	242,49	247,11	224,65	259,18	199,45	237,01	233,30
1494	206,37	244,38	234,30	258,72	216,54	245,29	197,27	224,50	228,42
1527	233,41	267,36	237,28	288,25	246,16	267,11	220,45	235,34	249,42
1560	318,05	341,65	318,98	358,07	323,64	341,94	304,54	306,03	326,61
163	309,36	305,76	246,98	456,18	257,18	383,11	168,03	370,62	312,15
164	290,06	246,57	255,05	333,83	261,95	299,78	197,83	326,43	276,44
165	310,41	231,12	204,85	313,61	198,20	308,86	152,12	346,51	258,21
1909	425,93	387,62	320,43	609,51	372,55	557,85	199,38	446,16	414,93
889	191,25	203,76	190,78	245,69	210,08	231,57	134,27	258,89	208,28

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

922	209,56	219,82	209,56	285,27	215,59	227,92	153,17	242,09	220,37
955	230,41	242,84	219,64	320,77	224,46	233,50	163,64	219,86	231,89
988	240,59	256,89	227,90	344,46	233,31	249,31	169,17	205,74	240,92

Tabla 25 y la

1021	105,83	112,57	102,34	94,88	106,42	118,85	86,34	125,73	106,62
1054	106,58	110,76	101,46	89,59	101,30	120,34	88,76	124,95	105,47
1087	108,78	110,03	104,12	89,71	102,45	123,94	93,19	126,19	107,30
1164	109,49	108,05	105,45	96,55	103,27	131,33	96,32	125,64	109,51
1197	109,08	109,25	106,47	101,96	109,70	135,45	98,22	123,68	111,73
1230	109,26	112,95	109,18	106,91	115,01	137,00	100,18	122,43	114,11
1263	110,21	118,69	112,97	112,81	118,74	136,82	102,91	122,01	116,89
1296	107,90	119,22	112,42	115,16	116,15	130,52	102,16	118,54	115,26
1329	109,56	122,88	114,99	123,34	114,62	128,96	104,90	119,11	117,29
1362	109,77	125,87	115,60	131,44	113,54	128,72	106,26	117,86	118,63
1395	111,93	128,75	115,69	137,04	115,85	129,21	107,50	116,27	120,28
1428	117,96	130,50	117,31	140,70	118,67	130,04	109,03	115,25	122,43
1461	120,72	130,22	120,21	140,78	121,82	129,83	109,48	114,67	123,47
1494	121,07	129,11	121,26	138,19	122,70	129,25	109,84	113,96	123,17
1527	127,15	135,17	127,50	141,71	129,10	135,76	117,16	120,57	129,26
1560	141,65	148,59	148,53	151,32	146,44	151,64	134,04	134,04	144,53
163	47,28	51,32	51,95	59,76	49,17	53,68	30,72	49,88	49,22
164	63,31	72,14	64,91	78,32	66,45	71,53	48,71	73,24	67,33
165	50,74	62,44	52,22	64,40	56,44	60,37	40,14	70,05	57,10
1909	48,85	50,09	53,41	62,96	51,76	54,23	31,17	49,46	50,24
526	156,27	162,09	150,68	137,81	150,16	182,27	136,56	180,45	157,04
889	89,53	99,03	90,19	98,11	95,75	97,56	70,73	110,07	93,87
922	97,84	106,26	98,65	101,03	105,69	108,63	78,21	119,45	101,97
955	100,10	109,14	100,05	100,04	107,70	111,83	80,11	121,36	103,79
988	102,71	111,12	101,21	97,83	107,80	115,09	82,58	123,36	105,21

Tabla 26 respectivamente. En cada tabla se incluyen los valores obtenidos para cada registro de acelerograma, así como el promedio, que es el valor usado en el diseño del elemento.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 24. Valores máximos del momento de diseño en cada una de las columnas seleccionadas dependiendo del registro de acelerograma utilizado

ID de elemento	Valores de M_u (kNm)								
	1601	1638	164	1784	5824	587	719	833	Promedio
1021	246,39	270,83	239,14	358,33	260,26	262,39	180,11	225,75	255,40
1054	238,04	272,53	243,15	351,40	271,08	270,24	183,61	239,48	258,69
1087	224,31	272,14	245,66	331,77	272,96	286,51	186,10	252,27	258,97
1164	225,99	272,31	240,70	299,08	265,16	292,45	185,66	261,41	255,34
1197	224,74	272,72	233,35	287,39	248,51	288,95	183,02	264,61	250,41
1230	227,21	275,65	240,04	287,12	244,74	283,31	185,97	267,93	251,50
1263	230,16	272,53	245,82	289,50	253,44	273,11	188,25	269,66	252,81
1296	224,63	255,01	246,48	285,06	253,74	278,73	186,64	260,37	248,83
1329	228,35	236,58	243,45	280,10	258,31	281,99	190,58	257,34	247,09
1362	232,29	223,58	229,58	267,35	260,75	275,12	193,30	251,81	241,72
1395	226,83	236,49	226,68	247,63	254,92	266,43	197,67	248,32	238,12
1428	218,62	241,82	239,28	237,39	238,52	265,21	199,69	244,87	235,67
1461	212,75	243,74	242,49	247,11	224,65	259,18	199,45	237,01	233,30
1494	206,37	244,38	234,30	258,72	216,54	245,29	197,27	224,50	228,42
1527	233,41	267,36	237,28	288,25	246,16	267,11	220,45	235,34	249,42
1560	318,05	341,65	318,98	358,07	323,64	341,94	304,54	306,03	326,61
163	309,36	305,76	246,98	456,18	257,18	383,11	168,03	370,62	312,15
164	290,06	246,57	255,05	333,83	261,95	299,78	197,83	326,43	276,44
165	310,41	231,12	204,85	313,61	198,20	308,86	152,12	346,51	258,21
1909	425,93	387,62	320,43	609,51	372,55	557,85	199,38	446,16	414,93
889	191,25	203,76	190,78	245,69	210,08	231,57	134,27	258,89	208,28
922	209,56	219,82	209,56	285,27	215,59	227,92	153,17	242,09	220,37
955	230,41	242,84	219,64	320,77	224,46	233,50	163,64	219,86	231,89
988	240,59	256,89	227,90	344,46	233,31	249,31	169,17	205,74	240,92

Tabla 25. Valores máximos del cortante de diseño en cada una de las columnas seleccionadas dependiendo del registro de acelerograma utilizado

ID de elemento	Valores de V_u (kN)								
	1601	1638	164	1784	5824	587	719	833	Promedio
1021	105,83	112,57	102,34	94,88	106,42	118,85	86,34	125,73	106,62
1054	106,58	110,76	101,46	89,59	101,30	120,34	88,76	124,95	105,47
1087	108,78	110,03	104,12	89,71	102,45	123,94	93,19	126,19	107,30

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

ID de elemento	Valores de V_u (kN)								
	1601	1638	164	1784	5824	587	719	833	Promedio
1164	109,49	108,05	105,45	96,55	103,27	131,33	96,32	125,64	109,51
1197	109,08	109,25	106,47	101,96	109,70	135,45	98,22	123,68	111,73
1230	109,26	112,95	109,18	106,91	115,01	137,00	100,18	122,43	114,11
1263	110,21	118,69	112,97	112,81	118,74	136,82	102,91	122,01	116,89
1296	107,90	119,22	112,42	115,16	116,15	130,52	102,16	118,54	115,26
1329	109,56	122,88	114,99	123,34	114,62	128,96	104,90	119,11	117,29
1362	109,77	125,87	115,60	131,44	113,54	128,72	106,26	117,86	118,63
1395	111,93	128,75	115,69	137,04	115,85	129,21	107,50	116,27	120,28
1428	117,96	130,50	117,31	140,70	118,67	130,04	109,03	115,25	122,43
1461	120,72	130,22	120,21	140,78	121,82	129,83	109,48	114,67	123,47
1494	121,07	129,11	121,26	138,19	122,70	129,25	109,84	113,96	123,17
1527	127,15	135,17	127,50	141,71	129,10	135,76	117,16	120,57	129,26
1560	141,65	148,59	148,53	151,32	146,44	151,64	134,04	134,04	144,53
163	47,28	51,32	51,95	59,76	49,17	53,68	30,72	49,88	49,22
164	63,31	72,14	64,91	78,32	66,45	71,53	48,71	73,24	67,33
165	50,74	62,44	52,22	64,40	56,44	60,37	40,14	70,05	57,10
1909	48,85	50,09	53,41	62,96	51,76	54,23	31,17	49,46	50,24
526	156,27	162,09	150,68	137,81	150,16	182,27	136,56	180,45	157,04
889	89,53	99,03	90,19	98,11	95,75	97,56	70,73	110,07	93,87
922	97,84	106,26	98,65	101,03	105,69	108,63	78,21	119,45	101,97
955	100,10	109,14	100,05	100,04	107,70	111,83	80,11	121,36	103,79
988	102,71	111,12	101,21	97,83	107,80	115,09	82,58	123,36	105,21

Tabla 26. Valores máximos de carga axial de diseño en cada una de las columnas seleccionadas dependiendo del registro de acelerograma utilizado

ID de elemento	Valores de P_u (kN)								
	1601	1638	164	1784	5824	587	719	833	Promedio
1021	-5796,72	-5889,05	-5796,72	-5952,06	-5796,72	-5851,70	-5796,72	-5796,72	-5834,55
1054	-5423,15	-5522,80	-5423,15	-5609,12	-5423,15	-5483,61	-5423,15	-5423,15	-5466,41
1087	-5056,64	-5156,89	-5056,64	-5261,15	-5056,64	-5121,12	-5056,64	-5056,64	-5102,80
1164	-4696,18	-4790,32	-4696,18	-4905,96	-4696,18	-4757,66	-4696,18	-4696,18	-4741,86
1197	-4340,95	-4422,91	-4340,95	-4542,71	-4340,95	-4392,54	-4340,95	-4340,95	-4382,86
1230	-3999,16	-4063,36	-3999,16	-4180,56	-3999,16	-4034,90	-3999,16	-3999,16	-4034,33
1263	-3652,15	-3694,02	-3652,15	-3802,66	-3652,15	-3666,64	-3652,15	-3652,15	-3678,01
1296	-3308,26	-3324,35	-3308,26	-3419,78	-3308,26	-3308,26	-3308,26	-3308,26	-3324,21

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

1329	-2969,62	-2969,62	-2969,62	-3037,24	-2969,62	-2969,62	-2969,62	-2969,62	-2978,07
1362	-2618,72	-2618,72	-2618,72	-2651,48	-2618,72	-2618,72	-2618,72	-2618,72	-2622,81
1395	-2263,87	-2263,87	-2263,87	-2273,14	-2263,87	-2263,87	-2263,87	-2263,87	-2265,02
1428	-1886,51	-1886,51	-1886,51	-1886,51	-1886,51	-1886,51	-1886,51	-1886,51	-1886,51
1461	-1495,38	-1495,38	-1495,38	-1495,38	-1495,38	-1495,38	-1495,38	-1495,38	-1495,38
1494	-1119,31	-1119,31	-1119,31	-1119,31	-1119,31	-1119,31	-1119,31	-1119,31	-1119,31
1527	-769,95	-769,95	-769,95	-769,95	-769,95	-769,95	-769,95	-769,95	-769,95
1560	-431,02	-431,02	-431,02	-431,02	-431,02	-431,02	-431,02	-431,02	-431,02
163	-8525,54	-8525,54	-8525,54	-8525,54	-8525,54	-8685,66	-8525,54	-8701,69	-8567,57
164	-8152,02	-8152,02	-8152,02	-8152,02	-8152,02	-8319,69	-8152,02	-8328,28	-8195,01
165	-7746,17	-7746,17	-7746,17	-7746,17	-7746,17	-7928,36	-7746,17	-7927,20	-7791,58
1909	-8750,08	-8750,08	-8750,08	-8750,08	-8750,08	-8911,74	-8750,08	-8924,29	-8792,06
526	-13,12	-12,19	-17,30	-22,86	-15,57	-14,41	-4,14	-5,91	-13,19
889	-7331,76	-7340,59	-7331,76	-7331,76	-7331,76	-7496,76	-7331,76	-7477,69	-7371,73
922	-6940,76	-6977,33	-6940,76	-6962,05	-6940,76	-7083,09	-6940,76	-7045,99	-6978,94
955	-6550,20	-6610,33	-6550,20	-6620,41	-6550,20	-6665,78	-6550,20	-6611,90	-6588,65
988	-6166,16	-6245,17	-6166,16	-6281,88	-6166,16	-6252,25	-6166,16	-6186,43	-6203,80

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

6 ETAPA 4: COMPARACIÓN DE RESULTADOS

6.1 COMPARACIÓN DE DERIVAS

Una vez se hayan realizado los análisis planteados, es posible hacer una comparación entre sus resultados. Esta comparación puede observarse en la Tabla 27 y la Figura 40. En la tabla es posible observar que en la mayoría de los pisos las derivas obtenidas son mayores en el análisis cronológico, y que el aumento de las derivas respecto al resultado del análisis modal espectral es más marcado en los últimos pisos (17 en adelante). De la misma manera, se obtienen derivas bastante similares entre los pisos 9 y 15. Se puede argumentar que el ajuste realizado de acuerdo con lo planteado en el capítulo 5.5.1, actividad que no se debió realizar en el análisis modal espectral, lleva a obtener mayores derivas en el análisis cronológico.

Tabla 27. Comparación de resultados de deriva para los métodos de análisis realizados

Piso	Altura desde apoyos (m)	Análisis Modal Espectral		Análisis Cronológico		Diferencia
		Deriva (cm)	% de altura entre pisos	Deriva (cm)	% de altura entre pisos	
P24	84,30	1,50	0,47%	2,03	0,63%	35%
P23	81,10	1,65	0,51%	2,22	0,69%	35%
P22	77,90	1,72	0,54%	2,30	0,72%	33%
P21	74,70	1,76	0,55%	2,30	0,72%	30%
P20	71,50	1,78	0,56%	2,27	0,71%	27%
P19	68,30	1,79	0,56%	2,07	0,65%	15%
P18	65,10	1,81	0,56%	2,04	0,64%	13%
P17	61,90	1,83	0,57%	2,06	0,64%	13%
P16	58,70	1,86	0,58%	1,98	0,62%	6%
P15	55,50	1,90	0,59%	1,99	0,62%	5%
P14	52,30	1,92	0,60%	1,91	0,60%	-1%
P13	49,10	1,95	0,61%	1,90	0,59%	-2%
P12	45,90	1,96	0,61%	1,92	0,60%	-2%
P11	42,70	1,98	0,62%	1,96	0,61%	-1%
P10	39,50	1,99	0,62%	2,01	0,63%	1%
P9	36,30	1,99	0,62%	2,07	0,65%	4%
P8	33,10	1,99	0,62%	2,13	0,67%	7%
P7	29,90	1,97	0,62%	2,15	0,67%	9%
P6	26,70	1,94	0,61%	2,13	0,66%	10%
P5	23,50	1,89	0,59%	2,04	0,64%	8%
P4	20,30	1,82	0,57%	1,95	0,61%	7%
P3	17,10	2,13	0,53%	2,28	0,57%	7%

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Piso	Altura desde apoyos (m)	Análisis Modal Espectral		Análisis Cronológico		Diferencia
		Deriva (cm)	% de altura entre pisos	Deriva (cm)	% de altura entre pisos	
P2	13,10	2,21	0,44%	2,38	0,48%	8%
P1	8,10	1,30	0,28%	1,42	0,31%	9%
S1	3,50	0,38	0,11%	0,42	0,12%	10%
S2	0	0	-	0	-	-

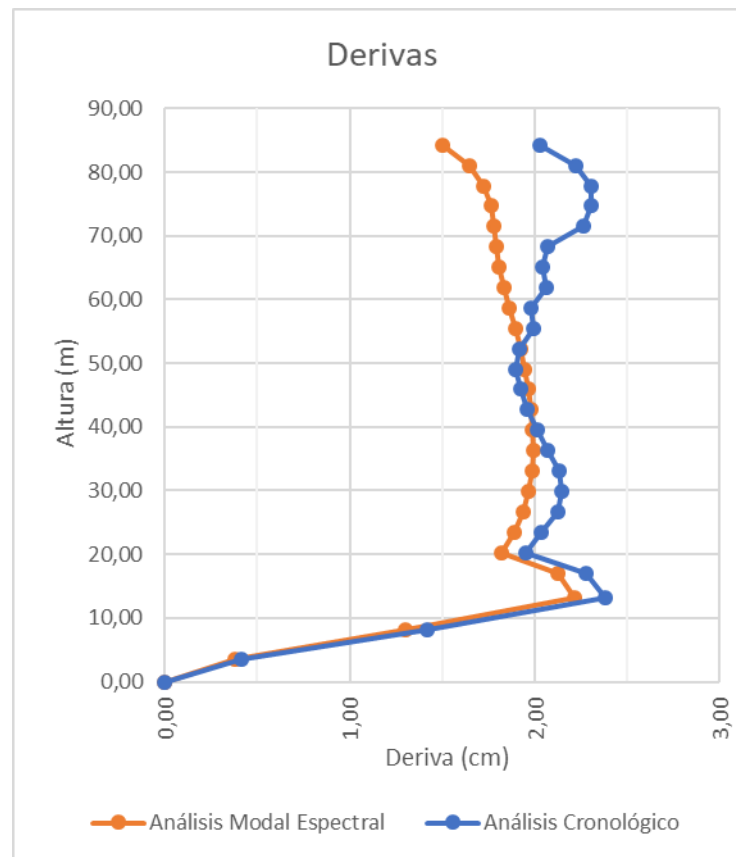


Figura 40. Comparación de resultados de deriva para los métodos de análisis realizados

6.2 ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LAS DERIVAS OBTENIDAS MEDIANTE ANÁLISIS CRONOLÓGICO

Además de comparar los resultados del análisis cronológico con los dados por el análisis modal, también es necesario realizar un análisis estadístico de los resultados obtenidos entre los diferentes análisis cronológicos llevados a cabo considerando las diferentes parejas de acelerogramas utilizados en su ejecución. En la Tabla 28 se muestran los resultados de este análisis. En su observación se puede notar que existe una gran variación

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

relativa entre los valores para cada piso, dado el hecho de que las derivas máximas en la mayoría de los niveles son entre dos y tres veces mayores que las derivas mínimas obtenidas en los análisis. Esta dispersión en los valores de las derivas obtenidas hace que el promedio, que es el valor que se utiliza para la verificación de las derivas según el capítulo A.6 de la norma, no sea tan representativo de la respuesta general a la familia de acelerogramas. También se puede observar que la variación en los valores de la deriva es mayor entre los pisos 11 y 16, donde se presentan algunos de los valores de deriva más altos en el edificio, llegando a tener valores de 0,37.

Tabla 28. Análisis estadístico de resultados de deriva de los diferentes análisis cronológicos realizados

Piso	Promedio		Mínimo		Mínimo		Desviación Estándar		Coeficiente de Variación
	cm	%	cm	%	cm	%	cm	%	
P24	2,03	0,63%	1,38	0,43%	2,78	0,87%	0,53	0,16%	0,260
P23	2,22	0,69%	1,56	0,49%	3,02	0,94%	0,55	0,17%	0,247
P22	2,30	0,72%	1,65	0,52%	3,12	0,98%	0,56	0,18%	0,244
P21	2,30	0,72%	1,71	0,53%	3,12	0,98%	0,59	0,18%	0,256
P20	2,27	0,71%	1,72	0,54%	3,02	0,94%	0,56	0,18%	0,249
P19	2,07	0,65%	1,52	0,47%	2,54	0,79%	0,45	0,14%	0,216
P18	2,04	0,64%	1,46	0,46%	2,64	0,83%	0,48	0,15%	0,236
P17	2,06	0,64%	1,48	0,46%	2,74	0,86%	0,49	0,15%	0,237
P16	1,98	0,62%	0,75	0,24%	2,85	0,89%	0,68	0,21%	0,346
P15	1,99	0,62%	0,77	0,24%	2,94	0,92%	0,69	0,22%	0,348
P14	1,91	0,60%	0,81	0,25%	3,01	0,94%	0,71	0,22%	0,370
P13	1,90	0,59%	0,92	0,29%	3,07	0,96%	0,69	0,22%	0,364
P12	1,92	0,60%	1,06	0,33%	3,12	0,98%	0,69	0,21%	0,358
P11	1,96	0,61%	1,23	0,38%	3,20	1,00%	0,65	0,20%	0,332
P10	2,01	0,63%	1,43	0,45%	3,25	1,02%	0,61	0,19%	0,303
P9	2,07	0,65%	1,55	0,48%	3,27	1,02%	0,57	0,18%	0,275
P8	2,13	0,67%	1,64	0,51%	3,24	1,01%	0,54	0,17%	0,252
P7	2,15	0,67%	1,70	0,53%	3,18	0,99%	0,51	0,16%	0,239
P6	2,13	0,66%	1,60	0,50%	3,08	0,96%	0,49	0,15%	0,228
P5	2,04	0,64%	1,48	0,46%	2,93	0,91%	0,45	0,14%	0,223
P4	1,95	0,61%	1,37	0,43%	2,73	0,85%	0,42	0,13%	0,214
P3	2,28	0,57%	1,55	0,39%	3,07	0,77%	0,47	0,12%	0,205
P2	2,38	0,48%	1,56	0,31%	3,02	0,60%	0,49	0,10%	0,204
P1	1,42	0,31%	0,95	0,21%	1,86	0,40%	0,28	0,06%	0,196
S1	0,42	0,12%	0,28	0,08%	0,57	0,16%	0,08	0,02%	0,199
S2	0	-	0	-	0	-	0	-	-

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

6.3 COMPARACIÓN DE FUERZAS DE DISEÑO

Igual que las derivas, las fuerzas de los elementos obtenidas para cada método de análisis son susceptibles de comparación, con el objetivo de conocer los efectos de los movimientos sísmicos de diseño utilizados en su valor, ya que estos son la única carga que varía entre uno y otro método. La comparación de los momentos de diseño en las vigas puede ser vista en la Tabla 27 y la Figura 41. En ella se puede observar que en todos los valores analizados el resultado obtenido con el análisis cronológico fue igual o menor que el obtenido con análisis modal espectral, siendo la diferencia entre uno y otro en algunos casos mayor del 10%.

Tabla 29. Comparación de resultados de momentos de diseño considerados para cada viga en cada uno de los métodos de análisis ejecutados.

ID de elemento	Mu Considerado	Mu (kNm)		Diferencia
		Análisis modal espectral	Análisis cronológico	
1002	Máximo Positivo	95,70	95,70	0,00%
	x=0,726	-105,45	-89,34	-15,28%
	x=5,324	-104,19	-87,83	-15,70%
1009	Máximo Positivo	122,91	122,91	0,00%
	x=0,24429	-268,54	-263,83	-1,75%
	x=6,27167	-193,17	-186,68	-3,36%
1019	Máximo Positivo	106,71	105,41	-1,21%
	x=0,25	-140,36	-133,63	-4,80%
	x=6,25	-268,59	-259,32	-3,45%
1389	Máximo Positivo	126,68	126,68	0,00%
	x=0,25	-188,67	-187,33	-0,71%
	x=6,25	-113,25	-108,42	-4,26%
405	Máximo Positivo	63,69	63,34	-0,54%
	x=0,25	-150,59	-134,17	-10,90%
	x=6,25	-97,00	-77,54	-20,07%
526	Máximo Positivo	223,53	190,47	-14,79%
	x=0,24455	-226,40	-195,87	-13,49%
	x=2,20091	-8,69	5,82	-33,09%

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

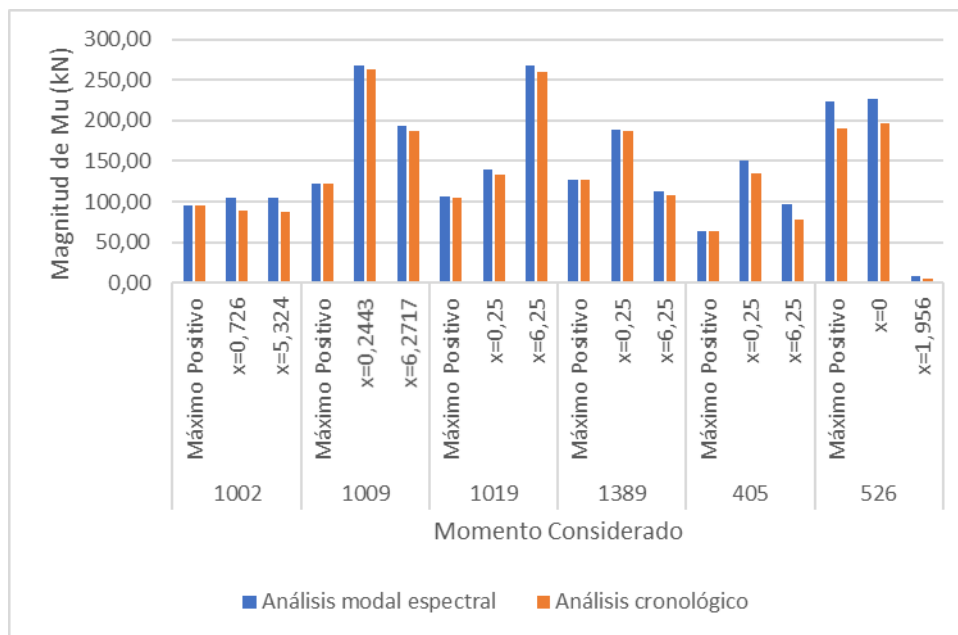


Figura 41. Comparación de resultados de momentos de diseño considerados para cada viga en cada uno de los métodos de análisis ejecutados.

En la Tabla 30 y la Figura 42 se realiza la comparación entre los cortantes máximos obtenidos para las vigas seleccionadas en ambos métodos. En este caso, también se puede observar una diferencia reducida entre ambos, ya que sólo dos casos la diferencia es mayor que el 2%.

Tabla 30. Comparación de resultados de cortantes máximos considerados para cada viga en cada uno de los métodos de análisis ejecutados.

ID de elemento	Valores de V_u (kN)		Diferencia
	Análisis modal espectral	Análisis cronológico	
1002	132,53	131,75	-0,6%
1009	198,59	199,41	0,4%
1019	166,53	164,54	-1,2%
1389	146,89	147,52	0,4%
405	96,94	94,09	-2,9%
526	194,33	170,69	-12,2%

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

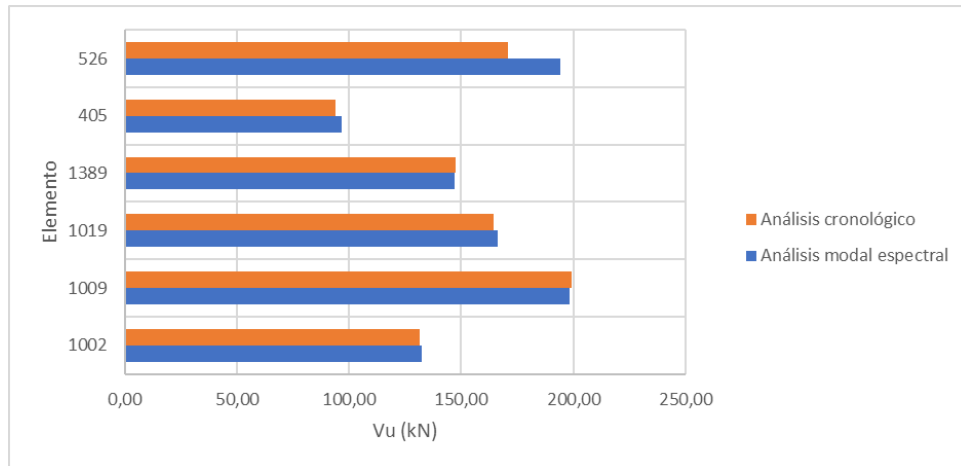


Figura 42. Comparación de resultados de cortantes máximos considerados para cada viga en cada uno de los métodos de análisis ejecutados.

Por otra parte, en la Tabla 31 y la Figura 43 se pueden observar las diferencias en las cargas axiales de columnas para ambos métodos. En estos valores, se confirma la tendencia observada en los resultados anteriores, ya que la diferencia es inferior al 1% en más de la mitad de las columnas consideradas en el estudio. En este caso, el tamaño de las diferencias se puede explicar por el hecho de que en la dirección axial de las columnas actúan de manera más directa las cargas gravitacionales.

Tabla 31. Comparación de valores máximos de carga axial considerados para cada columna en cada uno de los métodos de análisis ejecutados.

ID de elemento	Valores de P_u (kN)		Diferencia
	Análisis modal espectral	Análisis cronológico	
1021	-5872,90	-5834,55	-0,7%
1054	-5478,01	-5466,41	-0,2%
1087	-5092,85	-5102,80	0,2%
1164	-4716,60	-4741,86	0,5%
1197	-4348,39	-4382,86	0,8%
1230	-3999,16	-4034,33	0,9%
1263	-3652,15	-3678,01	0,7%
1296	-3308,26	-3324,21	0,5%
1329	-2969,62	-2978,07	0,3%
1362	-2618,72	-2622,81	0,2%
1395	-2263,87	-2265,02	0,1%
1428	-1886,51	-1886,51	0,0%
1461	-1495,38	-1495,38	0,0%
1494	-1119,31	-1119,31	0,0%
1527	-769,95	-769,95	0,0%

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

ID de elemento	Valores de P_u (kN)		Diferencia
	Análisis modal espectral	Análisis cronológico	
1560	-431,02	-431,02	0,0%
163	-8707,39	-8567,57	-1,6%
164	-8338,00	-8195,01	-1,7%
165	-7943,22	-7791,58	-1,9%
1909	-8929,50	-8792,06	-1,5%
889	-7506,81	-7371,73	-1,8%
922	-7091,17	-6978,94	-1,6%
955	-6675,06	-6588,65	-1,3%
988	-6265,94	-6203,80	-1,0%

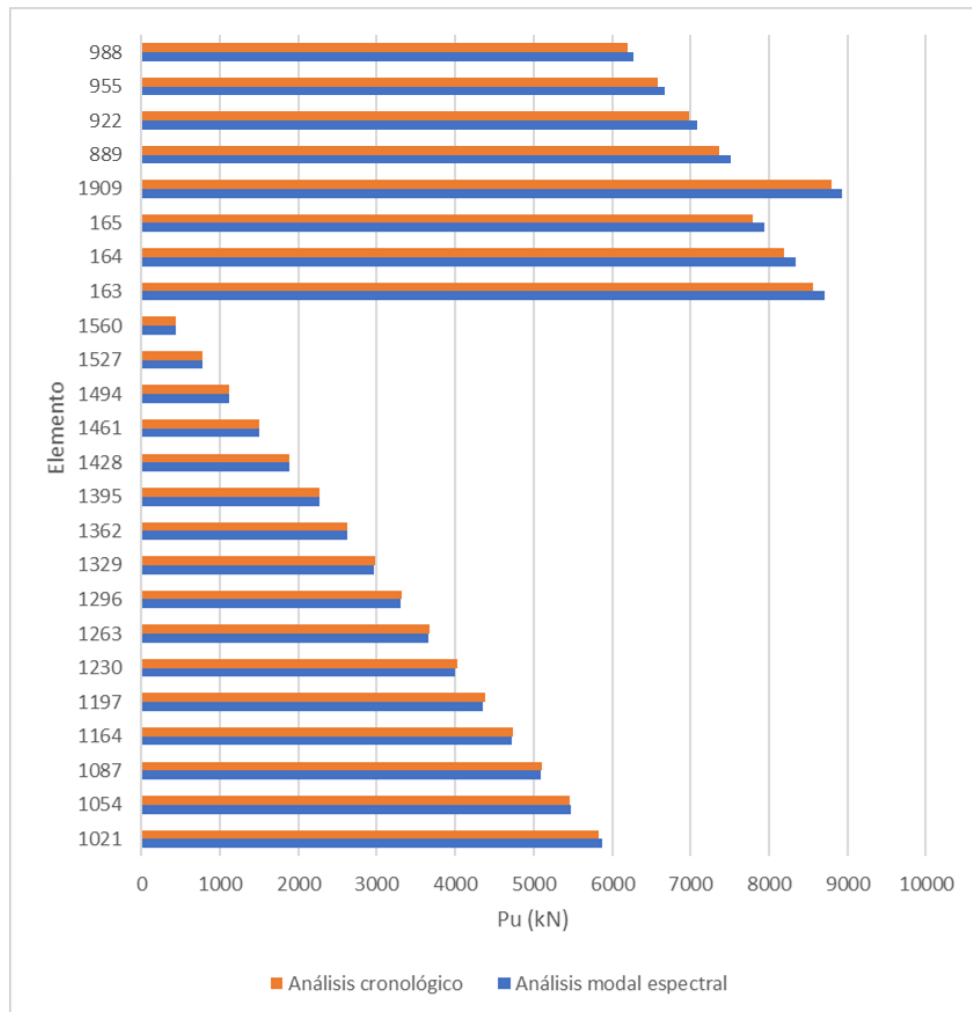


Figura 43. Comparación de valores máximos de carga axial considerados para cada columna en cada uno de los métodos de análisis ejecutados.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

En la Tabla 32 y la Figura 44 se observa la comparación de los cortantes en columna para ambos métodos, en la cual se confirma la tendencia observada, ya que, a excepción de dos valores, en ninguno existe una diferencia absoluta del 4% o mayor.

Tabla 32. Comparación de valores máximos de cortante considerados para cada columna en cada uno de los métodos de análisis ejecutados.

ID de elemento	Valores de V_u (kN)		Diferencia
	Análisis modal espectral	Análisis cronológico	
1021	130,48	106,62	-18,3%
1054	131,18	105,47	-19,6%
1087	133,88	107,30	-19,9%
1164	135,07	109,51	-18,9%
1197	134,97	111,73	-17,2%
1230	135,03	114,11	-15,5%
1263	135,90	116,89	-14,0%
1296	132,68	115,26	-13,1%
1329	134,16	117,29	-12,6%
1362	134,80	118,63	-12,0%
1395	136,06	120,28	-11,6%
1428	138,27	122,43	-11,5%
1461	139,26	123,47	-11,3%
1494	138,91	123,17	-11,3%
1527	144,66	129,26	-10,6%
1560	160,42	144,53	-9,9%
163	72,31	49,22	-31,9%
164	88,18	67,33	-23,6%
165	79,61	57,10	-28,3%
1909	77,15	50,24	-34,9%
526	183,80	157,04	-14,6%
889	117,04	93,87	-19,8%
922	124,60	101,97	-18,2%
955	125,45	103,79	-17,3%
988	127,42	105,21	-17,4%

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

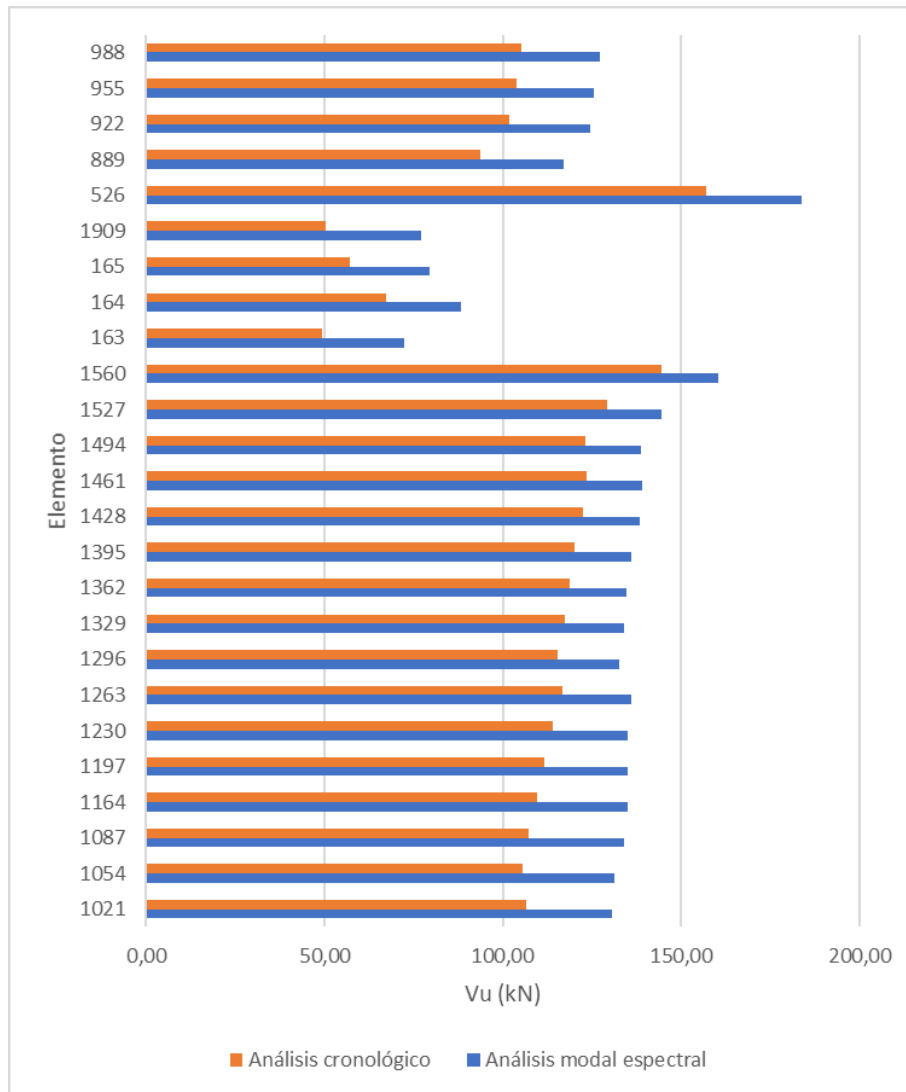


Figura 44. Comparación de valores máximos de cortante considerados para cada columna en cada uno de los métodos de análisis ejecutados.

En la Tabla 33 y la Figura 45 se observa la comparación de los momentos en columna para ambos métodos. En cuanto a las diferencias entre valores para cada método, la tabla muestra que en todos los elementos el valor del momento último es mayor en el análisis modal espectral, con diferencias mayores que el 10% en todos los casos.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 33. Comparación de valores máximos de momento considerados para cada columna en cada uno de los métodos de análisis ejecutados.

ID de elemento	Valores de M_u (kNm)		Diferencia
	Análisis modal espectral	Análisis cronológico	
1021	305,95	255,40	-16,5%
1054	306,08	258,69	-15,5%
1087	309,38	258,97	-16,3%
1164	312,94	255,34	-18,4%
1197	314,10	250,41	-20,3%
1230	318,02	251,50	-20,9%
1263	320,37	252,81	-21,1%
1296	312,89	248,83	-20,5%
1329	308,92	247,09	-20,0%
1362	300,65	241,72	-19,6%
1395	292,87	238,12	-18,7%
1428	282,01	235,67	-16,4%
1461	270,85	233,30	-13,9%
1494	261,95	228,42	-12,8%
1527	283,88	249,42	-12,1%
1560	364,32	326,61	-10,3%
163	432,39	312,15	-27,8%
164	347,86	276,44	-20,5%
165	339,05	258,21	-23,8%
1909	582,73	414,93	-28,8%
889	280,25	208,28	-25,7%
922	287,34	220,37	-23,3%
955	296,68	231,89	-21,8%
988	299,61	240,92	-19,6%

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

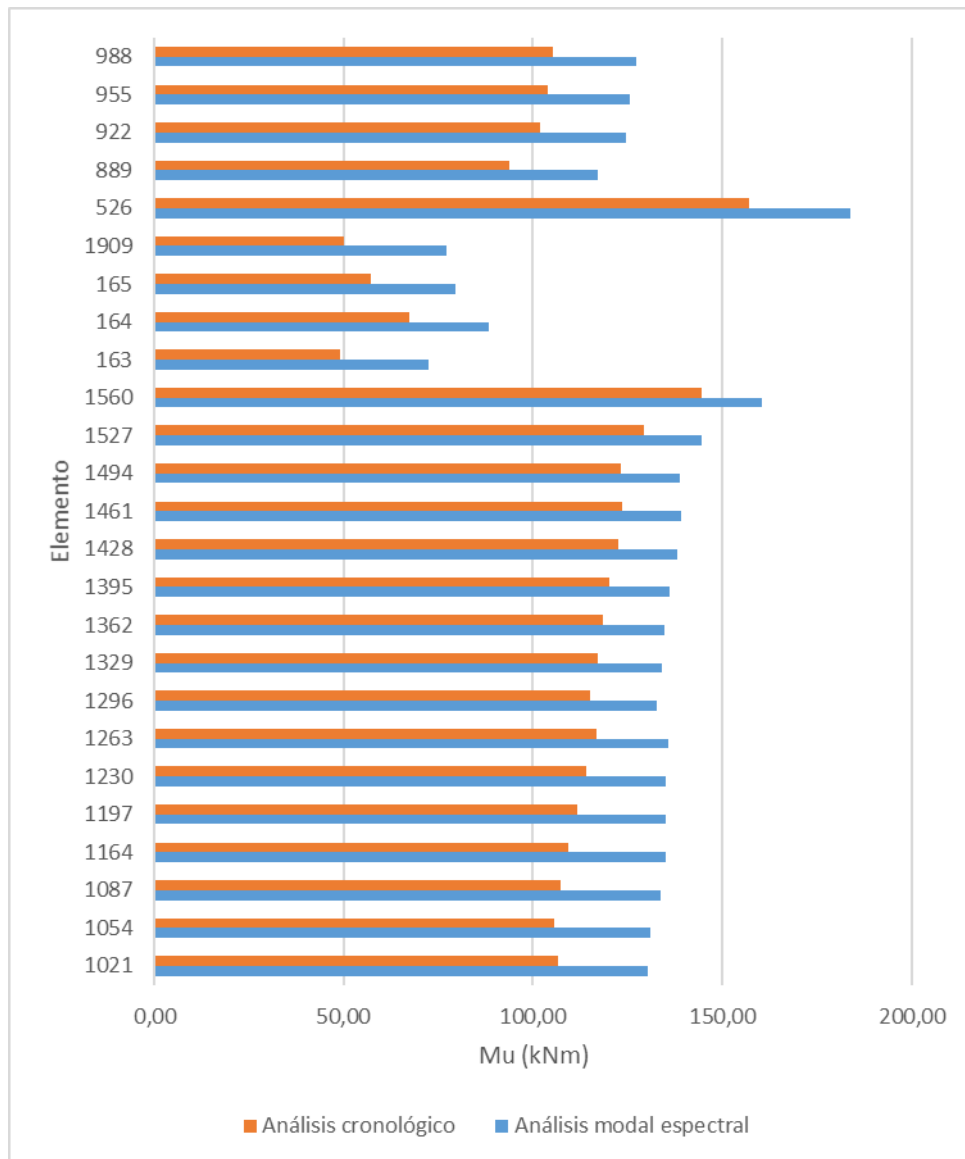


Figura 45. Comparación de valores máximos de momento considerados para cada columna en cada uno de los métodos de análisis ejecutados.

6.4 ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LAS FUERZAS DE DISEÑO OBTENIDAS MEDIANTE ANÁLISIS CRONOLÓGICO

De la misma manera que con los resultados de la deriva en la sección 0, es necesario también realizar un análisis estadístico de los resultados de las fuerzas de diseño para elementos obtenidos entre los diferentes análisis cronológicos llevados a cabo considerando las diferentes parejas de acelerogramas utilizados en su ejecución.

En la Tabla 34 se observa este análisis realizado para cada uno de los momentos últimos seleccionados. En la tabla es posible observar la continuación de la tendencia mostrada en

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

el capítulo 6.3, en el hecho de que las variaciones se presentan en una magnitud menor que en el caso de las derivas, debido a la intervención de otras cargas, llegando en algunos casos a que para todos los acelerogramas se dé el mismo valor en algunos de los momentos considerados.

Tabla 34. Análisis estadístico de resultados de momentos de diseño en vigas seleccionadas obtenidos en los análisis cronológicos realizados con los diferentes registros.

ID de elemento	Mu Considerado	Valores de M_u (kNm)				Coeficiente de variación
		Promedio	Mínimo	Máximo	Desviación Estandar	
1002	Máximo Positivo	95,70	95,70	95,70	0,00	0,00
	x=0,726	-89,34	-104,87	-76,57	9,75	0,11
	x=5,324	-87,83	-105,71	-73,21	9,52	0,11
1009	Máximo Positivo	122,91	122,91	122,91	0,00	0,00
	x=0,2443	-263,83	-288,18	-238,63	14,27	0,05
	x=6,2717	-186,68	-215,28	-157,73	18,49	0,10
1019	Máximo Positivo	105,41	101,87	112,95	4,53	0,04
	x=0,25	-133,63	-158,64	-105,88	14,98	0,11
	x=6,25	-259,32	-287,72	-223,26	20,80	0,08
1389	Máximo Positivo	126,68	126,68	126,68	0,00	0,00
	x=0,25	-187,33	-207,99	-173,25	12,85	0,07
	x=6,25	-108,42	-123,77	-85,48	12,91	0,12
405	Máximo Positivo	63,34	63,22	64,22	0,35	0,01
	x=0,25	-134,17	-153,44	-121,48	10,21	0,08
	x=6,25	-77,54	-97,33	-64,22	10,61	0,14
526	Máximo Positivo	190,47	156,64	223,02	26,04	0,14
	x=0	-195,87	-222,78	-166,19	22,64	0,12
	x=1,956	5,82	-8,65	23,63	10,97	1,89

El mismo análisis fue realizado para los resultados máximos de los cortantes en cada miembro, y puede ser observado en la Tabla 35. En el caso de los cortantes, las tendencias descritas se acentúan, ya que en la cinco de los seis elementos seleccionados el coeficiente de variación es de 0,032 o menor.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 35. Análisis estadístico de resultados de cortantes máximos en vigas seleccionadas obtenidos en los análisis cronológicos realizados con los diferentes registros.

ID de elemento	Valores de V_u (kN)				Coeficiente de variación
	Promedio	Mínimo	Máximo	Desviación Estándar	
1002	131,75	131,64	132,53	0,32	0,002
1009	199,41	198,59	203,55	1,77	0,009
1019	164,54	159,84	172,87	5,22	0,032
1389	147,52	146,89	150,43	1,29	0,009
405	94,09	93,56	97,85	1,52	0,016
526	170,69	147,08	192,79	18,10	0,106

Para las columnas se realizó el mismo análisis en los valores de cortante, momento y carga axial. En la Tabla 36 se exponen los valores correspondientes al análisis estadístico de los cortantes en cada columna para los análisis cronológicos. En los valores se observa que la relación entre cortantes máximos y mínimos es de 1,5 o menor en la mayoría de las columnas, y que los coeficientes de variación tienen valores de entre 0,06 y 0,17, similares a los obtenidos en la Tabla 34.

Tabla 36. Análisis estadístico de resultados de cortantes máximos en columnas seleccionadas obtenidos en los análisis cronológicos realizados con los diferentes registros.

ID de elemento	Valores de V_u (kN)				Coeficiente de variación
	Promedio	Mínimo	Máximo	Desviación Estándar	
1021	106,6	86,3	125,7	12,6	0,119
1054	105,5	88,8	125,0	13,1	0,124
1087	107,3	89,7	126,2	13,0	0,121
1164	109,5	96,3	131,3	12,7	0,116
1197	111,7	98,2	135,5	12,1	0,108
1230	114,1	100,2	137,0	11,3	0,099
1263	116,9	102,9	136,8	10,0	0,086
1296	115,3	102,2	130,5	8,4	0,073
1329	117,3	104,9	129,0	7,9	0,067
1362	118,6	106,3	131,4	9,1	0,077
1395	120,3	107,5	137,0	10,2	0,084
1428	122,4	109,0	140,7	10,3	0,084
1461	123,5	109,5	140,8	9,9	0,080
1494	123,2	109,8	138,2	9,0	0,073
1527	129,3	117,2	141,7	8,1	0,063

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

ID de elemento	Valores de V_u (kN)				Coeficiente de variación
	Promedio	Mínimo	Máximo	Desviación Estándar	
1560	144,5	134,0	151,6	7,2	0,050
163	49,2	30,7	59,8	8,4	0,170
164	67,3	48,7	78,3	9,0	0,134
165	57,1	40,1	70,1	9,4	0,164
1909	50,2	31,2	63,0	8,9	0,177
526	157,0	136,6	182,3	17,3	0,110
889	93,9	70,7	110,1	11,3	0,120
922	102,0	78,2	119,4	11,8	0,116
955	103,8	80,1	121,4	12,1	0,116
988	105,2	82,6	123,4	12,3	0,117

En la Tabla 37 se observan los resultados del análisis estadístico aplicado a los valores de carga axial en columnas. Igual a como se concluyó en el capítulo 6.3, las variaciones entre los valores para cada uno de los elementos son menores a las presentadas por las demás cargas, lo cual deriva de que la carga axial de las columnas se ve afectada más ampliamente por el efecto de las cargas gravitacionales en el edificio. Los elementos estudiados presentan coeficientes de variación menores de 0,02.

Tabla 37. Análisis estadístico de resultados máximos de cargas axiales en columnas seleccionadas obtenidos en los análisis cronológicos realizados con los diferentes registros.

ID de elemento	Valores de P_u (kN)				Coeficiente de variación
	Promedio	Mínimo	Máximo	Desviación Estándar	
1021	-5834,6	-5952,1	-5796,7	58,8	0,010
1054	-5466,4	-5609,1	-5423,2	68,9	0,013
1087	-5102,8	-5261,2	-5056,6	74,6	0,015
1164	-4741,9	-4906,0	-4696,2	75,6	0,016
1197	-4382,9	-4542,7	-4341,0	71,7	0,016
1230	-4034,3	-4180,6	-3999,2	63,7	0,016
1263	-3678,0	-3802,7	-3652,1	52,5	0,014
1296	-3324,2	-3419,8	-3308,3	39,0	0,012
1329	-2978,1	-3037,2	-2969,6	23,9	0,008
1362	-2622,8	-2651,5	-2618,7	11,6	0,004
1395	-2265,0	-2273,1	-2263,9	3,3	0,001

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

ID de elemento	Valores de P_u (kN)				Coeficiente de variación
	Promedio	Mínimo	Máximo	Desviación Estándar	
1428	-1886,5	-1886,5	-1886,5	0,0	0,000
1461	-1495,4	-1495,4	-1495,4	0,0	0,000
1494	-1119,3	-1119,3	-1119,3	0,0	0,000
1527	-769,9	-769,9	-769,9	0,0	0,000
1560	-431,0	-431,0	-431,0	0,0	0,000
163	-8567,6	-8701,7	-8525,5	78,0	0,009
164	-8195,0	-8328,3	-8152,0	79,6	0,010
165	-7791,6	-7928,4	-7746,2	84,1	0,011
1909	-8792,1	-8924,3	-8750,1	77,8	0,009
889	-7371,7	-7496,8	-7331,8	71,5	0,010
922	-6978,9	-7083,1	-6940,8	55,4	0,008
955	-6588,7	-6665,8	-6550,2	44,5	0,007
988	-6203,8	-6281,9	-6166,2	48,0	0,008

En la Tabla 38 se observa el análisis estadístico de los valores máximos de momento en las columnas. En ellos se puede reconocer que los coeficientes de variación, que son de entre 0,058 y 0,312, son mayores que los de los cortantes, lo cual representa que los cambios en las fuerzas sísmicas tienen más efecto en los momentos de las columnas que en los valores de cortante.

Tabla 38. Análisis estadístico de valores máximos de momentos en columnas seleccionadas obtenidos en los análisis cronológicos realizados con los diferentes registros.

ID de elemento	Valores de M_u (kNm)				Coeficiente de variación
	Promedio	Mínimo	Máximo	Desviación Estándar	
1021	255,4	180,1	358,3	50,4	0,197
1054	258,7	183,6	351,4	47,4	0,183
1087	259,0	186,1	331,8	43,4	0,167
1164	255,3	185,7	299,1	37,1	0,145
1197	250,4	183,0	288,9	36,0	0,144
1230	251,5	186,0	287,1	34,2	0,136
1263	252,8	188,2	289,5	32,0	0,127
1296	248,8	186,6	285,1	31,3	0,126
1329	247,1	190,6	282,0	29,8	0,121
1362	241,7	193,3	275,1	27,1	0,112

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

ID de elemento	Valores de M_u (kNm)			Desviación Estándar	Coeficiente de variación
	Promedio	Mínimo	Máximo		
1395	238,1	197,7	266,4	21,3	0,089
1428	235,7	199,7	265,2	19,3	0,082
1461	233,3	199,5	259,2	19,7	0,084
1494	228,4	197,3	258,7	21,1	0,092
1527	249,4	220,4	288,2	22,7	0,091
1560	326,6	304,5	358,1	18,9	0,058
163	312,2	168,0	456,2	90,5	0,290
164	276,4	197,8	333,8	45,1	0,163
165	258,2	152,1	346,5	70,3	0,272
1909	414,9	199,4	609,5	129,5	0,312
889	208,3	134,3	258,9	38,9	0,187
922	220,4	153,2	285,3	36,9	0,167
955	231,9	163,6	320,8	43,1	0,186
988	240,9	169,2	344,5	50,2	0,208

6.5 ANÁLISIS DE COSTOS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN LAS FUERZAS DE DISEÑO

Uno de los estudios más importantes que debe hacerse a la hora de evaluar la aplicación de un método de análisis sísmico en la práctica de la ingeniería es el impacto que esta aplicación pueda tener en los costos de un proyecto. Al realizar un cambio en el método de análisis sísmico, se espera que existan cambios en las fuerzas en las que se basa el diseño de los elementos. Específicamente, se espera que el aumento en la precisión del método utilizado de como resultado unas cargas sísmicas de menor magnitud, lo cual llevaría a que resistencia para la que se diseña una sección específica de un elemento sea inferior, situación que a su vez derivaría en la utilización de un área de acero menor.

En el presente estudio se buscará conocer cuánta influencia pueden tener en la cantidad de acero a utilizar los cambios realizados. Esto se realizará buscando la relación entre el área transversal de acero de refuerzo requerida de acuerdo con la magnitud de cada tipo de sollicitación.

6.5.1 Análisis de refuerzo por cortante

Para el cálculo del refuerzo por cortante, se asumirá que el refuerzo debe soportar todo el cortante que se presente en la sección seleccionada. La relación utilizada para el cálculo del refuerzo transversal será la siguiente:

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$$

Donde

V_n es la resistencia a cortante nominal de la sección diseñada, que en este caso será igual al cortante último V_u obtenido en los análisis dividido por el factor de reducción de resistencia, que en el caso del diseño a cortante es de 0,75. Ambos valores deben ser dados en newtons.

A_v es el área transversal del acero de refuerzo para cortante utilizado para obtener esa resistencia nominal. Su valor debe ser dado en mm^2 .

f_{yt} es la resistencia a la fluencia del acero elegido. Su valor debe ser dado en MPa.

d es la distancia desde la fibra extrema en compresión de la viga hasta el centroide del refuerzo longitudinal

s es la separación entre estribos colocados. El valor de la separación entre estribos dependerá de las condiciones establecidas en el capítulo C.21 de la norma para separaciones máximas entre estribos de confinamiento en zonas confinadas, tanto para vigas como para columnas, ya que se asume que los cortantes máximos de diseño se dan en zonas de confinamiento. Para las vigas se toman en cuenta las directrices del numeral C.21.5.3.2 (ver Tabla 39) y para las columnas las del numeral C.21.3.5.6 (ver Tabla 40)

Tabla 39. Separaciones máximas permitidas entre estribos de confinamiento para vigas (según C.21.5.3.2 de la NSR-10)

Condición	$s \leq$	s (mm)	Valor considerado
a	$d/4$	92,5	$d = 370$ mm
b	$8d_b$	127,2	$d_b = 15,9$ mm (Barra No. 5)
c	$24d_c$	228	$d_c = 9,5$ mm (Barra No. 3)
d	300	300	

Tabla 40. Separaciones máximas permitidas entre estribos de confinamiento para vigas (según C.21.3.5.6 de la NSR-10)

Condición	$s \leq$	s (mm)	Valor considerado
a	$8d_b$	127,2	$d_b = 15,9$ mm (Barra No. 5)
b	$16d_c$	152	$d_c = 9,5$ mm (Barra No. 3)
c	$b/3, h/3$	166,7	$b = 500$ mm
d	150	150	

De acuerdo con los valores dados en las tablas, se considerarán separaciones de 90 mm en vigas y de 100 mm en columnas. Los valores para cada variable utilizada se pueden observar en la Tabla 41.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 41. Valores de variables consideradas en el cálculo de área de acero de refuerzo para cortante

Variable	Valor en columna	Valor en Vigas	Unidades
s	100	90	mm
f_{yt}	420	420	MPa
d	470	370 (en 1002, 405 y 525) 470 (en 1009, 1019 y 1389)	mm

En la Tabla 42 y la

1021	92,0	75,2	-16,8
1054	92,5	74,4	-18,1
1087	94,4	75,7	-18,8
1164	95,3	77,3	-18,0
1197	95,2	78,8	-16,4
1230	95,3	80,5	-14,8
1263	95,9	82,5	-13,4
1296	93,6	81,3	-12,3
1329	94,6	82,7	-11,9
1362	95,1	83,7	-11,4
1395	96,0	84,9	-11,1
1428	97,5	86,4	-11,2
1461	98,2	87,1	-11,1
1494	98,0	86,9	-11,1
1527	102,1	91,2	-10,9
1560	113,2	102,0	-11,2
163	51,0	34,7	-16,3
164	62,2	47,5	-14,7
165	56,2	40,3	-15,9
1909	54,4	35,4	-19,0
889	82,6	66,2	-16,3
922	87,9	71,9	-16,0
955	88,5	73,2	-15,3
988	89,9	74,2	-15,7

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

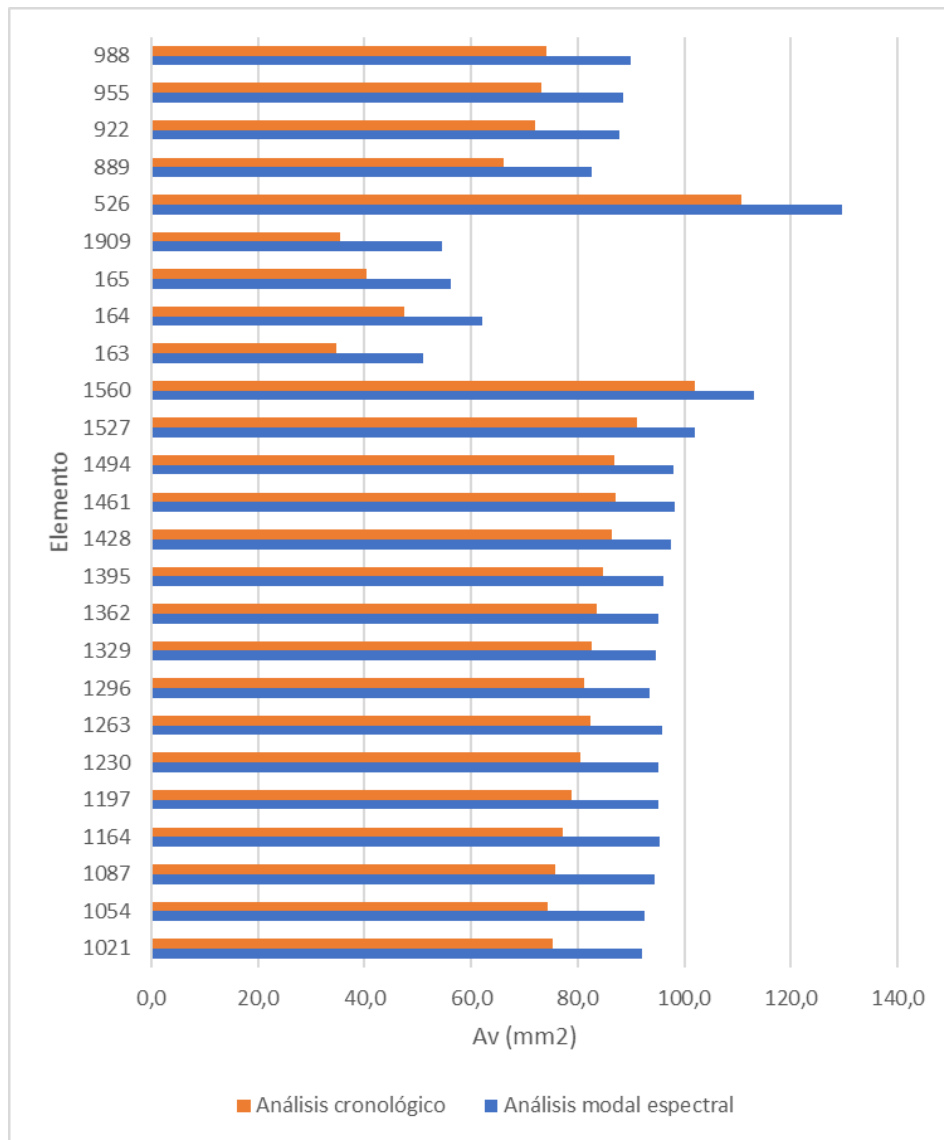


Figura 46. Valores de área de refuerzo transversal obtenidos para los valores de cortante en las columnas

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 43, la Figura 46 y la Figura 47 se pueden observar los valores obtenidos del área transversal de refuerzo en cortante para columnas y vigas, respectivamente. En ellas es posible observar que las diferencias obtenidas en el área de refuerzo transversal son mínimas, comparándolas con los tamaños disponibles de las barras de refuerzo a utilizar. De acuerdo con la norma, el refuerzo transversal debe ser formado por barras de diámetros de al menos 3/8 de pulgada, las cuales cuentan con un área transversal de 71 mm². Si se considera ese valor, y se compara con los obtenidos en las tablas, es posible observar que el uso de un método u otro no altera la cantidad de refuerzo colocado, ya que las diferencias obtenidas en los elementos son menores que 5 mm².

Tabla 42. Valores de área de refuerzo transversal obtenidos para los valores de cortante en las columnas

ID de elemento	Valores de A_v (mm ²)		
	Análisis modal espectral	Análisis cronológico	Diferencia
1021	92,0	75,2	-16,8
1054	92,5	74,4	-18,1
1087	94,4	75,7	-18,8
1164	95,3	77,3	-18,0
1197	95,2	78,8	-16,4
1230	95,3	80,5	-14,8
1263	95,9	82,5	-13,4
1296	93,6	81,3	-12,3
1329	94,6	82,7	-11,9
1362	95,1	83,7	-11,4
1395	96,0	84,9	-11,1
1428	97,5	86,4	-11,2
1461	98,2	87,1	-11,1
1494	98,0	86,9	-11,1
1527	102,1	91,2	-10,9
1560	113,2	102,0	-11,2
163	51,0	34,7	-16,3
164	62,2	47,5	-14,7
165	56,2	40,3	-15,9
1909	54,4	35,4	-19,0
889	82,6	66,2	-16,3
922	87,9	71,9	-16,0
955	88,5	73,2	-15,3
988	89,9	74,2	-15,7

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

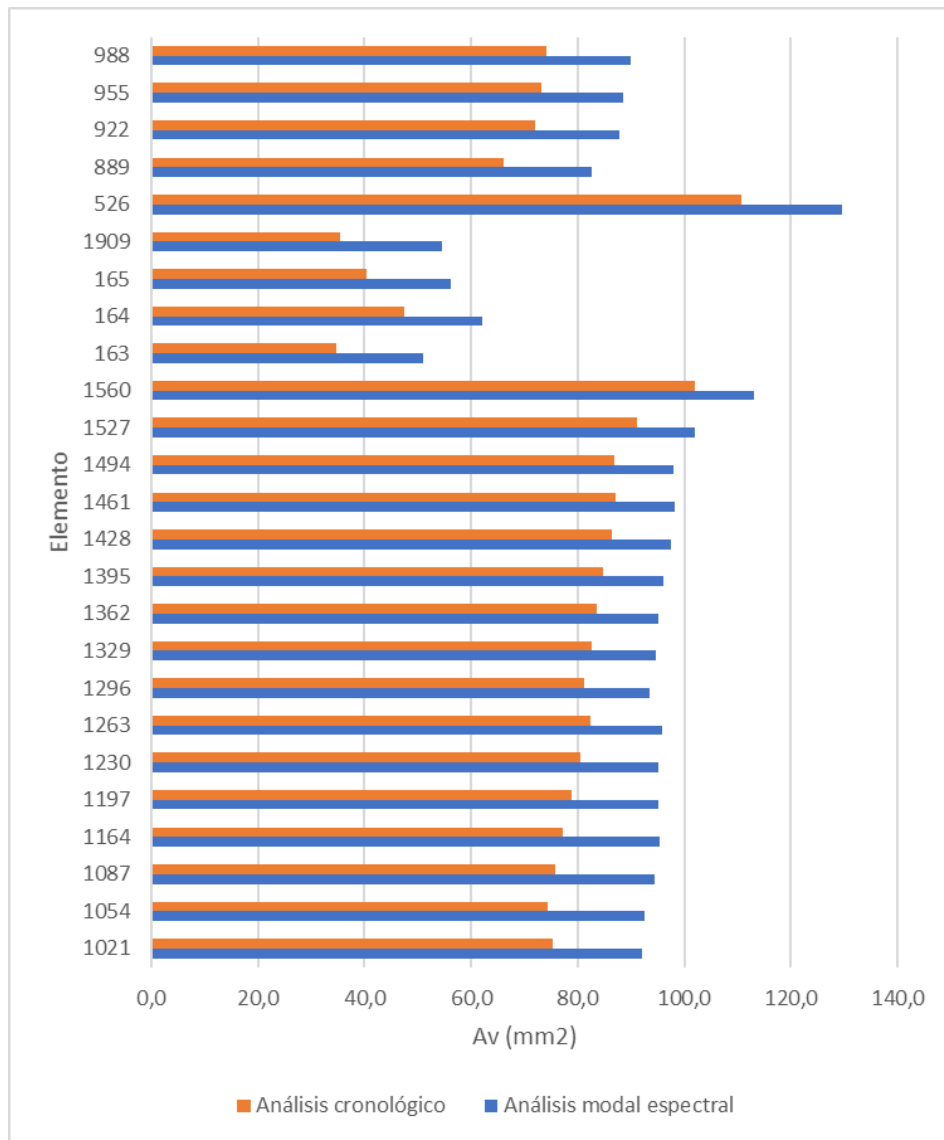


Figura 46. Valores de área de refuerzo transversal obtenidos para los valores de cortante en las columnas

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 43. Valores de área de refuerzo transversal obtenidos para los valores de cortante en las columnas

ID de elemento	Valores de A_v (mm ²)		
	Análisis modal espectral	Análisis cronológico	Diferencia
1002	102,3	101,7	-0,6
1009	120,7	121,2	0,5
1019	101,2	100,0	-1,2
1389	89,3	89,7	0,4
405	74,9	72,7	-2,2
526	150,1	131,8	-18,3

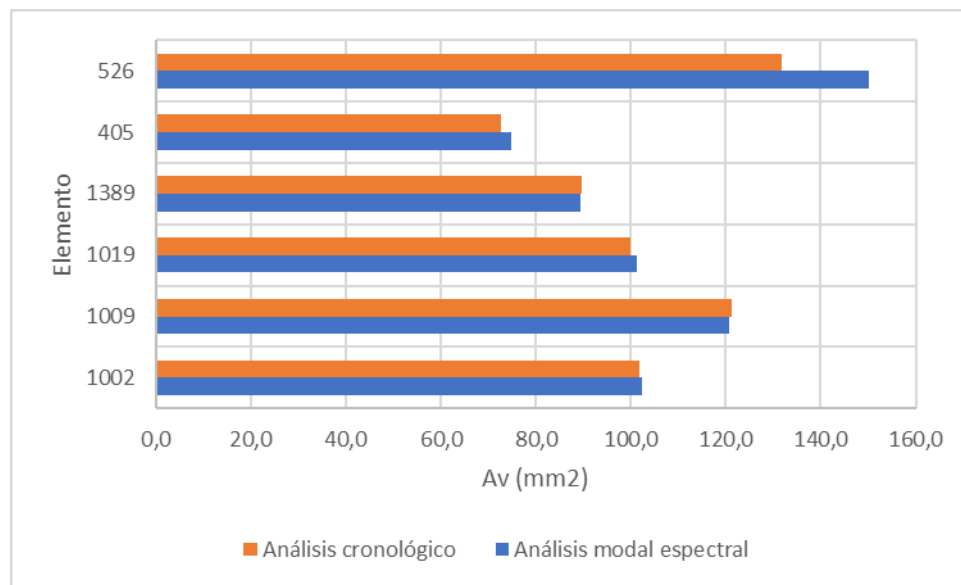


Figura 47. Valores de área de refuerzo transversal obtenidos para los valores de cortante en las columnas

6.5.2 Análisis de refuerzo a flexión en vigas

Para el cálculo del área de acero requerida para refuerzo a flexión, se utiliza la siguiente ecuación:

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Donde:

M_n es la resistencia a momento nominal de la sección diseñada, que en este caso será igual al momento último M_u obtenido en los análisis dividido por el factor de reducción de la información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

resistencia, que en el caso del diseño a flexión es de 0,9 para deformaciones de acero superiores a 0,005 mm/mm. Ambos valores deben ser dados en newtons por milímetro

A_s es el área de acero de refuerzo a tracción que debe haber en la sección para lograr la resistencia nominal. Su valor debe ser dado en mm^2 .

f_y es la resistencia a la fluencia del acero elegido. Su valor debe ser dado en MPa.

$(d - a/2)$ representa la longitud del brazo correspondiente al momento dentro de la sección. En el diseño a flexión, el momento nominal se puede representar como un par de fuerzas donde se incluyen las fuerzas a compresión del elemento (dadas principalmente por el concreto) y las fuerzas a tracción (proporcionadas por el área de acero A_s). Considerando lo anterior, la variable a representa la profundidad del centroide de la fuerza de compresión ejercida por el concreto, y puede definirse como:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c}$$

Considerando lo anterior, para conocer el área transversal de acero a flexión se utiliza la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{-0,85 \left(\sqrt{b(b d^2 f'_c - 2,35294 M_n) f'_c} + b d f'_c \right)}{f_y}$$

En la Tabla 44 y Figura 48 es posible observar las diferencias entre las áreas de acero obtenidas según la fuerza de diseño de cada uno de los métodos. Se puede observar que en uno de los elementos, las diferencias fueron de una magnitud que permitiría retirar una barra de 5/8" (con un área transversal de 199 mm^2) en dos de las secciones estudiadas, por lo cual se puede intuir que el cambio en las fuerzas podría influir en los materiales requeridos

Tabla 44. Valores de área de refuerzo a tracción obtenidos para los diferentes momentos en las vigas seleccionadas.

ID de elemento	Mu Considerado	A_s (mm^2)		Diferencia
		Análisis modal espectral	Análisis cronológico	
1002	Máximo Positivo	726	726	0
	x=0,726	806	675	-131
	x=5,324	795	663	-132
1009	Máximo Positivo	718	718	0
	x=0,2443	1647	1616	-32
	x=6,2717	1154	1113	-41

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

ID de elemento	Mu Considerado	A _s (mm ²)		Diferencia
		Análisis modal espectral	Análisis cronológico	
1019	Máximo Positivo	620	612	-8
	x=0,25	824	783	-41
	x=6,25	1648	1585	-62
1389	Máximo Positivo	740	740	0
	x=0,25	1125	1117	-9
	x=6,25	659	630	-29
405	Máximo Positivo	473	470	-3
	x=0,25	1189	1046	-143
	x=6,25	737	581	-155
526	Máximo Positivo	1806	1506	-299
	x=0	1832	1554	-278
	x=1,956	62	42	-21

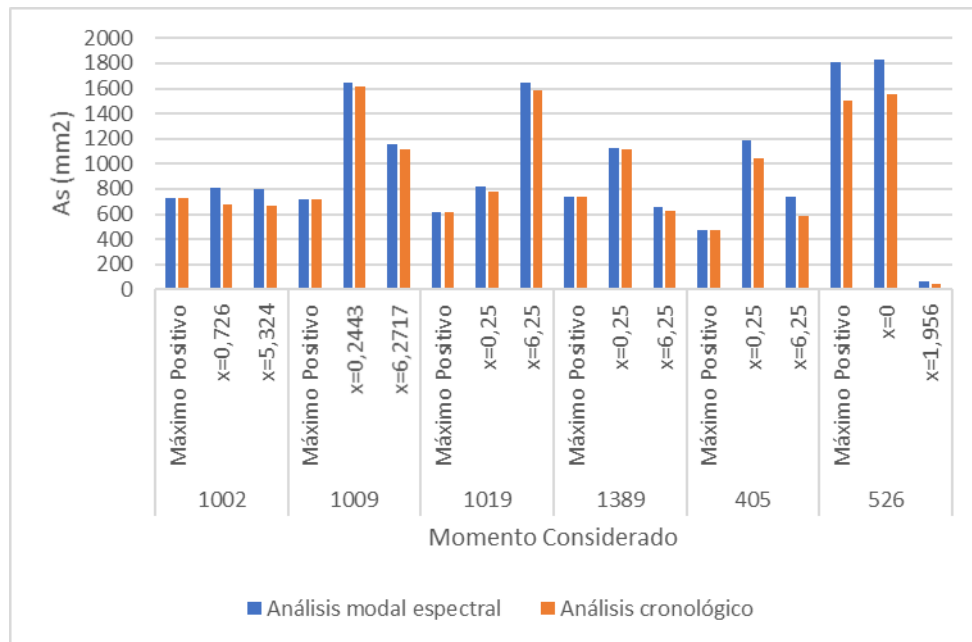


Figura 48. Valores de área de refuerzo a tracción obtenidos para los diferentes momentos en las vigas seleccionadas.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

6.5.3 Análisis de refuerzo longitudinal en columnas

Para realizar el análisis de la cantidad de acero longitudinal en las columnas se decidió hacer el diseño de las columnas considerando el refuerzo mínimo, del 1% del área bruta de la sección, que equivale a 7500 mm² de acero. En total se diseñaron ocho columnas, ya que se consideraron los cuatro valores de la resistencia a la compresión presentes y se verificó en cada eje paralelo al plano de la sección. En la Tabla 45 se observan los valores de la resistencia a compresión de diseño del concreto en las diferentes columnas seleccionadas. Todas las columnas seleccionadas cuentan con una sección de 1500 mm x 500 mm.

Tabla 45. Valores de la resistencia de diseño para cada una de las columnas.

ID de elemento	f'c (MPa)	ID de elemento	f'c (MPa)
1021	35	1461	21
1054	28	1494	21
1087	28	1527	21
1164	28	1560	21
1197	28	163	42
1230	28	164	42
1263	28	165	42
1296	21	1909	42
1329	21	889	35
1362	21	922	35
1395	21	955	35
1428	21	988	35

En la Figura 49 y la Figura 50 se observan los diagramas de interacción construidos a partir de los parámetros mencionados. En ellos se observa que, con las condiciones de refuerzo mínimas, los cambios en la carga axial y el momento no presentan influencia en la cantidad de acero que se considera para cada columna.

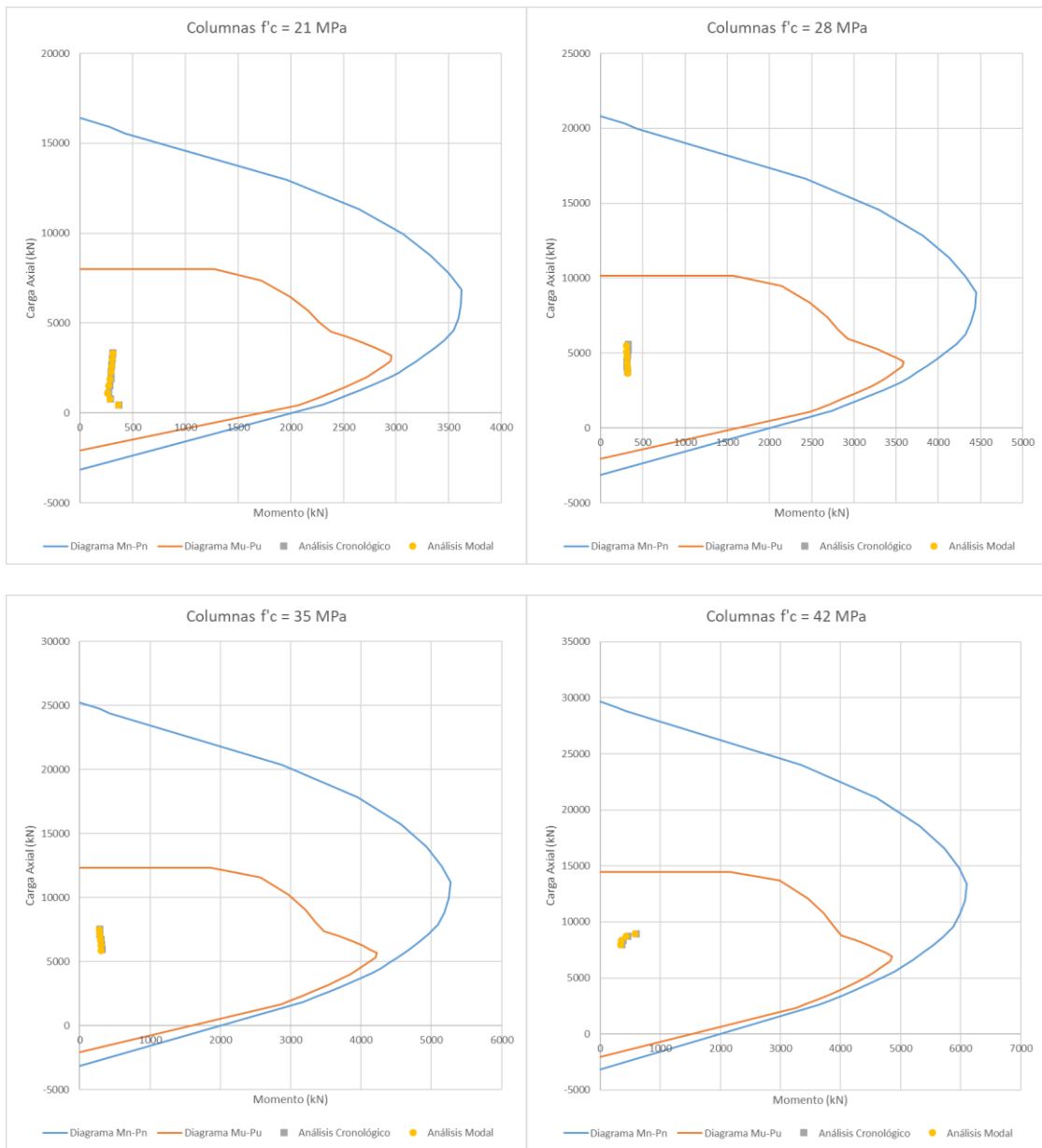


Figura 49. Diagramas de interacción para columnas seleccionadas de diferentes resistencias de diseño, considerando momentos alrededor de eje corto de la sección de la columna

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

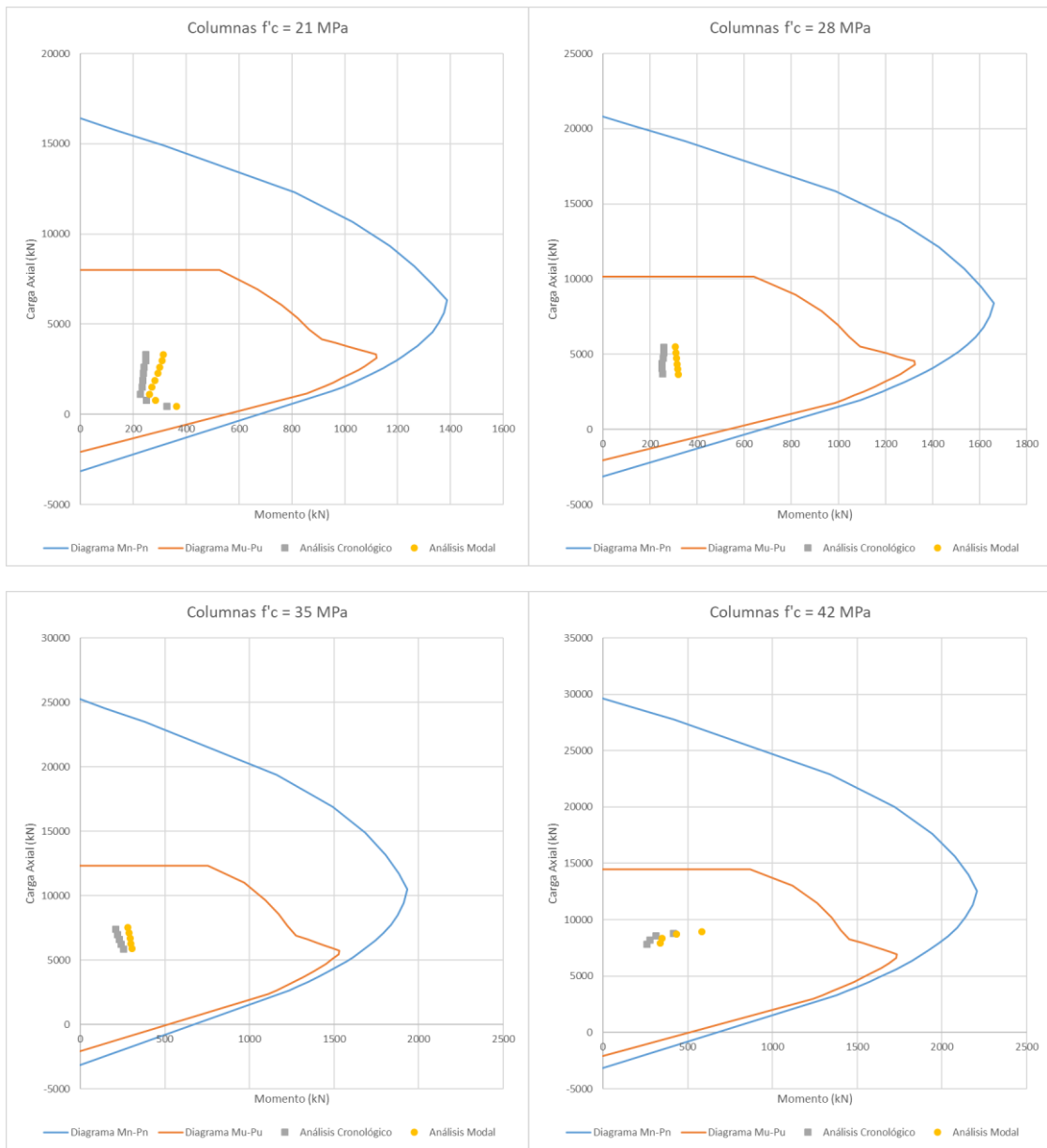


Figura 50. Diagramas de interacción para columnas seleccionadas de diferentes resistencias de diseño, considerando momentos alrededor de eje largo de la sección de la columna

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- A pesar de que con el análisis cronológico es posible lograr una mayor precisión en los valores máximos obtenidos, el análisis modal espectral cuenta con la ventaja de que los movimientos de diseño, es decir, el espectro de diseño, representan una solución estándar que puede ser utilizada para el diseño si no se busca un elevado grado de especificidad. De la misma manera, este estándar hace que la solución obtenida sea más confiable de acuerdo con lo establecido por la norma y más representativa que un análisis cronológico, de los cuales deben hacerse al menos siete para obtener una respuesta lo suficientemente representativa de acuerdo con lo que dicta la NSR-10. No obstante, con la existencia de los software de análisis de estructuras actuales, se observa que el uso del método del análisis cronológico es posible en la aplicación profesional, sin necesidad de realizar gran cantidad de procesamientos previos y posteriores.
- Partiendo de los resultados, se pueden observar diferencias entre las derivas obtenidas por ambos métodos, principalmente en los últimos pisos de la estructura, lo cual podría tener implicaciones en las dimensiones de los elementos dependiendo de qué tan cerca esté la deriva evaluada del límite establecido en la norma.
- Una de las partes que más incertidumbre puede generar en el análisis cronológico es la selección de acelerogramas, ya que esta se basa principalmente en dos o tres parámetros sísmológicos seleccionados en un rango amplio. Para mitigar los efectos de esta incertidumbre, se podría recomendar la selección de una familia de acelerogramas que corresponda a cada zona de las designadas en la microzonificación como parte de estos estudios.
- Partiendo de los datos obtenidos para fuerzas en elementos, el uso de un análisis u otro puede tener implicaciones en el costo de los materiales de la construcción, ya que el diseño del refuerzo está determinado en cierta medida por los valores que se consideren para las fuerzas de diseño.
- Las variaciones obtenidas en las derivas, especialmente entre los diferentes acelerogramas que corresponden a la familia seleccionada, dan a entender que la respuesta a cada uno de los acelerogramas no es suficientemente representativa de la respuesta sísmica que tendría el edificio en la realidad, y ayudan a comprender la razón por la cual se deben utilizar familias de varios acelerogramas. Sin embargo, si se considera la dispersión de estos valores, es necesario analizar de manera estadística qué porcentaje del conjunto de estos valores representa el promedio, valor cuyo uso es permitido por la norma para familias de siete o más acelerogramas, y si el procedimiento dado en el numeral A.2.7.1 de la NSR-10 para el procesamiento, que consiste en el ajuste al espectro de diseño correspondiente, garantice una variación en los registros tal que el promedio sea representativo de buena parte de los mismos.
- El procedimiento de diseño que está indicado en los códigos como la NSR-10, que incluye los ajustes necesarios basados en la fuerza horizontal equivalente, busca ser conservador a la hora de considerar las incertidumbres, ya que su objetivo es

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

garantizar la resistencia estructural ante amenazas sísmicas. Es esta incertidumbre la que de cierta manera hace que se sobreestimen las fuerzas sísmicas provenientes de la familia de acelerogramas, y que estos ajustes puedan tener más influencia en los resultados del análisis cronológico que en el análisis modal espectral. La muestra de ello es que el cortante basal obtenido en el análisis modal espectral puede ser del 80% (o del 90% en estructuras irregulares) del valor del cortante basal, mientras que el cortante basal obtenido para la familia de los acelerogramas deba ser igual o mayor que el basal. La necesidad de aplicar este ajuste afecta la viabilidad de la aplicación del análisis cronológico. Para mitigar esta situación, deben ser resueltas algunas de las incertidumbres presentes en el método, las suposiciones del análisis modal espectral, como la consideración de que las respuestas máximas pueden ocurrir en momentos diferentes.

- De la misma manera, el hecho de utilizar el ajuste apunta a que los métodos de análisis se plantean en la NSR-10 de tal manera que estos den resultados similares. Esta situación asegura que el uso de ambos métodos, tanto el análisis modal espectral como el análisis cronológico, lleven a que el diseño cumpla con los objetivos planteados en la norma.
- En cuanto al análisis cronológico, se debe profundizar en los momentos en los cuales ocurren las respuestas máximas, y verificar cuántas de estas respuestas ocurren de manera simultánea, como se suele asumir cuando se aplica el análisis modal espectral. La investigación de estos picos en las respuestas puede llevar a la definición de parámetros que la consideren a la hora de diseñar, lo cual puede llevar a que se reduzcan algunas de las incertidumbres presentes en el planteamiento de ambos métodos de análisis.
- Otro aspecto que debe ser estudiado en el análisis cronológico es el método de solución empleado, ya que se observó una variación significativa entre diferentes alternativas empleadas, como la solución modal o por integración directa. Se recomienda un estudio que consista en una comparación entre ambas soluciones, que lleve a entender la precisión de cada una de estas.
- Independientemente de los resultados obtenidos en el presente informe, es importante continuar con el aprendizaje en el uso de las herramientas para el análisis cronológico, ya que más allá de los máximos resultados, se pueden deducir diferentes comportamientos de la estructura a lo largo de la duración del sismo, los cuales pueden informar el criterio del diseñador estructural en diferentes situaciones. Adicionalmente, es necesario continuar este desarrollo para que estos sean más accesibles a los ingenieros estructurales que deseen usarlos, que sus resultados puedan presentar menos incertidumbres y que el desarrollo de este con familias de acelerogramas de múltiples registros sea más confiable y sencillo de realizar, ya que su uso es necesario para el análisis dinámico no lineal. Estos desarrollos deben ser implementados en las herramientas que se utilicen para la realización del análisis de las estructuras.
- Un estudio similar que considere las propiedades no lineales en el material podría ser realizado para obtener mayores conocimientos sobre diferentes cuestiones,

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

como el efecto de las irregularidades en el comportamiento inelástico de las estructuras. En dicho estudio se deberá considerar también el tipo de movimiento sísmico de diseño seleccionado, para seguir con la comparación realizada en el estudio actual

8 BIBLIOGRAFÍA

- Acevedo, A. B. (Julio de 2012). Criterios sismológicos para seleccionar acelerogramas reales de la Red Nacional de Acelerógrafos de Colombia para su uso en análisis dinámicos. *Revista EIA*, 17, 57-70.
- Aguiar Falconí, R. (2008). *Análisis sísmico de edificios*. Valle de los Chillos, Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas.
- AIS. (2009). *Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia 2009*. Bogotá D.C.
- AIS. (2010). Reglamento Colombiano de la Construcción Sismo Resistente. *NSR-10*. Bogotá D.C., Colombia.
- Área Metropolitana. (2006). *Microzonificación sísmica detallada de los municipios de Barbosa, Girardota, Copacabana, Sabaneta, La Estrella, Caldas y Envigado*. Medellín.
- Athanassiadou, C. J. (Mayo de 2008). Seismic performance of R/C plane frames irregular in elevation. *Engineering Structures*, 30(5), 1250-1261.
- Bagheri, B., Firoozabad, E. S., & Yahyaei, M. (2012). Comparative Study of the Static and Dynamic Analysis of Multi-Storey Irregular Building. *International Journal of Civil, Environmental, Structural, Construction and Architectural Engineering*, 6(11), 1045-1049.
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de Estructuras* (Cuarta ed.). México: Pearson Educación.
- Clough, R. W., & Penzien, J. (2003). *Dynamics of Structures* (Tercera ed.). Berkeley, CA: Computers & Structures Inc.
- Computers & Structures, Inc. (Octubre de 2016). Lateral Loads Manual For ETABS 2016.
- Correal, J. F. (23 de Abril de 2016). ¿Cuán vulnerable es Colombia ante un sismo? *El Tiempo*. Obtenido de <http://www.eltiempo.com/archivo/documento/CMS-16571309>
- De Stefano, M., & Pintucci, B. (2008). A review of research on seismic behaviour of irregular. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 6, 285-308.
- Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., & Willford, M. R. (2010). *Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design: A Guide for Practicing Engineers*. Gaithersburg, MD: U.S. Department of Commerce.
- Departamento administrativo de planeación. (1998). *Estudio instrumentación y microzonificación sísmica del área urbana de Medellín*. Obtenido de <https://www.medellin.gov.co/irj/go/km/docs/wpcontent/Sites/Subportal%20del%20Ciudadano/Plan%20de%20Desarrollo/Secciones/Informaci%C3%B3n%20General/Documentos/POT/Recomendaciones%20Microzonificaci%C3%B3n%20S%C3%A9ismica/Mapa%20microzonificaci%C3%B3n%20s%C3%A9ismica>

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

- Departamento Administrativo de Planeación. (2011). *Descripción de zonas homogéneas - Microzonificación sísmica del área urbana de Medellín*. Medellín.
- Di Cuia, A., Lombardi, L., De Luca, F., De Risi, R., Caprili, S., & Salvatore, W. (2017). Linear Time-History Analysis for EC8 design of CBF structures. *Procedia Engineering*, 199, 3522–3527.
- Doğangün, A., & Livaoğlu, R. (3-8 de Septiembre de 2006). Comparison Of Seismic Analysis Methods For Multistory Buildings. *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*. Ginebra, Suiza.
- Dražić, J., & Vatin, N. (2016). The influence of configuration on to the seismic resistance of a building. *Procedia Engineering*, 165, 883-890.
- García Reyes, L. E. (1998). *Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico*. Bogotá: Universidad de los Andes.
- Hosseini, M., Hashemi, B., & Safib, Z. (2017). Seismic Design Evaluation of Reinforced Concrete Buildings for Near-Source Earthquakes by Using Nonlinear Time History Analyses. *Procedia Engineering*(199), 176-181.
- Mora, M. A., Villalba, J. D., & Maldonado, E. (Julio-Diciembre de 2006). Deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las metodologías de análisis sísmico no lineal. *Ingenierías Universidad de Medellín*, 5(9), 59-74.
- Noy Hilarión, F. L. (Noviembre de 2013). *Programa didáctico a código abierto de análisis dinámico de estructuras UNIDIN 1.0*. Obtenido de Repositorio Institucional de la Universidad Nacional de Colombia: <http://www.bdigital.unal.edu.co/44835/>
- Özuygur, A. R. (Febrero de 2016). Performance-based Seismic Design of an Irregular Tall Building — A Case Study. *Structures*, 5, 112-122.
- Pacific Earthquake Engineering Research Center. (2010). *Users Manual for the PEER Ground Motion Database Web Application*. Obtenido de https://ngawest2.berkeley.edu/peer_ground_motion_database_users_manual.pdf
- Rochel Awad, R. (2012). *Análisis y diseño sísmico de edificios*. Medellín: Fondo Editorial Universidad EAFIT.
- Sherstobitoff, J. (2008). Time History versus Response Spectrum Analysis. *TIME HISTORY ANALYSIS: Technical seminar on the use of time histories and site specific response spectra in structural design, and an introduction to linear and non-linear time history analysis* (págs. P1-1 a P1-37). Vancouver: The Canadian Society for Civil Engineering - Vancouver Section.
- Tena Colunga, A. (2010). Irregularidad estructural y su efecto en la resistencia sísmica de los edificios. *V Congreso Iberoamericano de Ingeniería Civil*. Mérida, Venezuela.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Wilson, E. L. (1998). *Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures*. Berkeley: Computers and Structures, Inc. Obtenido de <http://edwilson.org/BOOK-Wilson/15-SPEC.pdf>

Wilson, E. L. (2016). *Termination of the Response Spectrum Method for Non-linear Analysis*. Obtenido de <http://edwilson.org/History/1Library.htm>