

*Universidad de Matanzas
Facultad de Ciencias Técnicas*



COMPARACIÓN ENTRE EL ANÁLISIS ESTÁTICO EQUIVALENTE Y ANÁLISIS DINÁMICO EN ESTRUCTURAS REGULARES APOYADOS EN LA NC 46:2017 “CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES-REQUISITOS BÁSICOS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN”

Trabajo de Diploma en Ingeniería Civil

Autor: Danae Blanco Barreda

Tutor: Ing. Alejandro Hernández Hernández

Matanzas, 2018

DECLARACIÓN DE AUTORIDAD

Por medio de la presente declaro yo, Danae Blanco Barreda que soy el único autor de este trabajo de diploma y, en calidad de tal, autorizo a la Universidad de Matanzas a darle el uso que estime más conveniente.

NOTA DE ACEPTACIÓN

Miembros del Tribunal:

Presidente

Secretario

Vocal

AGRADECIMIENTOS

- A mis padres, a quienes debo todo, por tanto amor, comprensión y perseverancia por hacer de mi la persona quien soy, por no ponerme barreras, sino en cambio darme alas.
- A mi esposo que quiero tanto y nuestro bebé Adam, por devolverme con creces tanto amor, por la ayuda diaria, porque me han dado una razón por la cual esforzarme por ser mejor cada día y enseñarme lo realmente bello de este mundo.
- A mi linda hermana, porque en este largo camino le debo más cosas de las que he sido capaz de agradecer, por ser mi confidente y siempre apoyarme. A su esposo por ser un hermano más y a mi pequeño Nicolas, por darme tantos momentos felices y tanta chispa a mi vida.
- A mis abuelas que están físicamente y los abuelos que viven eternamente en mi corazón, porque siempre han estado para ayudarme, por su sabiduría y aunque algunos hoy no me ven, tengo que agradecerles el haber sido mi primera escuela. A mi familia en general, por brindarme siempre todo y más de lo que me pueden dar.
- A mis amigos, por los momentos de diversión y por aquellos en los que he necesitado de su ayuda y compañía. En especial a Junior, Sandra, Canito, Yasiel y Carli, por haberle dado valor a la palabra amistad. A mis amigos de la infancia y la Vocacional que a pesar de la distancia no me olvidan y siempre guardan para mí un espacio en sus mentes y su corazón.
- A mi Any por ser mi más que amiga, por tantos momentos de risa, de estrés, de confidencialidad, gracias por existir y haber hecho estos cinco años más triviales y felices.
- A Luis Ignacio, por acompañarme SIEMPRE, por su amistad y su cariño, por las competencias que tanto disfrutamos, por su ayuda diaria y por esas tantas noches que más que estudio se volvieron tiempo de comidas y diversión.

- A mis profesores por su apoyo, en especial a Carlos por siempre estar ahí para brindarme su mano.
- A mi súper tutor, profesor y amigo, Ale, por haber depositado tanta confianza en mí, por enseñarme tantas cosas, por ser mi lazarillo y mi ejemplo a seguir. Gracias por tu entereza, por ser incansable, por haberme brindado la posibilidad de compartir este y otros trabajos contigo, pero sobre todo por tu amistad, por regalarme y hacerme disfrutar de un trocito de ti.

RESUMEN

Diseñar una estructura que sea capaz de resistir los efectos de fenómenos naturales como son los sismos, son de vital importancia para la protección de la vida humana y de sus recursos. La elaboración de normas teniendo en cuenta las características de cada territorio sirve de pilares para la construcción de las mismas, por lo que es importante que se base en criterios incontrastables. El trabajo de diploma que se presenta a continuación es un estudio de la NC, 46: 2017. En este se establece una comparación entre los métodos de análisis estructurales establecidos en la misma, para determinar si existe similitud en los resultados de ambos para estructuras regulares como lo afirma esta. Cumpliendo con la tarea propuesta se realiza la modelación de un edificio similar al sistema IMS y se le introducen cargas estáticas y dinámicas, de un sismo de diseño establecido, para analizar su comportamiento. Se obtienen como resultados valores coincidentes, demostrando la veracidad del planteamiento de la Norma trabajada.

Palabras claves: estructuras regulares e irregulares; modelación estructural; cargas estáticas; cargas dinámicas; sismo.

ABSTRACT

Designing a structure that is able to resist the effects of natural phenomena as they are earthquakes, are vitally important for the protection of the human life and of his resources. The standards development taking into account the characteristics of every territory serves as pillars for them construction same ones, which is why it is important for him to be based on undeniable opinions. The work of title that shows up from now on is a study of the NC, 46: 2017. In this a comparison between the methods of structural analysis established in her same one becomes established, in order to determine if there is similitude in the results of both for fairly good structures as this affirms it. Fulfilling the proposed task comes true the modelation from a similar building to the system IMS and static heads and dynamics to him are introduced, of an earthquake of design established, to analyze your behavior. They obtain like results coincident values, demonstrating the veracity of the proposal of the operated standard.

Keywords: regular and irregular structures; structural modelation; static loads; dynamic loads; earthquake

TABLA DE CONTENIDO

Introducción	1
Capítulo 1 Estado Del Arte De Las Estructuras Sismorresistentes.....	5
1.1 Sismos	5
1.1.1 Tipos de sismos.....	6
1.2 Acciones o cargas sísmicas	7
1.2.1 Vibraciones	7
1.2.2 Sistemas estructurales	9
1.3 Clasificación de las obras según la Categoría ocupacional.....	14
1.4 Zonificación sísmica	16
1.4.1 Zonas sísmicas	17
1.4.1.1 Descripción de las zonas sísmicas del territorio nacional	17
1.4.2 Nivel de Protección Sísmica (NPS)	19
1.4.3 Construcción de los espectros de diseño.....	20
1.5 Configuraciones estructurales regulares e irregulares.....	22
1.6 Tipos de análisis.....	24
1.6.1 Método Estático Equivalente	24
1.6.2 Método de Análisis Modal.....	25
1.6.2.1 Fuerzas oscilantes.....	26
1.6.2.2 Frecuencia natural de oscilación	26
1.6.2.3 Resonancia	28
1.7 Modelación estructural.....	29
1.7.1 Modelos estructurales	31
Capítulo 2 Descripción del Análisis Modal y el Análisis Estático Equivalente	33
2.1 Demandas sísmicas	33
2.1.1 Efectos de las demandas sísmicas.....	34
2.1.2 Dirección de las sollicitaciones sísmicas horizontales.....	35
2.2 Análisis Estático Equivalente.....	36
2.2.1 Cortante basal al límite de cedencia.....	36
2.2.1.1 Período de vibración.....	38
2.2.2 Distribución de las fuerzas sísmicas	40
2.2.3 Cálculo de desplazamientos laterales provocados por un sismo	42
2.3 Análisis Modal	43
2.3.1 Cortante basal del modo “m” y factor de participación modal.....	44
2.3.2 Cálculo de desplazamientos laterales provocados por un sismo	47
2.4 Derivas laterales admisibles.....	47
Capítulo 3 Análisis de los Resultados.....	53
3.1 Modelación estructural.....	53
3.2 Resultados del Modelo.....	64
3.2.1 Evaluación del Pórtico B	64
3.2.2 Evaluación del Pórtico D	69
3.2.3 Evaluación del Pórtico 1	72
3.2.4 Evaluación del Pórtico 8.....	76
Conclusiones.....	81
Recomendaciones	82

ReferenciasBibliográficas	83
Anexos	85

INTRODUCCIÓN

Los sismos son fenómenos naturales muy peligrosos que en un corto período de tiempo pueden ocasionar grandes daños a la humanidad. Según Lacaba (1983), hasta los años 80 se habían registrado temblores de diversa intensidad en todas las zonas sísmicas del planeta, los datos estadísticos arrojaban, que en el curso de un año se producían hasta 80 000 temblores de tierra, o sea, por término medio, nueve terremotos por hora; aunque no todos estos eran percibidos por el hombre. Aproximadamente una vez cada tres días se producía un movimiento sísmico fuerte. Las regiones afectadas por los terremotos fuertes, están caracterizadas por otros fenómenos naturales y artificiales, por ejemplo, agrietamiento de la corteza terrestre (algunos de ellos alcanzan una distancia de varios kilómetros y un ancho mayor de 15 cm), deslizamiento de tierra, desplomes, torrentes en los taludes, afloramiento de las aguas subterráneas, hundimiento, incendio de las ciudades, etc.

Hasta el momento, el hombre no ha podido predecir con exactitud el momento en que va a producirse un terremoto. Tampoco ha creado el mecanismo que lo contrarreste o lo evite y por ello lo más que ha logrado es resistir las sacudidas mediante construcciones estables.

La Sismología goza en la actualidad de un amplio avance en casi todos los países que bajo sus bases han sentido tal efecto, y casi todos cuentan con estaciones sísmicas. En Cuba, el Centro Nacional de Investigaciones Sismológicas (CENAI), posee hoy modernas estaciones sísmicas.

De los resultados de los diferentes experimentos se ha podido ampliar el conocimiento sobre el trabajo de los edificios y construcciones durante la acción de cargas dinámicas. En el año 1946, por el gran auge de la técnica electrónica apareció una teoría cuantitativamente nueva, es decir, la Teoría Dinámica de Resistencia Antisísmica. En estos momentos las fuerzas sísmicas se determinan teniendo en cuenta la dinámica de los edificios y construcciones, así como los procesos que tienen lugar en el fundamento de los mismos.

En la Norma Cubana NC, 46 (2017)“Construcciones Sismorresistentes- Requisitos básicos para el diseño y construcción”, quedan recogidos los parámetros a tener en cuenta

a la hora de realizar un proyecto en determinadas zonas del país, según el nivel de probabilidades de afectación ante peligros sísmicos. El Capítulo 6 de dicha norma “Cálculo de acciones sísmicas”, establece las diferentes configuraciones geométricas y en planta de las edificaciones, de acuerdo con las definiciones planteadas y el Método de Cálculo a emplear en cada caso.

Para edificios clasificados como regulares, la norma establece que el cálculo para su proyección puede ser realizado a través de dos Métodos, de forma estática (Método Estático Equivalente) y de forma dinámica estudiando la frecuencia y modos propios de vibración (Método de Análisis Modal); para ambos los resultados obtenidos deben ser equivalentes, por lo que se desglosa como **problema científico** que la demostración de este planteamiento no queda recogida en ésta, como tampoco existe una delimitación que establezca la probabilidad para los cuáles los resultados no son confiables; por lo que es necesario evaluar la existencia real de la semejanza entre el comportamiento de las estructuras para ambos métodos, puesto que se podría estar realizando un trabajo deficiente el regirse por este criterio.

Esta investigación tiene como objetivo realizar una comparación entre el análisis estático y dinámico para estructuras regulares. Los resultados posibles de la utilización de ambos métodos deben ser coincidentes según establece la norma, amparada en criterios de diseño para diferentes parámetros geométricos de edificaciones y diversas combinaciones de cargas. Por lo que se tiene como **hipótesis** de este trabajo que si se comparan los resultados finales del estudio por ambos métodos (estático equivalente y modal) se puede determinar que los resultados arrojados son valores coincidentes, lo que demostraría la validez de la aplicación de ambos métodos en la estructura estrictamente regular modelada. En cambio, es necesario evaluar diferentes configuraciones de estructuras regulares para demostrar que el planteamiento es veraz para la totalidad de estas.

Luego de quedar planteadas las deficiencias existentes en el análisis de las acciones sísmicas establecidas en nuestro país para este tipo de estructuras, se traza como **objetivo general de la investigación:** - Comparar el Método estático equivalente y Método de análisis modal en estructuras regulares; y como **objetivos específicos:**

- Definir el estado del arte acerca de los métodos de cálculo empleados para el análisis de estructuras sismorresistentes.

- Realizar la descripción de los Métodos Estático Equivalente y de Análisis Modal.
- Evaluar los resultados obtenidos en la investigación mediante la modelación de una estructura regular para ambos métodos de análisis.

Tareas de la investigación:

- Establecer la base teórica y conceptual.
- Realizar los análisis y propuestas.
- Validar las soluciones dadas al problema.

Se emplean como métodos de investigación, los métodos empíricos, a través del análisis documental de información recopilada, y empírico experimental como la observación de los fenómenos del objeto estudiado y la modelación; se tienen en cuenta además los métodos teóricos como análisis-síntesis, donde se relacionan las partes analizadas, producto de los resultados obtenidos en la búsqueda documental; el método inducción-deducción, el cual posibilita la conformación empírica de la hipótesis y el método histórico-lógico.

Estructura de la tesis:

Capítulo 1:

En este capítulo queda recogido el estado del arte, donde se establecen conceptos fundamentales basados en la información de los materiales recopilados, como son:

- Sismos
- Acciones o cargas sísmicas
- Clasificación de las obras
- Zonificación sísmica
- Configuraciones estructurales regulares e irregulares
- Tipos de análisis
- Modelación estructural

Capítulo 2:

En este capítulo se realiza la descripción del Análisis Modal y el Estático Equivalente, teniendo en cuenta para ello las restricciones para aplicar el último método mencionado;

la determinación de las acciones sísmicas por ambos métodos; y las diferencias en el proceso de cálculo de obtención de las solicitaciones.

Capítulo 3:

En este último, se analiza el caso de estudio mediante:

- Modelación de la estructura
- Resultados del Modelo con Cargas Estáticas.
- Resultados del Modelo con Cargas Dinámicas.
- Comparación de resultados.

Conclusiones.

Recomendaciones.

Bibliografía.

Anexos.

CAPÍTULO 1 ESTADO DEL ARTE DE LAS ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES.

Este capítulo tiene como objetivo fundamental definir los conceptos fundamentales, a partir del estado de los conocimientos de las construcciones sismorresistentes, de fenómenos como el sismo, las cargas sísmicas o acciones sísmicas, qué se conoce por zonificación cubana, la clasificación de las estructuras (regulares e irregulares), así como los tipos o métodos de análisis para la evaluación de las estructuras.

1.1 Sismos

Se denominan Sismos a aquellos fenómenos naturales vinculados con los procesos que ocurren en la Tierra repentinamente producto de la liberación de la energía acumulada en una zona de su interior denominada hipocentro o foco, que provoca el rompimiento repentino de la corteza terrestre; estos no tienen ninguna relación con el calor, el frío u otros procesos meteorológicos. Estos fenómenos geológicos pueden ocurrir en movimientos repentinos y pasajeros, o bien en una serie de movimientos de la superficie como efecto de los procesos que ocurren en el hipocentro, los cuales producen vibraciones que se propagan en todas direcciones y se perciben como sacudidas con duración e intensidad variable(Vinent, 2013, BGS, 2004).

La mayor parte de los sismos están vinculados a efectos tectónicos, los cuales se manifiestan en la superficie de la tierra en forma de movimientos mecánicos: ascenso y descenso, formación de pliegues, ruptura de la corteza terrestre (fallas), etcétera.

Las fallas determinan el movimiento lento e imperceptible de los terrenos, o provocan desplazamientos bruscos que dan lugar a los temblores de tierra. De acuerdo a la amplitud y velocidad del desplazamiento de la falla, así será la cantidad de energía liberada en formas de ondas sísmicas (fallas normales o extensionales, fallas inversas o compresionales y fallas de rumbo o de cizalle)(IAEE, 2004, Promotion, 2014)

Existen, además, aunque en menor medida, los sismos vinculados a efectos volcánicos, que no son más que aquellos que están acompañados a las erupciones volcánicas, estos tienen poca fuerza y presentan un carácter local; y aquellos denominados artificiales,

causados por efectos de los embalses, medios de defensas nucleares, inyecciones de fluidos de tierra, explotación de canteras y movimientos mecánicos.

La intensidad sísmica es una medida de los efectos de los terremotos en el entorno y en particular sobre las estructuras. Existen diferentes escalas de intensidades que describen, para cada valor que esta tome, los efectos que produce el terremoto (Bachmann, 2003, FEMA, 2010, Mohorovicic, 2009).

Una de las más difundidas es la escala de Mercalli Modificada, que evalúa las intensidades de los terremotos a través de los efectos y daños causados en las estructuras, además de la percepción de las personas (sobre todo en los grados más pequeños) y la tan conocida escala de Richter.

Algunos de los efectos sobre las estructuras en orden creciente de intensidad son:

1. Fisuración de las estructuras.
2. Agrietamiento de las estructuras débiles de mampostería
3. Agrietamiento de las estructuras ordinarias de mampostería
4. Colapso parcial de estructuras ordinarias de mampostería; daño en estructuras bien ejecutadas de mampostería no diseñadas para resistir fuerzas sísmicas
5. Colapso de estructuras ordinarias de mampostería; las estructuras con diseño antisísmico son seriamente dañadas; daños en cimientos; grietas en el terreno la mayoría de las estructuras son destruidas junto con sus cimientos, daños importantes en presas y diques, grandes deslizamientos del terreno destrucción casi total, grandes masas de rocas desplazadas, etc.

1.1.1 Tipos de sismos

Para la realización del diseño estructural se establecen cuatro niveles de sismo, los cuales se definen según la clasificación de la obra en sismo básico, severo, extremo y mínimo.

Tabla 1.1 Tipos de sismo

<i>Sismo</i>	<i>Probabilidad de ser excedido en un período de 50 años de vida útil</i>	<i>Empleo</i>
Básico	10% (475 años)	Obras Ordinarias
Severo	5% (808 años)	Obras Importantes y Esenciales
Extremo	3% (1642 años)	Obras críticas
Mínimo	20% (25 años)	En casos de excepción indicados en la norma que incluyen las obras utilitarias y algunos casos de readecuación sísmica de obras existentes. Es una reducción del sismo básico.

1.2 Acciones o cargas sísmicas

La Norma Cubana NC 46 (2017) “Construcciones sismorresistentes-Requisitos básicos para el diseño y construcción”, en su Capítulo 3 “Definiciones”, define a las acciones sísmicas como acciones accidentales debidas a la ocurrencia de un sismo, tales como la propagación de ondas, inestabilidad del terreno, desplazamiento de fallas, tsunamis, etc.

Los efectos de los sismos varían de forma extraordinaria, en dependencia de la intensidad de los mismos, del tipo de suelo donde se construyó la edificación y del diseño y calidad de la obra, se miden los peligros que puedan ocurrir en las edificaciones y afectar al hombre.

Según los estudios realizados a través de encuestas y observaciones en el terreno después de ocurrido un terremoto, por lo general las intensidades son mayores cerca del epicentro del terremoto, pero pueden ser igualmente grandes a muchos kilómetros de distancia.

1.2.1 Vibraciones

Según la causa del movimiento, la pérdida de energía, características de los elementos y la determinación de la causa del movimiento, son clasificados los diferentes tipos de vibraciones u oscilaciones (Rao, 2011).

- Vibraciones según la causa del movimiento:

La causa del movimiento de un sistema da origen a dos tipos de vibraciones:

- Vibraciones libres
- Vibraciones forzadas

En las primeras el sistema elástico es sacado de su estado de equilibrio estable por impulso o empuje, y luego esta causa es eliminada, realizando movimientos en forma de oscilaciones alrededor de la posición estable de equilibrio. Durante las oscilaciones la energía del sistema constará de la cinética y la elástica, existiendo un intercambio continuo entre las mismas: la energía elástica pasa a la cinética, y luego viceversa.

Si sobre un sistema actúa continuamente una carga dinámica, entonces ésta ha de comunicar continuamente la energía al sistema y provocar su movimiento. Si los movimientos provocados por la carga dinámica varían su dirección más de una vez, dentro de un lapso de tiempo, entonces tal movimiento se denomina oscilación forzada.

- Vibraciones por la pérdida de energía:

Las diferentes resistencias exteriores e interiores al movimiento del sistema, absorben continuamente una parte de la energía del sistema, siendo amortiguado el proceso de las oscilaciones, es decir, limitado en el tiempo. A mayor resistencia más rápidamente se amortiguan las oscilaciones. A este tipo de oscilaciones, donde la cantidad de energía disipada durante el movimiento vibratorio no se desprecia, se le denominan vibraciones amortiguadas.

Sin embargo, si las resistencias son pequeñas, el proceso de amortiguamiento va lentamente. En estos casos en los cálculos se prescinde de la resistencia, y se obtiene, teóricamente, el proceso de oscilaciones no amortiguadas, durante el cual la energía comunicada al sistema no disminuye y el proceso de oscilaciones no está limitado en el tiempo, o sea, se considera que no existe energía perdida o disipada por fricción u otra fuerza no conservativa.

- Vibraciones según las características de los elementos:

Existen dos clasificaciones en dependencia de las características de los elementos: lineales y no lineales. En las primeras todos los componentes del sistema (inercial, elástico y amortiguador) se comportan de forma lineal. En cuanto a las vibraciones no lineales, alguno de los componentes del sistema no se comporta de manera lineal.

- Vibraciones según la determinación de la causa del movimiento:

La definición según las cargas externas puede distinguirse entre: determinista y no determinista, ésta última denominada también estocástica o aleatoria.

Las vibraciones deterministas son aquellas para las cuales el valor de la fuerza excitatriz se conoce en cada instante de tiempo. Para este tipo de vibraciones se establecen tres clasificaciones: armónicas, periódicas o no armónicas y no periódicas.

En cuanto a las vibraciones no deterministas, se pueden definir como aquellas para las cuales el valor de la fuerza excitatriz no puede ser predicho con exactitud, pero se dispone de cierta información estadística sobre el mismo (Dukkipati, 2007, Kelly, 2000, Krysinski and Malburet, 2007).

1.2.2 Sistemas estructurales

La NC, 46 (2017) clasifica cada estructura en uno de cinco posibles sistemas E1 a E5, además se realizan especificaciones en caso de duda o de no poder clasificarla:

Sistema de pórticos E1: Sistema integrado con pórticos de columnas y vigas que soportan toda la carga vertical y además todas las sollicitaciones horizontales. Los pórticos deben estar unidos entre sí por diafragmas de piso horizontales. Los pórticos pueden ser de hormigón reforzado o acero estructural. Los pórticos, atendiendo a sus capacidades sismorresistentes, pueden ser especiales, intermedios o, en algunos casos, ordinarios.

Sistemas de muros E2: Formado por losas actuando como diafragmas en el plano horizontal, sostenidas por muros estructurales. Las losas pueden tener vigas incorporadas o ser planas. Las vigas no necesitan tener una función sismorresistente. Los muros soportarán todas las sollicitaciones horizontales y la parte de las sollicitaciones verticales que les correspondan por área tributaria (que normalmente excederá el 50 % del peso de

la estructura). La carga vertical no soportada por los muros podrá ser sostenida por columnas de hormigón armado o acero que no se requiere que tengan la función de resistir solicitaciones horizontales, pero deberán aceptar las acciones inducidas por las derivas laterales de la estructura. Los muros estructurales actualmente considerados en esta norma pueden ser de hormigón o mampostería reforzada. Los muros estructurales pueden ser ordinarios o especiales atendiendo a sus capacidades sismorresistentes. Muros de otros materiales incluyendo paneles livianos de madera o planchas de acero, no están actualmente considerados en las Normas Cubanas, pero podrían utilizarse aplicando los requerimientos del documento de referencia ASCE 7-10 y consignándolo así en el informe estructural.

Sistema combinado de pórticos y muros o pórticos arriostrados E3: Formado por losas actuando como diafragmas horizontales, sostenidas por una combinación de muros estructurales y pórticos. Las solicitaciones horizontales se reparten entre muros y pórticos en función de sus rigideces en el plano vertical. Las losas pueden tener vigas o ser planas. Las vigas de los pórticos tendrán una función sismorresistente. Algunos pórticos podrán excluirse del sistema sismorresistente pero, deberán aceptar las acciones inducidas por las derivas laterales de la estructura sin menoscabo de su capacidad portante vertical. Los muros estructurales actualmente considerados en esta norma pueden ser de hormigón armado o mampostería reforzada. Los muros estructurales pueden ser ordinarios o especiales atendiendo a sus capacidades sismorresistentes. Muros de otros materiales incluyendo paneles livianos de madera i/o planchas de acero, no están actualmente considerados en las Normas Cubanas.

Sistema dual E4: Similar al sistema E3 en todos los aspectos, excepto que deberá contener pórticos especiales cuya capacidad residual será al menos el 25 % de las solicitaciones sísmicas totales considerando el mismo factor R original. La estructura residual tendrá un comportamiento sísmico aceptable. (No excederá las derivas admisibles considerando un factor R para pórtico y un sismo ordinario). Algunos pórticos pueden ser ordinarios, en cuyo caso no se le asigna al sistema sismorresistente.

Soportes en voladizo E5-1: Estructuras de un solo nivel o que constituyen el nivel superior de otras estructuras en las que columnas y/o muros soportan las cargas verticales y también todas las cargas horizontales actuando como voladizos verticales sin acción de pórtico en la dirección de la carga horizontal. La capacidad requerida de momento flector en la cimentación y en la base de la columna de soporte se calculará aplicando el factor de sobre resistencia Ω_r . La demanda axial en la columna, considerando sólo combinaciones de sismo, no excederá 25 % de la resistencia axial concéntrica.

Péndulo invertido E5-2: Sistema relativamente esbelto en la dirección de la carga horizontal, que soporta la carga vertical y también las fuerzas horizontales actuando esencialmente como voladizo vertical aislado. Más del 50 % de la masa del sistema está concentrada en el extremo superior y la estabilidad lateral de la masa depende de una restricción a momento. La capacidad de momento flector en el extremo del soporte no será menos que 50 % de la capacidad en la base. La capacidad de momento flector en la cimentación y en la base de la columna de soporte se calculará aplicando el factor de sobre resistencia Ω_r . La demanda axial en la columna, considerando sólo combinaciones de sismo, no excederá 15 % de la resistencia axial concéntrica.

La Tabla 1.2 muestra los sistemas estructurales permitidos para cada nivel de protección. Los sistemas Tipo A de la Tabla 1.3 también se llaman "especiales" en la literatura sismorresistente (pórticos especiales, muros especiales). Los sistemas Tipo B también se llaman "intermedios" y los sistemas Tipo C también se llaman "ordinarios" en esa literatura.

Tabla 1.2 Coeficientes y factores para el diseño de sistemas sismorresistentes

	<i>Sistema estructural</i>	<i>Normas de Referencia</i>	<i>R</i>	Ω_r	<i>C_d</i>	<i>Límite de altura en metros</i>			
						<i>Nivel de Protección Sísmica</i>			
						<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>	<i>E</i>
E1	SISTEMA DE PÓRTICOS								
	Pórticos Tipo A								

E1-A	De hormigón armado	(207, 2003)	6	3	5,5	SL	SL	SL	SL
	De acero estructural	(53-94, 1983)	7	3	5,5	SL	SL	SL	SL
E1-B	Pórticos Tipo B								
	De hormigón armado	(207, 2003)	4,5	3	4,5	50	30	12	NP
	De acero estructural	(53-94, 1983)	4	3	4	50	30	12	NP
E1-C	Pórticos Tipo C								
	De hormigón armado	(207, 2003)	2	3	3	30	NP	NP	NP
	De acero estructural	(53-94, 1983)	3	3	2,5	30	NP	NP	NP
E2	SISTEMA DE MUROS								
	Con muros estructurales								
	- De hormigón armado A	(207, 2003)	4	2,5	5	SL	75	50	30
	- De hormigón armado B	(207, 2003)	4	2,5	4	50	50	30	NP
	- De hormigón armado BD	(207, 2003)	5	2,5	3	30	30	15	12
	- De mampostería reforzada A	(774, 2012)	3,5	2,5	3	30	30	20	15
	- Paneles de hormigón prefabricado	(207, 2003)	4	3	3,5	30	30	15	12
	Con paneles de madera	(53-179, 1988)	6	3	4	20	20	15	20
E3	SISTEMA GENERAL								
	Con muros estructurales								
	- De hormigón armado A	(207, 2003)	5	2,5	5	SL	75	50	50
	- De hormigón armado B	(207, 2003)	4	2,5	5	SL	50	30	NP
	- De mampostería reforzada A	(774, 2012)	3	3	3,5	SL	SL	50	50
	-Paneles de hormigón prefabricado	(207, 2003)	4	3	3,5	SL	30	30	20
	Pórticos de acero arriostrados								
	-Tipo A con riostras excéntricas	(53-94, 1983)	7	2	4	SL	50	50	30
	-Tipo A con riostras concéntricas	(53-94, 1983)	5	2	5	SL	50	30	20

	-Tipo B con riostras concéntricas	(53-94, 1983)	3	2	3,5	30	12	12	NP
E4	SISTEMA DUAL								
	Pórticos de hormigón armado A								
	Con muros estructurales								
	- De hormigón armado A	(207, 2003)	7	2,5	5,5	SL	SL	SL	SL
	- De mampostería reforzada A	(774, 2012)	5,5	3	5	SL	SL	SL	SL
	Pórticos de acero Tipo A								
	-Con riostras excéntricas	(53-94, 1983)	7	2,5	4	SL	SL	SL	SL
	-Con riostras concéntricas especiales	(53-94, 1983)	7	2,5	5,5	SL	SL	SL	SL
E5	COLUMNAS VOLADIZAS O PÉNDULO INVERTIDO								
	De hormigón armado confinado	(207, 2003)	2,5	1,2	2,5	12	12	12	12
	De estructura de acero con detalles sísmicos	(53-94, 1983)	2,5	1,2	2,5	12	12	12	12
	De estructura de madera	(53-179, 1988)	1,5	1,5	1,5	12	12	12	12
E6	OTRO TIPO								
	Clasificar como E5 o bien consultar Tabla 12.2.1 del (7, 2010)								
NOTA: Sin límite (SL). No se permite (NP). Baja ductilidad (BD).									

Donde:

R: Factor Genérico de Reducción de Respuesta Sísmica, depende de las características genéricas del sistema estructural seleccionado por los diseñadores.

Ω_r : Factor de sobre resistencia, se usará para incrementar la resistencia elástica de ciertos componentes críticos de una estructura.

C_d : Factor de Amplificación de Desplazamiento Post-elástico, se utilizará para estimar la máxima deriva elástica que puede incurrir una estructura a partir de la máxima deriva post-elástica admisible por especificación.

Los límites de altura en dicha tabla pueden ser ampliados de 50 a 75m para estructuras que requieren NPS D y de 30 a 50m para estructuras que requieren NPS E si las estructuras cumplen las siguientes condiciones adicionales concurrentemente:

- Deben tener muros estructurales Tipo A fundidos in situ o bien pórtico de acero Tipo A arriostrados.
- La estructura no tendrá irregularidad horizontal Tipo 1-B conforme la Tabla 1.6.
- Ningún eje estructural que contenga muros o pórticos arriostrados deberá absorber más del 60 % del cortante sísmico.

1.3 Clasificación de las obras según la Categoría ocupacional

Las obras y edificaciones como sistemas o complejos funcional se clasifican en categorías ocupacionales para los requisitos de diseño por sismo NC, 46 (2017), viento e inundaciones, según el impacto socioeconómico que implique a cesación de funciones de la obra, independientemente del número de unidades estructurales que las constituyan que podrán sub-clasificarse en categorías diferentes.

- Obras utilitarias I: Construcciones cuyo colapso no induce daños a otras estructuras ni produce pérdidas de vida humanas. Son las obras que albergan personas de manera incidental, y que no tienen instalaciones de estar, de trabajo o no son habitables; obras auxiliares de infraestructura o provisionales.

Se incluyen:

- Instalaciones agrícolas o industriales de ocupación incidental
- Almacenes que no deban clasificarse como obras importantes

- Obras auxiliares de redes de infraestructura de ocupación incidental que de fallar no interrumpen el funcionamiento del sistema

En caso de duda se clasifica como ordinaria.

- Obras ordinarias II: Construcciones de ocupación normal que pueden tolerar daños estructurales que las hagan inoperables como consecuencia de un sismo severo, sin llegar al colapso parcial o desplome, tales como son: bancos, hoteles, edificios de oficinas, apartamentos familiares, edificios públicos y restaurantes, no incluidas en las categorías I, III o IV.
- Obras importantes III: Estas edificaciones no deben sufrir daños en elementos estructurales y no estructurales, durante la ocurrencia de un sismo severo, de manera que se garantice la integridad de la instalación o edificación y la protección de la población y el medio ambiente. Son las que albergan o pueden afectar a más de 300 personas; aquellas donde los ocupantes estén restringidos a desplazarse; en las que se prestan servicios importantes (pero no esenciales después de un desastre) a gran número de personas o entidades, obras que albergan valores culturales reconocidos o equipo de alto costo.

Se incluyen:

Obras y edificaciones gubernamentales que no son esenciales; Edificios educativos y guarderías o círculos infantiles; Instalaciones de salud que no clasifiquen como esenciales; Garajes de vehículos de emergencia; Prisiones; Museos; Todos los edificios de más de 3000 metros cuadrados de área rentable (excluyendo estacionamientos); Teatros, cines, templos, auditorios, mercados, restaurantes y similares que alojen más de 300 personas en un mismo salón o más de 3000 personas en la edificación; Graderíos al aire libre donde pueda haber más de 3000 personas a la vez; Obras de infraestructura que no sean esenciales incluyendo subestaciones eléctricas, líneas de alto voltaje, circuitos principales de agua, drenajes colectores, puentes de carretera, centrales de telecomunicaciones y Obras en las que hay fabricación y/o almacenamiento de materiales

tóxicos, explosivos o inflamables (productos de la petroquímica, ácido sulfhídrico, amoníaco, entre otros).

- Obras esenciales IV: Son las que deben permanecer esencialmente operativas durante y después de un desastre o evento. No deben sufrir daños estructurales o de otro tipo que las hagan inoperables; o pongan en riesgo a gran cantidad de personas con la ocurrencia de un sismo severo o extremo.

Se incluyen:

- Instalaciones de salud con servicios de emergencia, de cuidados intensivos y quirófanos; Instalaciones de defensa civil, bomberos, policía y de comunicaciones asociadas con la atención de desastres; Centrales telefónicas, de telecomunicación y de radiodifusión; Aeropuertos, hangares de aeronaves, estaciones ferroviarias y sistemas masivos de transportes; Plantas de energía e instalaciones para la operación continua de las obras de esta categoría; Líneas troncales de transmisión eléctrica y sus centrales de operación y control; Instalaciones de captación y tratamiento de agua y sus centrales de operación y control; Estructuras que formen parte de sus sistemas contra incendio; Puentes sobre carreteras y ferrocarriles de primer orden; Instalaciones designadas como refugios para emergencias; Instalaciones de importancia estratégica y Obras que las autoridades nacionales competentes declaren como tales y conste así en la tarea de proyecto y en los documentos contractuales de proyecto.

1.4 Zonificación sísmica

En Cuba se han detectado sacudidas en San Cristóbal, La Habana, Jagüey, Trinidad, Remedios, Caibarién, Esmeralda, Gibara, Holguín, Bayamo, Manzanillo, Pión, Cabo Cruz, Chivirico, Moa, Guantánamo, y sobre todo, en Santiago de Cuba, demostrado que a lo largo de todo el territorio se producen acciones sísmicas. Se han detectado entre 1998 y el 2007 los epicentros de terremotos perceptibles que cada año se repiten. La región oriental por su cercanía a la Zona Sismogénica Oriente (Bartlett - Caimán) es considerada la de mayor peligrosidad sísmica del país. La presencia de estos eventos en todo el país,

demuestra que el peligro de ocurrencia de un temblor de tierra está presente en toda Cuba, incluso, en los fondos marinos cercanos.

En el territorio nacional, la mayoría de los sismos perceptibles y de mayor magnitud tienen su epicentro en la provincia de Santiago de Cuba, donde se destaca el tipo de sismicidad conocido como de “entre placas” el cual se relaciona con la zona de frontera entre ellas (zona sismogénica oriente), por la frecuencia de los terremotos que ocurren y los valores altos de magnitud e intensidad alcanzados históricamente(Vinent, 2013).

Al diseñar las construcciones ante la presencia de acciones sísmicas, se debe consultar la Norma Sísmica Cubana, donde se recogen los datos de las diferentes zonas del país y otros muchos parámetros a tener en cuenta, depende de seguir las normas constructivas y diseñar construcciones sismorresistentes, con cimientos adecuados para evitar su colapso la posibilidad de salvar vidas y evitar grandes afectaciones económicas.

El riesgo de sufrir los efectos negativos de un terremoto, depende de factores como la magnitud del sismo; la distancia hasta el epicentro; el tipo de suelo donde descansan las obras y la aceleración de las ondas sísmicas en el lugar y el diseño y la construcción con la calidad debida.

1.4.1 Zonas sísmicas

El territorio nacional se ha dividido en cinco zonas las cuales se indican en los Mapas de Zonificación Sísmica con Fines de Ingeniería, los cuales son resultado de una evaluación cualitativa del peligro sísmico con criterios probabilísticos con la información disponible hasta la fecha de creación de la Norma, la cual es bastante actualizada.

1.4.1.1 Descripción de las zonas sísmicas del territorio nacional

Zona 1

De peligro sísmico muy bajo sin efectos dañinos para las construcciones donde no es necesario tomar medidas sismorresistentes en estructuras y obras. No obstante, desde el punto de vista sismológico, no puede decirse que existe sismicidad nula. Los valores de la

aceleración horizontal máxima del terreno para el cálculo S_a estarán entre (0,10-0,30) g para períodos cortos (S_δ) y entre (0,02-0,06) g para períodos largos (S_l).

Zona 2

De peligro sísmico bajo que puede ocasionar daños en las construcciones debiéndose tomar medidas sismorresistentes en las estructuras y obras en función de la categoría ocupacional de las mismas y el nivel de protección definido según la probabilidad de exceder un sismo de diseño. Los valores de la aceleración espectral horizontal máxima del terreno para el cálculo S_a estarán entre (0,30-0,40) g para períodos cortos (S_δ) y entre (0,06-0,15) g para períodos largos (S_l).

Zona 3

De peligro sísmico moderado que puede ocasionar daños en las construcciones debiéndose tomar medidas sismorresistentes en todas las estructuras y obras en función de la categoría ocupacional de las mismas y el nivel de protección definido según la probabilidad de exceder un sismo de diseño. Los valores de la aceleración horizontal máxima del terreno para el cálculo S_a estarán entre (0,40-0,50) g para períodos cortos (S_δ) y entre (0,15-0,20) g para períodos largos (S_l).

Zona 4

De peligro sísmico alto que puede ocasionar daños significativos en las construcciones debiéndose tomar medidas sismorresistentes en las estructuras y obras en función de la categoría ocupacional de las mismas y el nivel de protección definido según la probabilidad de exceder un sismo de diseño. Los valores de la aceleración horizontal máxima del terreno para el cálculo S_a estarán entre (0,50-0,80) g para períodos cortos (S_δ) y entre (0,20-0,30) g para períodos largos (S_l).

Zona 5

De peligro sísmico muy alto en el territorio nacional que puede ocasionar daños graves en las construcciones debiéndose tomar medidas sismorresistentes en las estructuras y obras en función de la categoría ocupacional de las mismas y el nivel de protección definido

según la probabilidad de exceder un sismo de diseño. Los valores de la aceleración espectral horizontal máxima del terreno para el cálculo S_a estarán entre (0,80-1,10) g para períodos cortos (S_8) y entre (0,30-0,50) g para períodos largos (S_1).

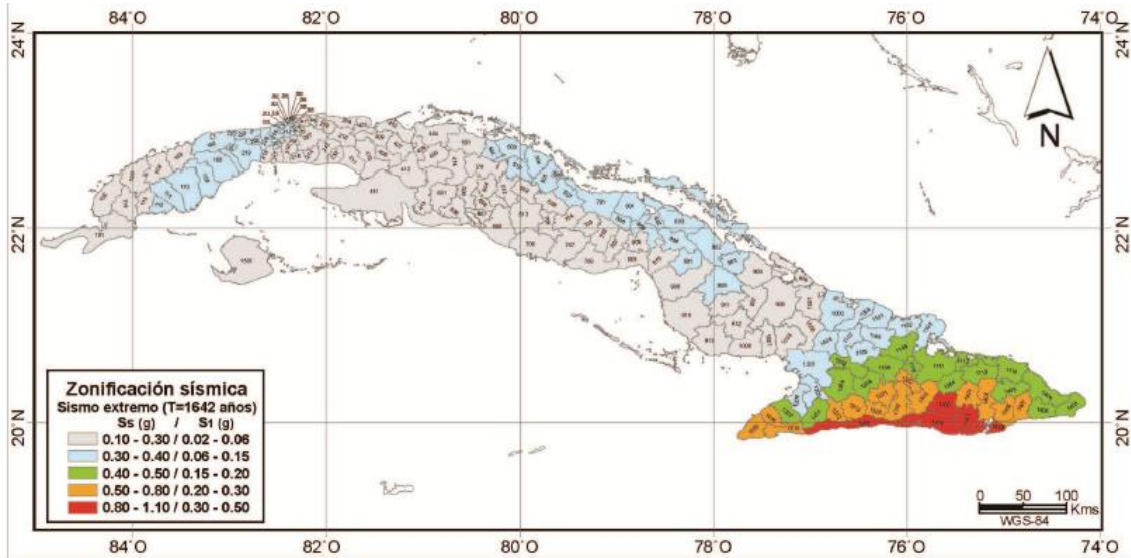


Figura 1.1 Mapa de zonificación sísmica(46, 2017)

1.4.2 Nivel de Protección Sísmica (NPS)

Estos niveles son establecidos en función de la zona sísmica, la clasificación de la obra y la probabilidad de exceder el sismo de diseño. La norma establece un nivel mínimo de protección sísmica, pudiendo acatarse cualquier requerimiento que corresponda a un nivel más alto que el mismo.

Tabla 1.3 Niveles de protección sísmica NC, 46 (2017)

Zona sísmica	Clase de obra			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
	E	E	D	C
4 y 5	E	D	D	C
3	D	C	C	B
1 y 2	C ¹	A ²	A ²	A ²
Probabilidad de exceder un	5 % en 50	5 % en 50	10 % en 50	20 % en 50

sismo de diseño	años	años	años	años
NOTA 1: Se considera NPS (C) para Zona sísmica 2.				
NOTA 2: Se considera NPS(A) (no aplica) para Zona sísmica 1 y Zona sísmica 2.				

NOTA: En Zona sísmica 1 no se aplicará el diseño sismorresistente a ninguna obra. En Zona sísmica 2 se aplica el diseño sismorresistente solo a las obras catalogadas como esenciales. Las obras utilitarias, ordinarias e importantes no requerirán la aplicación del diseño sismorresistente en ninguna de las dos Zonas anteriores (1 y 2).

1.4.3 Construcción de los espectros de diseño

Para determinar los niveles de diseño se tienen cuatro factores de escalado:

- Sismo ordinario – 10 % probabilidad de ser excedido en 50 años; $K_d = 0,66$
- Sismo severo – 5 % probabilidad de ser excedido en 50 años; $K_d = 0,80$
- Sismo extremo – 3 % probabilidad de ser excedido en 50 años; $K_d = 1,00$
- Sismo mínimo – 20 % probabilidad de ser excedido en 50 años; $K_d = 0,50$
(condición de excepción)

El espectro calibrado al nivel de diseño requerido se obtiene mediante las siguientes expresiones:

$$S_{DS} = S_{CS} K_d \quad (1.1)$$

$$S_{D1} = S_{1S} K_d \quad (1.2)$$

Donde:

S_{DS} : Aceleración espectral de diseño para periodo corto

S_{CS} : Aceleración espectral para periodos cortos

S_{D1} : Aceleración espectral de diseño para periodos largos

S_{1S}: Aceleración espectral para periodos largos

Los períodos de esquina del espectro T₀ y T_s se obtienen a través de las siguientes expresiones:

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (1.3)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 5T_0 \quad (1.4)$$

Para la obtención de las ordenadas espectrales S_a(T) para cualquier período de vibración T se puede determinar mediante expresiones o mediante una gráfica que resume las mismas:

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \text{ para } T \leq T_0 \quad (1.5)$$

$$S_a = S_{DS} \text{ para } T_0 < T \leq T_s \quad (1.6)$$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \text{ para } T_s < T \leq T_L \quad (1.7)$$

$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2} \text{ para } T > T_L \quad (1.8)$$

Aceleración espectral S_a (g)

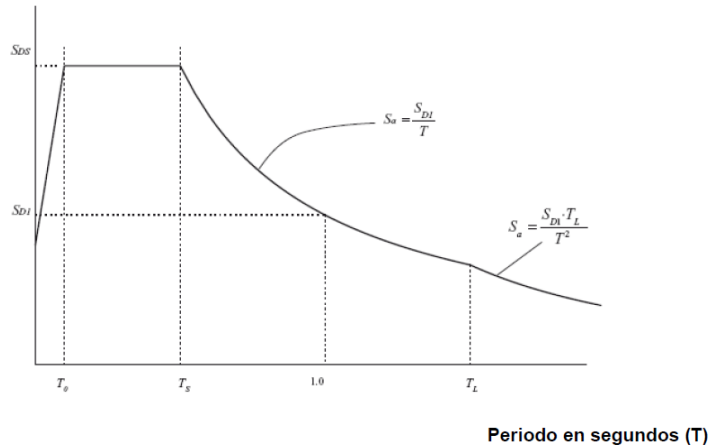


Figura 1.2 Espectro de diseño de respuesta sísmica(46, 2017)

1.5 Configuraciones estructurales regulares e irregulares

Las estructuras clasificadas como irregulares, según criterios de la Norma, son aquellos que deben cumplir con una o más de las características enumeradas de configuraciones en planta y elevación, las cuales se muestran en las siguientes tablas.

Tabla 1.4 Características irregulares en planta (NC, 46, 2017)

<i>Tipo de irregularidad</i>	<i>Descripción</i>	<i>Nivel de Protección al que aplica</i>
<i>H1 – A</i>	Giro mayor de diafragma: En la dirección de la carga lateral, la deriva en un extremo es mayor que 1,5 veces la deriva en el otro extremo.	D, E
		C, D, E
		B, C, D, E
<i>H1 – B</i>	Giro extremo del diafragma: En la dirección de la carga lateral, la deriva en un extremo es mayor que 2,3 veces la deriva en el otro extremo.	E
		D
		C, D
		B, C, D
<i>H2</i>	Esquina entrante: Al menos una esquina del diafragma está recortada más de 25 % en la dirección de análisis.	D, E

<i>H3</i>	<p>Diafragma discontinuo:</p> <p>El diafragma tiene menos del 50 % del área del rectángulo que circunscribe al piso o si cambia la rigidez en más de 50 % de un piso al siguiente.</p>	D, E
<i>H4</i>	<p>Desfase lateral:</p> <p>Un muro o pórtico o columna se interrumpe y se reanuda total o parcialmente hacia un lado.</p>	D, E B, C, D, E B, C, D, E
<i>H5</i>	<p>Sistema no - paralelo:</p> <p>Cuando hay uno o más marcos o muros que no son paralelos a los ejes principales de la estructura.</p>	D, E B, C, D, E B, C, D, E

Tabla 1.5 Características irregulares en elevación (NC 46, 2017)

<i>Tipo de irregularidad</i>	<i>Descripción</i>	<i>Nivel de Protección al que aplica</i>
<i>VI - A</i>	<p>Piso suave:</p> <p>La rigidez lateral de un piso es menor que el 70 % de la rigidez del piso de encima; o menor que el 80 % de la rigidez promedio de los tres pisos encima.</p>	D, E
<i>VI - B</i>	<p>Piso suave (caso extremo):</p> <p>Rigidez lateral de un piso es menor que el 60 % de la rigidez del piso de encima; o menor que el 70 % de la rigidez promedio de los tres pisos encima.</p>	D E
<i>V2</i>	<p>Masa irregular verticalmente:</p> <p>El peso sísmico de un piso es más del 150 % del peso sísmico de cada piso adyacente.</p>	D, E
<i>V3</i>	<p>Geometría vertical escalonada:</p> <p>La dimensión horizontal de la mitad o más de los pórticos se reduce en más de 75 %.</p>	D, E
<i>V4</i>	<p>Discontinuidad en plano vertical:</p> <p>Uno de los sistemas sismorresistentes verticales sufre un desfase o reducción en capacidad o rigidez lateral.</p>	B, C, D, E D, E

V5-A	Piso débil: La resistencia del piso es 80 % o menos que la resistencia del piso superior	D
		E
V5-B	Piso débil (caso extremo): La resistencia del piso es 65 % o menos que la resistencia del piso superior.	D, E
		B, C

1.6 Tipos de análisis

Según la clasificación de los edificios, ya sean regulares o irregulares, será el método a utilizar para su análisis estructural.

La Norma Cubana(46, 2017) al igual que las Normas Europeas y Americanas(Causevic and Mitrovic, 2010)propone dos métodos:

- Método estático equivalente
- Método de análisis modal

1.6.1 Método Estático Equivalente

Partiendo del Capítulo 3 “Definiciones”, de la (46, 2017) el Análisis Estático no es más que el Método para estimar el efecto del sismo sobre una estructura. Se basa en representarla acción del sismo con fuerzas horizontales que actúan en los centros de masa de los sistemas de piso.

Las fuerzas estáticas son aquellas que son gradualmente aplicadas y permanecen en el lugar por larga duración de tiempo. Estas fuerzas no son dependientes al tiempo o tiene menos dependencia al tiempo. La carga viva que actúa en una estructura es considerada como una carga estática porque ésta varía gradualmente en la magnitud y posición. Semejantemente las cargas móviles también pueden ser consideradas como fuerzas estáticamente aplicadas(Falconí, 2008).

El análisis estático equivalente puede ser adoptado para aquellos edificios que se incluyan en los siguientes casos:

- Estructuras con nivel de protección B o C.
- Edificios ordinarios y utilitarios de hasta 3 niveles sobre la base.
- Estructuras sin ninguna irregularidad en planta o en elevación conforme a las Tabla 1.5 y Tabla 1.6 y que no excedan 50 m de altura sobre la base.
- Estructuras que no excedan 30 m aunque tengan irregularidades, siempre que no sean de tipo H1 o V1. Tampoco V2 o V3 cuando los cambios de referencia sean incrementales hacia arriba.

1.6.2 Método de Análisis Modal

El Capítulo 3 de la NC, 46 (2017) también define el análisis modal como el Análisis de sistemas elásticos-lineales que se efectúa desacoplando las ecuaciones dinámicas de la estructura, en base a las propiedades de ortogonalidad de los modos de oscilación. La respuesta final se expresa como combinación de los valores correspondientes a cada modo; y análisis dinámico Análisis realizado basado en un espectro de diseño tomando en cuenta el período de la estructura y obteniendo la respuesta mediante la combinación de las respuestas de las formas modales.

Las cargas dinámicas en las estructuras son originadas por una gran variedad de fuentes, tales como: Actividades humanas (caminar, correr, bailar, o saltar); maquinarias, dentro de edificaciones o en los alrededores; trabajos de construcción (apilar, excavaciones mecánicas o taladrar, y actividades de destrucción); cargas móviles en puentes; cargas de impacto (escombros caídos); colapso de un elemento estructural; cargas de viento, ráfagas de viento; presión de corrientes de aire; pérdida de apoyo por falla de suelo y terremotos.

Estas son muy dependientes del tiempo y tampoco actúan para pequeños intervalos de tiempo o cambios rápidos en magnitud o dirección. Algunas de estas cargas dinámicas

pueden ser descritas como una función particular de tiempo, pero otras son al azar cargas dinámicas. Las primeras son conocidas como cargas deterministas y las segundas como cargas no deterministas (Saar, 2006, Okada and Takai, 2000).

1.6.2.1 Fuerzas oscilantes

El suelo, los puentes, edificios, entre otras estructuras que nos rodean, se encuentran en continuo movimiento y cambio, a pesar de que a nuestra vista parezcan estar quietos, esto es debido entre otras causas a las fuerzas mecánicas oscilantes, entre las que se pueden enumerar:

- Los sonidos ambientales, que son las variaciones periódicas de la presión del aire o de las cosas que nos rodean las que generan los sonidos.
- Los edificios en que trabajamos o habitamos son estructuras elásticas que vibran permanentemente con el paso cercano de automotores pesados o por los impulsos mecánicos producidos por los habitantes al caminar, bailar, mover muebles, etc.
- El suelo mismo, aunque sea en una magnitud imperceptible, experimenta movimientos oscilatorios diariamente.
- Las vibraciones que parten del motor de los automóviles.
- Máquinas desde los taladros de manos hasta más potentes.
- Las fuerzas gravitatorias oscilan, tal como lo muestra el fenómeno de las mareas en que el nivel del mar sube y baja al compás del movimiento de la Luna.

1.6.2.2 Frecuencia natural de oscilación

La propiedad de los cuerpos a deformarse bajo la acción de las fuerzas externas y de recuperar su forma luego de desaparecer las mismas, se le denomina *Elasticidad*. La deformación es proporcional a la fuerza deformante aplicada dentro de ciertos rangos. Antes de alcanzar otra vez su estado de equilibrio, los cuerpos desarrollarán un cierto número de oscilaciones; en dependencia del material, masa, forma, así como las

restricciones a que esté sometido, cada cuerpo oscilará con ciertas frecuencias propias a las que se les denomina *Frecuencias Naturales*(Peralta et al., 2009).

Para un sistema mecánico de un grado de libertad, la frecuencia natural se determina al introducir un desplazamiento y/o velocidad inicial a dicho sistema en su posición de equilibrio y dejándolo vibrar libremente sin amortiguamiento, la frecuencia de este movimiento armónico es:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \text{ (rad/s)} \quad (1.9)$$

Donde:

k: es la rigidez del sistema y m: masa

Sin embargo, para un sistema con un número N grados de libertad, cada modo natural de vibración (vector propio) tendrá una frecuencia natural asociada que será la del movimiento armónico resultante al desplazar los nudos del sistema respecto de su posición de equilibrio estático en la forma del modo natural correspondiente.

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \text{ (Hz)} \quad (1.10)$$

En cualquier caso, la o las frecuencias naturales constituyen un parámetro modal intrínseco al sistema y sólo dependerán de la rigidez (k) e inercia (m) del sistema (y de su distribución por el sistema en el caso del N grados de libertad), pero no del tiempo ni de las condiciones iniciales. Sean cuales sean estas condiciones iniciales, el sistema siempre tendrá la misma o mismas frecuencias.

La primera frecuencia natural de un sistema de varios grados de libertad de acuerdo con el método de Rayleigh se deriva de las siguientes expresiones:

Las energías cinética y potencial de un sistema discreto de n grados de libertad se expresan como

$$T = \frac{1}{2} \vec{x}^{-T} [m] \vec{x} \quad (1.11)$$

$$V = \frac{1}{2} \vec{x}^{-T} [k] \vec{x} \quad (1.12)$$

Para encontrar las frecuencias naturales, suponga que el movimiento armónico es

$$\vec{x} = \vec{X} \cos \omega t \quad (1.13)$$

donde X indica el vector de amplitudes (modo de forma) y v representa la frecuencia natural de vibración. Si el sistema es conservador, la energía cinética máxima es igual a la energía potencial máxima:

$$T_{m\acute{a}x} = V_{m\acute{a}x} \quad (1.14)$$

Sustituyendo la ecuación (1.13) en las ecuaciones (1.11) y (1.12), encontramos

Igualando $T_{m\acute{a}x} = V_{m\acute{a}x}$, obtenemos:

$$\omega^2 = \frac{\vec{X}^{-T} [k] \vec{X}}{\vec{X}^{-T} [m] \vec{X}} \quad (1.15)$$

El lado derecho de la ecuación se conoce como cociente de Rayleigh y se indica como $R(\vec{X})$ (Rao, 2011)

1.6.2.3 Resonancia

En un mundo sometido continuamente a fuerzas oscilantes, rodeado de estructuras elásticas tales como ventanas, puentes, etc. en muchos casos la frecuencia de las fuerzas oscilantes coincide con alguna de las frecuencias naturales de las estructuras elásticas, provocando fenómenos de resonancia.

Al apartar un sistema de su posición de equilibrio, el mismo realiza oscilaciones alrededor de la misma con una serie de modos y períodos de vibración (modos y períodos propios). Las amplitudes de las diferentes vibraciones se van sumando al introducir

fuerzas o perturbaciones que actúen con uno de esos períodos, produciendo el aumento progresivo de la amplitud del movimiento y finalmente la quiebra del elemento. En condiciones de resonancia y si los ciclos de carga se mantienen indefinidamente, el coeficiente de impacto puede alcanzar un valor infinito.

Los sismos son un ejemplo de los efectos destructivos de la resonancia, la ciudad está llena de estructuras elásticas de gran escala, tales como edificios y puentes; la frecuencia de los sismos, es decir, la frecuencia con la que se mueve el suelo, está en el rango de los 0.5-2 Hz, son frecuencias relativamente bajas, pero las grandes masas de los edificios de más de 5 pisos de altura, por su propia inercia tienden a tener frecuencias bajas y propician por tanto la ocurrencia del fenómeno de resonancia. En este caso la amplitud de las oscilaciones mecánicas de los edificios tienden a crecer tanto en cada ciclo que pueden llegar al punto de ruptura(Peralta et al., 2009, IRIS and Portland, 2010).

1.7 Modelación estructural

El empleo de las computadoras ha impulsado crecientemente la automatización de la práctica del diseño estructural. Este proceso permite a los proyectistas a simplificar tareas y enfocar su atención a problemas de concepción de la estructura y solución de sus aspectos básicos, así como la revisión de resultados, siempre que se empleen con cordura y conocimientos los programas utilizados(Gómez, 2012).

Existen muchos programas para la modelación y análisis de estructuras, entre los cuales se encuentran SAP2000, ETABS, STAAD, TEKLA, CADRE y RESCOL

La modelación es aquel proceso mediante el cual se genera una idealización matemática que pretende representar a estructura a construir lo más real posible.

Cuando una de sus dimensiones es mucho mayor que las restantes, los elementos estructurales se clasifican como unidimensionales; cuando una es pequeña comparada con las dos restantes, bidimensionales; y tridimensionales cuando ninguna es mayor que la otra.(Patil and Kadam, 2014, Gómez, 2012)

Para realizar un modelado que garantice un buen desempeño en las construcciones se deben cumplir los siguientes puntos:

- Un modelado fiel de la estructura que incluya los componentes más significativos.
- Un análisis confiable que suministre la respuesta dinámica ante el sismo de diseño y os vientos de diseño.
- Un diseño detallado y cuidadoso que le permita a la estructura disipar energía, en relación con los factores de ductilidad o de reducción adoptados.
- Una construcción acorde con el proyecto estructural

Representada la estructura por su modelo matemático y conocidas las acciones actuantes, el objetivo principal que se espera en el análisis es la determinación de valores confiables de su respuesta estática y dinámica a fin de proseguir con su diseño o con la verificación de las capacidades de sus elementos estructurales.

Según Gómez (2012) los métodos de cálculo para abordar el análisis global de una estructura se clasifican en:

1. Análisis lineales: Están basados en la hipótesis de comportamiento elástico-lineal de los materiales constitutivos y en la consideración del equilibrio en la estructura sin deformar (análisis en primer orden).
2. Análisis no lineales: Tienen en cuenta la no linealidad mecánica, esto es, el comportamiento tenso-deformacional no lineal de los materiales, y la no linealidad geométrica, es decir, la consideración de las condiciones de equilibrio sobre la estructura deformada (análisis en segundo orden). Estos pueden considerar, a su vez, una sola o ambas de las causas de la no linealidad citadas.

La modelación estructural atraviesa diferentes etapas, las cuales son enumeradas a continuación.

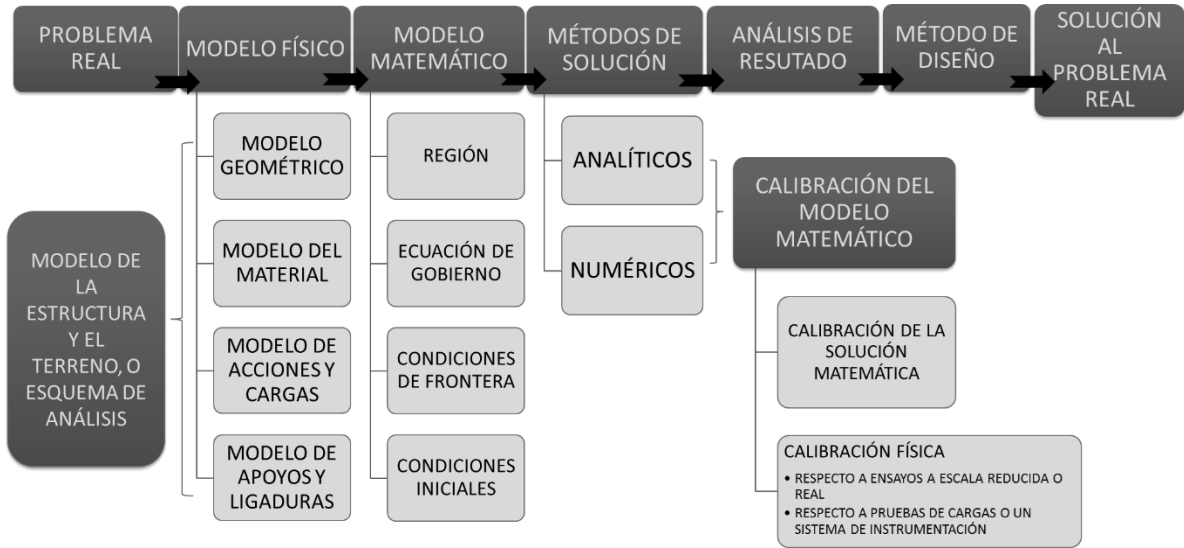


Figura 1.3 Etapas de la modelación estructural

1.7.1 Modelos estructurales

Para la determinación de las acciones, desplazamientos estructurales y deformaciones causadas por las cargas externas, se analizan las estructuras con modelos matemáticos tridimensionales, los mismos deben incluir la resistencia y rigidez de todos los componentes relevantes.

Las estructuras que califiquen para análisis y diseño simplificados pueden analizarse como pórticos planos u otras estructuras planas, independientes entre sí en cada dirección de análisis. El análisis de los mismos debe incluir para cada uno de los ejes ortogonales todos los modos de vibración con período de vibración mayores de 0,4s y como mínimo de los tres de período más alto.

El peso sísmico efectivo como mínimo incluirá la carga permanente (muerta) total de la edificación y el 25 % de la carga de uso (viva) que no califica como reducible. Podrá no incluirse el 25 % de las cargas de uso en estacionamientos, aunque sean no reducibles. Se deberán incluir otras cargas de uso que estén rígidamente ancladas a la estructura.

Conclusiones parciales del capítulo:

- Los sismos, según su intensidad, el tipo de suelo y el diseño y calidad de la obra pueden causar daños en las estructuras que van desde las fisuraciones, hasta el colapso de las mismas. El conocimiento de este efecto es de gran necesidad a la hora de llevar a cabo construcciones sismorresistentes, sobre todo en nuestro país donde diversas zonas son azotadas por dicho fenómeno.
- La NC 46:2017 establece las configuraciones en planta y vertical que clasifican las estructuras en regulares o irregulares, en dependencia de esto se emplea el método más adecuado para analizar dichas estructuras, ya sea el análisis modal o estático equivalente.
- La modelación estructural atraviesa diferentes etapas que deben ser cumplidas cuidadosamente y con conocimiento, para realizar un análisis confiable que suministre la respuesta ante el sismo de diseño.

CAPÍTULO 2 DESCRIPCIÓN DEL ANÁLISIS MODAL Y EL ANÁLISIS ESTÁTICO EQUIVALENTE

El capítulo que a continuación se presenta tiene como objetivo la modelación de una estructura regular por los Métodos de Análisis Estático Equivalente y Modal, para de esta forma establecer una comparación entre los resultados que ambos desprenden. Para ello se parte de los pasos descritos en el capítulo anterior para la modelación estructural y se tiene en cuenta las definiciones que establece la Norma Cubana, por la cual se rige este trabajo. Las cargas a introducir en el modelo serán en dependencia de la zonificación, la obra y el sismo de diseño.

2.1 Demandas sísmicas

La carga de sismo es una acción que corresponde al nivel de resistencia a la cedencia del sistema estructural al que se aplica. Por eso el término que representa al sismo (S) no tiene factor de carga (el factor implícito es 1,0). El término S_h que corresponde al sismo horizontal puede estar compuesto por dos o más sumandos según se requiera en la norma. Esto se debe usualmente a requerimientos de aplicar un sismo concurrente en dirección perpendicular a la dirección analizada. Los términos S_h y S_v pueden incorporar internamente otros factores multiplicativos especificados por la norma.

Tales factores pueden ser factores de castigo requeridos por irregularidades estructurales o factores adicionales aplicables a componentes claves para incrementar su confiabilidad sísmica.

El viento y el sismo no se consideran cargas concurrentes sino alternas. Se diseñará para la envolvente de ambas sollicitaciones.

Las cargas de sismo a emplear en la NC, 46 (2017) serán las siguientes:

$$1,2G + Q + S_v \pm S_h \quad (2.1)$$

$$0,9G - S_v \pm S_h \quad (2.2)$$

Excepto que para diseñar muros y columnas la ecuación 2.2 puede limitarse a:

$$1,0G - S_v \pm Sh \quad (2.2a)$$

Donde:

G: Cargas permanentes, muertas o de gravedad según la (NC 283, 2003) o normas de este tipo de cargas reconocidas

Q: Cargas de usos o vivas según la (NC 284, 2003)

S: Cargas sísmicas

2.1.1 Efectos de las demandas sísmicas

Las solicitaciones axiales, cortantes y de flexión derivados de demandas sísmicas horizontales se denotarán genéricamente como:

$$S_h = \rho E_h \quad (2.3)$$

Donde:

ρ : Factor de redundancia

E_h : Representa las acciones o esfuerzos derivados de aplicar las componentes horizontales de la demanda sísmica que a su vez resultan de aplicar el espectro de diseño

Las solicitaciones axiales, cortantes y momentos flectores derivados de demandas sísmicas verticales se obtendrán de:

$$\begin{aligned} S_v &= S_{vD} G \\ S_{vD} &= 0,20 S_{DS} \end{aligned} \quad (2.4)$$

Donde:

S_{DS} : Ordenada espectral de periodo corto

G: Notación genérica para las cargas permanentes (muertas) de la estructura

S_v : Se tomará positivo en las combinaciones 2.1 y se tomará negativo en 2.2 y 2.2a

En los casos que así se requiere, se aplicará un factor de sobre resistencia Ω_r tal que:

$$S_h = \Omega_r E_h \quad (2.5)$$

Donde:

Ω_r : Factor de sobre resistencia

E_h : Representa las acciones o esfuerzos derivados de las componentes horizontales de la demanda sísmica

El factor Ω_r sobreesee al factor ρ . No se requiere que se apliquen simultáneamente.

No se requiere que el factor Ω_r se aplique a las acciones derivadas de la componente vertical de la demanda sísmica.

2.1.2 Dirección de las solicitaciones sísmicas horizontales

Se tomará como dirección de aplicación de un sismo la que genere los resultados más desfavorables, sin embargo, se aceptará lo siguiente:

- Para NPS B se permite realizar análisis aplicando el sismo de diseño en dos direcciones ortogonales independientes entre sí. No se requiere considerar ninguna interacción entre ambas direcciones.
- Para NPS C, D y E, se hará el análisis al igual que para NPS B. Se utilizarán dos combinaciones de carga para diseñar los elementos de la estructura: 100 % en una dirección concurrente con 30 % en la dirección ortogonal y la combinación complementaria.
- Para estructuras con irregularidad en planta H5, si el ángulo entre ejes sub-paralelos es menor o igual a 15 grados, se permitirá escoger una de las direcciones sub-paralelas y aplicar análisis según lo requiera el NPS. Si el ángulo entre ejes sub-paralelos es mayor que 15 grados se aplicará el sismo de diseño en las cuatro

direcciones que resultan y se realizará el análisis según lo requiera el NPS. En el caso de ejes en estrella, el analista aplicará el criterio en cada dirección de análisis. En el caso de ejes radiales, el analista aplicará el criterio de los 15 grados cuantas veces sea necesario (lo que resultará en incrementos de dirección de 30 grados o más).

2.2 Análisis Estático Equivalente

El Método Estático Equivalente teniendo en cuenta las cargas sísmicas, permite modelar las solicitaciones como fuerzas estáticas, tanto horizontales como verticales aplicadas a lo alto y ancho de la edificación. Este también es empleado para comparar sus resultados con los obtenidos por los demás métodos para cuantificar dichas solicitaciones, a modo de calibración.

El valor de la fuerza depende del espectro sísmico de diseño sísmico, la masa efectiva de la edificación, las propiedades elásticas de la estructura y el cálculo empírico del período fundamental de vibración de la edificación.

2.2.1 Cortante basal al límite de cedencia

El Cortante Estático Equivalente al Límite de Cedencia en la base de la estructura (V_B) no es más que la representación del total las fuerzas sísmicas equivalente que actúan sobre la edificación en cada dirección de análisis. Este se determina de la siguiente forma:

$$V_B = C_\delta W_S \quad (2.6)$$

Donde:

W_S : Parte del peso de la edificación

C_δ : Coeficiente sísmico de diseño

El coeficiente sísmico al límite de cedencia en cada dirección de análisis se determina a través de la siguiente expresión:

$$C_s = \frac{S_a(T)}{R} \quad (2.7)$$

Donde:

$S_a(T)$: Demanda sísmica de diseño para una estructura con periodo T obtenida del espectro de diseño sísmico establecido para el sitio y calibrado según la probabilidad de ocurrencia requerida y utilizada aquí como una fracción de g.

R: Factor de reducción.

T: Periodo fundamental de vibración de la estructura.

Este coeficiente debe cumplir con determinados valores mínimos y máximos.

Valores mínimos:

$$C_s \geq 0,044S_{DS} \geq 0,01 \quad (2.7a)$$

Para construcciones ubicadas donde S_1 es igual o mayor que 0,6 g, el coeficiente deberá cumplir además el no ser menor que:

$$C_s \geq 0,5 \frac{S_1}{R} \quad (2.7b)$$

Valores máximos:

$$C_s \leq \frac{S_{D1}}{T \cdot R} \text{ para } T \leq T_L \quad (2.7c)$$

$$C_s \leq \frac{S_{D1}}{T^2 \cdot R} \text{ para } T > T_L \quad (2.7d)$$

Toda edificación se diseñará para resistir los efectos de volteo causado por las fuerzas sísmicas.

2.2.1.1 Período de vibración

Se denomina T_a y T_F al período de vibración de una edificación. El primero de forma empírica y el segundo de forma analítica.

Para determinar de forma empírica y genérica el período de vibración se emplea la siguiente expresión:

$$T_a = C_T (h_n)^x \quad (2.8)$$

Donde:

h_n : Altura total del edificio en metros, desde la base y según el sistema estructural se dan los siguientes 5 casos de la ecuación 2.8.

a) $C_T = 0,049$, $x = 0,75$ para sistemas estructurales E1, E3, E4 o E5;

b) $C_T = 0,047$, $x = 0,90$ solamente para sistemas estructurales E2 de hormigón armado que sean abiertos o con fachadas de vidrio o paneles livianos y pocas particiones rígidas

c) $C_T = 0,047$, $x = 0,85$ para sistemas E2 de hormigón armado con fachadas rígidas o que no cumplan con el párrafo anterior

d) $C_T = 0,072$, $x = 0,80$ solamente para sistemas estructurales E2 de acero que sean abiertos o con fachadas de vidrio o paneles livianos y pocas particiones rígidas

e) $C_T = 0,072$, $x = 0,75$ para sistemas E2 de acero rigidizados

El período aproximado puede calcularse de forma electiva por la siguiente expresión para sistemas estructurales E1, E3 o E4:

$$T_a = \frac{0,0019}{\sqrt{C_w}} h_n^{0,85} \quad (2.9a)$$

$$C_w = \frac{9,30}{A_B} \sum_{i=1}^x \left[\left(\frac{h_n}{h_i} \right)^2 \frac{A_i}{\left[1 + 0,83 \left(\frac{h_i}{D_i} \right)^2 \right]} \right] \quad (2.9b)$$

$$T_a(\text{ecuación 2.3a}) \leq T_a \leq T_a(\text{ecuación 2.3c}) \quad (2.9c)$$

Donde:

h_n : Altura de la estructura sobre la base

x : Número de muros estructurales en la dirección de análisis

h_i : Altura total del muro "i" sobre la base

A_i : Área del alma del muro "i" en metros cuadrados

D_i : Longitud del alma del muro "i"

A_B : Área de la planta de la estructura en metros cuadrados

El período fundamental de vibración T_F , en cada dirección de análisis se puede determinar por el método de Rayleigh. Para emplear este método analítico debe sustentarse debidamente. La ecuación es la siguiente:

$$T_F = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (W_i u_i^2)}{g \sum_{i=1}^n (F_i u_i)}} \quad (2.10)$$

Donde:

W_i : Peso sísmico efectivo del nivel "i"

u_i : Desplazamiento lateral del centro de masa del nivel "i". Estos desplazamientos laterales se pueden calcular ignorando los efectos de giro de la planta

F_i : Fuerza estática equivalente para el nivel "i"

g: Aceleración debida a la gravedad (9,81 m/s²)

En el método estático equivalente los períodos a emplear para la ecuación 2.7 puede ser:

- Directamente los periodos empíricos T_a .
- Para sistemas estructurales E1, E3 o E4 con muros de concreto reforzado o mampostería reforzada podrá recurrirse al periodo T_a .
- Los periodos analíticos T_F limitados conforme a la ecuación 2.11.

$$T = T_F \leq 1,4T_a \quad (2.11)$$

2.2.2 Distribución de las fuerzas sísmicas

Para distribuir las fuerzas sísmicas de forma vertical a lo alto del edificio mediante la siguiente expresión:

$$F_x = C_{vx} V_B \quad (2.12)$$

Donde:

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n (W_i h_i^k)} \quad (2.13)$$

F_x : Fuerza horizontal que actúa en el nivel "x" de la edificación;

h_x : Altura del nivel "x" sobre la base;

$k = 1$, para $T \leq 0,5$ s

$k = 0,75 + 0,5 T$, para $0,5 < T \leq 2,5$ s

$k = 2$, para $T > 2,5$ s

T: Período fundamental de la estructura en segundos según la dirección considerada

Los términos W_x , W_i , h_x y h_i han sido previamente definidos.

Para la distribución horizontal de las fuerzas sísmicas, la fuerza sísmica (V_x) acumulada desde arriba hasta el nivel "x" se distribuirá a los diversos miembros verticales del sistema sismorresistente que están en el piso debajo del nivel "x", tomando en cuenta las rigideces relativas de esos miembros verticales y las del diafragma en el nivel "x". El diseñador estructural tomará en cuenta las rigideces finitas del diafragma en el análisis, excepto que pueda justificar el empleo de un modelo analítico de diafragma infinitamente rígido demostrando que los diafragmas son considerablemente más rígidos que los pórticos estructurales.

En el proceso de distribuir las fuerzas sísmicas se tomará en cuenta el momento de giro causado por la excentricidad del centro de masa del entrepiso respecto de su centro de rigidez cuando el diafragma tenga rigidez. En casos de diafragmas flexibles las fuerzas inerciales se aplicarán según la posición de las masas que las generan. En el caso de diafragmas rígidos se debe considerar una excentricidad accidental adicional a la excentricidad inherente, la cual se determina de la siguiente forma:

a) Para fuerzas aplicadas paralelas a alguna de las direcciones de análisis, se sumará al momento inherente de torsión un momento de torsión accidental (M_{ta}) producto de la fuerza inercial (V_x) multiplicada por una excentricidad accidental igual al 5 % de la dimensión del nivel. La dimensión será la que es perpendicular a las fuerzas consideradas;

b) Las fuerzas que estuvieran aplicadas en direcciones arbitrarias se descompondrán en las direcciones de análisis y se aplicarán las excentricidades correspondientes en cada dirección.

El giro torsional accidental que se a cada nivel de la estructura, se amplifica siempre que presenten NPS C o mayor y que además tengan irregularidad en planta H1-A y H1-B. el factor de amplificación es:

$$A_t = \left[\frac{\delta_{m\acute{a}x}}{1,2\delta_m} \right]^2 \text{ tal que } 1,0 \leq A_t \leq 3,0 \quad (2.14)$$

La excentricidad accidental torsional se incrementará de 0,05 a (0,05 x At).

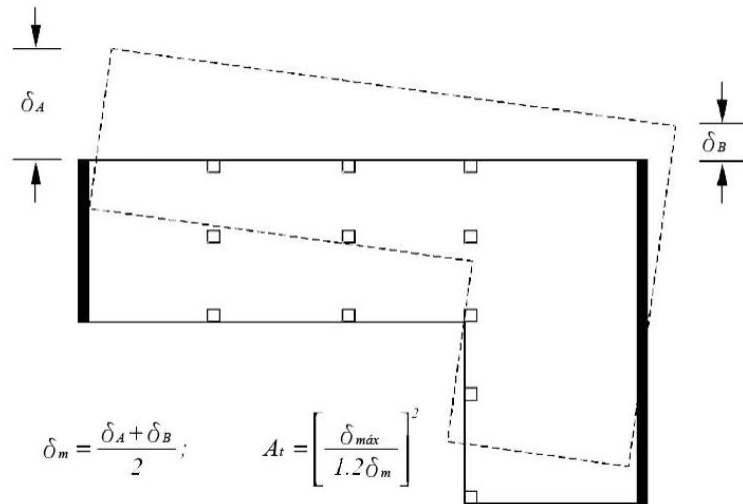


Figura 2.1 Factor de amplificación torsional sísmica

2.2.3 Cálculo de desplazamientos laterales provocados por un sismo

Los desplazamientos laterales se calcularán con base en un análisis lineal elástico de la estructura sujeta al coeficiente C_δ de la ecuación 2.7.

En el espectro de diseño $S_a(T)$ puede obviarse la aplicación de la ecuación (2.7a)

Se puede utilizar el periodo T_F de la ecuación 2.5 sin aplicar la limitación especificada en la ecuación 2.11.

Los desplazamientos δ_{cx_i} y δ_{cy_i} se calcularán para todos los nodos "i" del modelo estructural planteado sujeta a las sollicitaciones en X y en Y derivadas del espectro de diseño.

Éstos son los desplazamientos que se compararán con límites permisibles de deformación lateral. En caso que estos desplazamientos no satisfagan los requerimientos se hará otra iteración de análisis.

Los desplazamientos laterales calculados conforme a los requisitos de esta sección podrían tener que modificarse para tomar en consideración los efectos $P - \Delta$, en los casos que éstos apliquen según la Norma.

2.3 Análisis Modal

En este método se emplean los mismos símbolos que para el Método Estático Equivalente y poseen el mismo significado, pero se le añade el subíndice “m” que lo refiere al modo de vibración “m”.

Este es un método de aplicación general, pudiendo analizarse tanto las estructuras que califican para la realización del análisis estático equivalente como para las que no.

Los autores (Wilson (2002), Burdekin et al. (2004)) concuerdan que mediante este análisis se determinan los modos naturales de vibración de las estructuras modeladas en 3 dimensiones y los respectivos períodos de vibración. Se empleará para el mismo una herramienta de análisis capaz de modelar en 3 dimensiones.

Primeramente, se podrá distribuir la masa de análisis (peso sísmico efectivo) entre nodos con grados de libertad horizontales que coincidan con zonas de concentración de masa, por ejemplo, los entresijos, siempre y cuando la masa intermedia sea correctamente reasignada a las zonas de concentración. El diseñador estructural deberá decidir en qué casos es apropiado distribuir la masa entre todos los nodos con grados de libertad horizontales.

Asimismo, en primera instancia se podrán obviar los modos de vibración verticales. Sin embargo, el diseñador estructural debe decidir en qué casos es apropiado asignar masa a grados de libertad verticales.

Para este método también es necesario considerar una excentricidad accidental además de la excentricidad inherente del centro de masa respecto al centro de rigidez, siendo innecesario considerar la amplificación torsional sísmica considerada en el análisis estático equivalente.

Los períodos de vibración (valores T_m) y las formas geométricas de vibración (vectores $\varphi_{i,m}$), son los valores y vectores característicos de la estructura que resultan del análisis modal y son propios de la misma, dependen únicamente de su configuración, rigidez y masa.

2.3.1 Cortante basal del modo “m” y factor de participación modal

La ecuación del movimiento de edificios sometidos a excitación sísmica en su base, en función a las matrices de masa, rigidez y amortiguamiento, se define con la expresión según los diversos autores (Li and Li, 2004, Viswanath and Meena, 2008, Cassano, 2009, Ruíz and Fuentes, 2003):

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t) \quad (2.15)$$

La expresión a emplear para la determinación del cortante basal del modo “m”, según la norma es la siguiente:

$$V_{Bm} = C_{\delta m} M \beta_m g \quad (2.16)$$

Donde:

V_{Bm} : Cortante basal a la cedencia que corresponde al modo

$C_{\delta m}$: Coeficiente sísmico a cedencia, también llamado coeficiente sísmico de diseño para el modo "m"

$M \beta_m$: Masa efectiva que participa en el modo "m" de vibración

g : Aceleración de la gravedad (9,81 m/s²)

Excepto que se utilice otro procedimiento bien establecido en ingeniería estructural la fracción de participación de la masa total en cada modo en particular se calculará como:

$$M \beta_m = \frac{\left(\sum_{i=0}^n M_i \phi_{i,m} \right)^2}{\sum_{i=1}^n M_i (\phi_{i,m})^2} \quad (2.17)$$

Donde:

$\phi_{i,m}$: Amplitud relativa del desplazamiento del grado de libertad "i" de la estructura cuando vibra en el modo "m". Se obtiene de los propios resultados del análisis modal

M_i : Masa sísmica del grado de libertad "i"

n: Número de grados de libertad asociados con masas que se consideran en el modelo de la estructura

En el caso del diseño mediante el Método de análisis modal el coeficiente sísmico de diseño para cada modo de vibración se determina mediante la siguiente expresión:

$$C_{\delta m} = \frac{S_a(T_m)}{R} \quad (2.18)$$

Donde:

$S_a(T_m)$: Ordenada del espectro sísmico de diseño que corresponde al periodo T_m del modo "m".

R: Factor de reducción de respuesta sísmica de la Tabla 1.3

$C_{\delta m}$: Coeficiente sísmico a cedencia, también llamado coeficiente sísmico de diseño para el modo "m"

Para la realización de análisis modal se debe incluir un número suficiente de modos de vibración denominado N y que se establece a prueba y error, este debe asegurar que al menos el 90% de la masa del modelo analítico esté participando en cada una de las direcciones de análisis bajo consideración.

Todas las acciones y fuerzas internas en los elementos de la estructura (momentos flectores, cortantes, torsiones y cargas axiales), las reacciones externas y las deformaciones serán calculadas independientemente para los N modos de vibración considerados (Viswanath and Meena, 2008).

La obtención de los cortantes basales dinámicos ortogonales de primera iteración, dependen de la combinación de los cortantes basales en las estructuras correspondientes a cada modo de vibración en cada dirección horizontal ortogonal con los métodos SRSS y CQC establecidos en la Norma. Los mismos (V_{1X} y V_{1Y}) no deben utilizarse para el diseño sin antes calibrarse. Los calibradores serán los cortantes estáticos V_{EX} y V_{EY} con los periodos T de la ecuación 2.11.

Los cortantes basales dinámicos de diseño serán:

$$V_{DX} = \max(0,85V_{EX}, V_{1X}) \quad (2.19a)$$

$$V_{DY} = \max(0,85V_{EY}, V_{1Y}) \quad (2.19b)$$

Todos los resultados del análisis modal, se multiplicarán por los factores V_{DX}/V_{1X} y V_{DY}/V_{1Y} y se utilizarán para integrar las sollicitaciones sísmicas de diseño.

La fuerza horizontal modal que actúa en cualquier nivel debe determinarse de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$F_{im} = V_{Bm} \frac{W_i \phi_{im}}{\sum_{i=1}^n W_i \phi_{im}} \quad (2.20)$$

Donde:

F_{im} : Fuerza horizontal modal del nivel i (kN)

W_i : Peso del nivel i (kN)

V_{Bm} : Cortante basal a la cedencia que corresponde al modo "m" según la ecuación 2.16

n: Número de grados de libertad asociados con masas que se consideran en el modelo de la estructura

2.3.2 Cálculo de desplazamientos laterales provocados por un sismo

Los desplazamientos dinámicos laterales ya combinados para sismos en cada dirección ortogonal (vectores δ_{1Xi} y δ_{1Yi}) resultantes de la iteración inicial no deberán utilizarse para medir desplazamientos sin antes calibrarlos.

Al igual que para la obtención del cortante basal dinámico, los calibradores serán cortantes estáticos V_{EEX} y V_{EEY} calculados con las ecuaciones 2.6 y 2.7, con los mismos periodos T utilizados para calibrar las fuerzas (ecuación 2.19a y 2.19b) pero sin aplicar los limitantes de la ecuación 2.6. En el espectro $S_a(T)$ puede electivamente obviarse la aplicación de la ecuación 2.2a.

Los factores de corrección de los desplazamientos son:

$$FD_X = \max(0,85V_{EEX} / V_{1X}, 1) \quad (2.21a)$$

$$FD_Y = \max(0,85V_{EEY} / V_{1Y}, 1) \quad (2.21b)$$

Los "desplazamientos calibrados" al límite de cedencia correspondientes a los nodos "i" del modelo estructural son los que se compararán con los límites permisibles de deformación lateral y se expresan de la siguiente forma:

$$\delta_{CXi} = FD_X \times \delta_{1Xi} \quad (2.22a)$$

$$\delta_{CYi} = FD_Y \times \delta_{1Yi} \quad (2.22b)$$

2.4 Derivas laterales admisibles

La (46, 2017) considera dos etapas progresivas para desplazamientos laterales y sus derivas:

Primera etapa: Es la deformación elástica al límite de cedencia de la estructura, causada por el sismo de diseño dividido por R. Se la denomina deformación al límite de cedencia y se denota con el símbolo δ_C . La deformación será aquella calculada cuando se usa la fuerza estática equivalente o bien la deformación calculada cuando se usa el análisis espectral modal definida en los epígrafes anteriores.

Segunda etapa: Es la deformación última que se denota con el símbolo δ_U que representa la deformación de la estructura después de haber incurrido al rango post - elástico. Se calcula empíricamente con la expresión:

$$\delta_U = C_d \delta_C \quad (2.23)$$

Donde:

C_d : Coeficiente de amplificación de deformación lateral

Para control de desplazamientos laterales interesan las derivas (Δ), definidas como la diferencia entre el desplazamiento de un nodo del diafragma k y el correspondiente nodo en el diafragma k - 1.

Para determinar los valores máximos de Δ_{CP} se iterará el proceso de análisis hasta que:

$$\Delta_{CP} = \Delta_U / C_d \leq 1,2 [\Delta_U] / C_d \quad (2.24)$$

Donde:

Δ_{CP} : Deriva medida entre centros de masa superior e inferior de piso (se permite que se calcule como el promedio de las derivas extremas en la dirección de análisis) y la ecuación 2.43 deberá cumplirse para todos los pisos de la estructura si no hay que reducir Δ_{CP} hasta que cumpla dicha condición.

Para sistemas estructurales El los cuales tienen únicamente pórticos con uniones resistentes a momento:

$$\Delta_{CP} \leq [\Delta_U] / (\rho C_d) \quad (2.25)$$

Los efectos P - delta son efectos incrementales de segundo orden que pueden ser significativos en estructuras muy esbeltas. En general, es preferible si la estructura no presenta los mismos.

La verificación de dichos efectos se basa en el Coeficiente de Inestabilidad (θ) que se define como:

$$\theta = \frac{P_x \Delta_{CX}}{V_x h_{pX}} \quad (2.26)$$

Donde:

P_x : Carga vertical gravitacional total encima del nivel "x", incluyendo el propio nivel "x"

No habrá factores de mayoración en la sumatoria y pueden utilizarse las reducciones de carga viva que apliquen.

V_x : Cortante entre el piso "x" y el "x - 1" en kN

Δ_{CX} : Deriva elástica a cedencia del nivel "x"

h_{pX} : Altura del piso "x" (m)

Siempre debe cumplirse la condición de la ecuación 2.46, en caso de ser excedida deberá replantearse la estructura para reducir el coeficiente de inestabilidad:

$$\theta \leq \theta_{m\acute{a}x} = \frac{0,5}{\beta_x C_d} \leq 0,25 \quad (2.27)$$

Donde:

β_x : Relación entre la demanda cortante y la capacidad cortante en el piso inmediatamente debajo del nivel "x"

β_x puede tomarse conservadoramente como 1,0 suponiendo que los elementos tienen una resistencia adecuada.

Los sistemas estructurales donde $C_d > 5$ son los más propensos a exceder el coeficiente de inestabilidad.

Si $\theta \leq 0,10$ no es necesario introducir efectos incrementales ni considerar otros detalles relacionados con estos efectos. No obstante, la excepción anterior, si $\theta_{\text{máx}} < \theta < 0,10$ la estructura debe replantearse; el hecho que $\theta_{\text{máx}} < 0,10$ no debe interpretarse como una excepción a la ecuación 2.46. Si $\theta_{\text{máx}} \geq \theta > 0,10$ los efectos incrementales en desplazamientos, cortantes y momentos deberán determinarse por medio de un análisis apropiado. Sin embargo, se permite simplemente multiplicar los desplazamientos laterales, los cortes y los momentos por el factor $[1,0 / (1 - \theta)]$ y utilizar los nuevos valores en el diseño de los elementos y en la limitación de derivas laterales.

Si la estructura provee separaciones estructurales capaces de acomodar el desplazamiento post - elástico de ambas estructuras. La distancia combinada de separación debe ser al menos:

$$\delta_M = SRSS(\delta_{1\text{max}}, \delta_{2\text{max}}) \quad (2.28)$$

Donde:

SRSS: "Raíz cuadrada de suma de cuadrados" y $\delta_{1\text{max}}, \delta_{2\text{max}}$ son los desplazamientos a cedencia de las estructuras que deben separarse

Para edificios de alturas diferentes la separación se calculará de acuerdo a la ecuación 2.28, con referencia al de menor altura.

La junta se extenderá en toda la altura de la edificación pudiendo omitirse en la cimentación o en sótanos a no ser que estas juntas separen partes del edificio con forma complicada en planta o cuando dicha junta coincida con la junta de asentamiento.

Las juntas sísmicas deberán mantenerse libres de manera que permitan el libre movimiento de la edificación. Las juntas de temperatura y las juntas de asentamiento deben cumplir y ser construidas como juntas sísmicas. La separación mínima de estas

juntas en cada nivel de las edificaciones adyacentes no será menor que la ecuación 2.28 a partir de sus correspondientes desplazamientos laterales máximos ni menor que:

$$J = 5 + 0,5(H - 10) \geq 10\text{cm} \quad (2.29)$$

Donde:

J: Ancho de la junta en cm la cual hasta $H = 20$ m será igual a 10 cm y de ahí en adelante aplica la ecuación 2.29

H: Altura del edificio (m)

Hacia los linderos se retirará de los límites de propiedad una separación ($C_d\delta_c$) correspondiente al desplazamiento total de lo edificado junto al lindero.

Para reducir la probabilidad de rotura de los vidrios durante la acción de un sismo, en fachadas tanto interiores como exteriores, los mismos se colocarán en los marcos de las ventanas dejando alrededor de cada panel una holgura mínima que se calcula mediante la siguiente expresión:

$$hol_{vid} = \frac{\Delta}{\left(1 + \frac{a}{b}\right)} \quad (2.30)$$

Donde:

hol_{vid} : Holgura para el tablero de vidrio (m)

Δ : Desplazamiento lateral relativo, en metros producido por la aplicación sobre la estructura del conjunto de fuerzas laterales especificadas para el análisis estático equivalente u obtenido a partir de un análisis modal considerando un comportamiento linealmente elástico de la estructura, entre los extremos del tablero.

a: Altura del tablero de vidrio (m)

b: Ancho del tablero de vidrio (m)

Conclusiones parciales del capítulo:

- El Método Estático Equivalente permite obtener resultados que sirvan para calibrar el modelo estructural.
- Para el Análisis Modal de las estructuras es de gran importancia emplear una herramienta de análisis capaz de modelar en 3 dimensiones. El *software SAP2000*, permite agilizar la obtención de las solicitaciones provocadas por las cargas actuantes, tanto para el análisis estático como para el dinámico.
- La NC 46:2017 emplea el análisis modal espectral en el diseño de estructuras bajo el efecto de cargas dinámicas, los métodos que utiliza la misma son el de Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados (SRSS) y Combinación Cuadrática Completa (CQC)

CAPÍTULO 3 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

En este capítulo se analizan los resultados de la aplicación de los Métodos Estático Equivalente y Análisis Modal al modelo creado, para la previa comparación de sus resultados, y de esta manera cumplir con los objetivos trazados en este trabajo de diploma.

Los puntos de control fueron señalados en el Capítulo anterior, en los cuales se determinaron los desplazamientos, cortantes y momentos de la estructura por ambos métodos, para establecer un análisis comparativo entre estos, cumpliendo con lo establecido en la Norma trabajada.

3.1 Modelación estructural

La estructura a modelar será un edificio de 14 plantas, la cual no es una edificación real, pero se toma como guía, en cuanto a dimensiones y configuración en planta y elevación el edificio de sistema IMS, la misma no posee ninguna irregularidad en planta o en elevación conforme a las Tabla 1.5 y Tabla 1.6 y no excede 50 m de altura sobre la base.

Dicha edificación se supone ubicada en Zona sísmica 5, que posee las siguientes características:

- Aceleración espectral para período corto $S_{\delta}=1,035g$
- Aceleración espectral para período largo $S_1=0,428g$
- Período de transición del período largo $T_L=6s$

Se tiene en cuenta un sismo de clasificación extrema, por lo que $K_d=1$. La obra es un edificio de apartamentos familiares clasificada con Categoría II (Ordinaria), por lo que el factor de reducción $R=2$. Dada la zona sísmica y la clasificación de la obra, esta posee un NPS D y se clasifica en Sistema de pórticos E1.

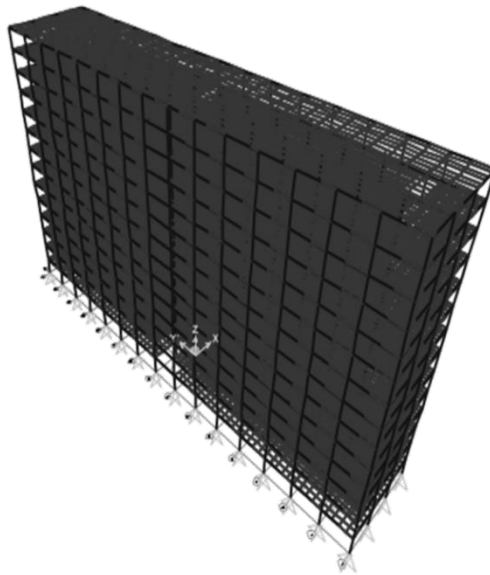
El perfil de suelo es tipo B, donde la roca es de cualquier espesor con $760 \text{ m/s} < V_s \leq 1500 \text{ m/s}$, donde el coeficiente de sitio F_a para períodos de vibración cortos es 1 y el

coeficiente de sitio F_v para períodos largos 1. La fuente sísmica es de tipo A, capaz de generar eventos de gran magnitud y con alta tasa de sismicidad, donde los Factores de Falla Cercana $N_a=1,25$ y $N_v=1,4$.

Para la realización del modelo se selecciona como unidades a trabajar kN, m, C.

El modelo físico presenta en su geometría 15 intercolumnios a lo largo y 3 a lo ancho. Tomando como referencia las características de los sistemas IMS construidos en Cuba y las medidas tomadas en el terreno, las columnas son prefabricadas de 0,42 x 0,42 m y de hasta 3 pisos de altura, las losas son de 4,20 x 4,20 m, nervadas en las dos direcciones formando casetones. Su peralte es de 0,25 m de espesor. Puntal NPT a NPT = 2,70 m. el entrepiso se termina con vigas de borde de 0,42 x 0,42 m. Los muros poseen un espesor de 0,25 m. Posee 3 escaleras, una comienza en el primer y nivel y las otras dos a partir del segundo nivel. El edificio además presenta un cajón de elevador a lo alto de todo el edificio(Petrovic and Napijalo, 2013, Grabulov et al., 2013).

Geometría del modelo:



a)

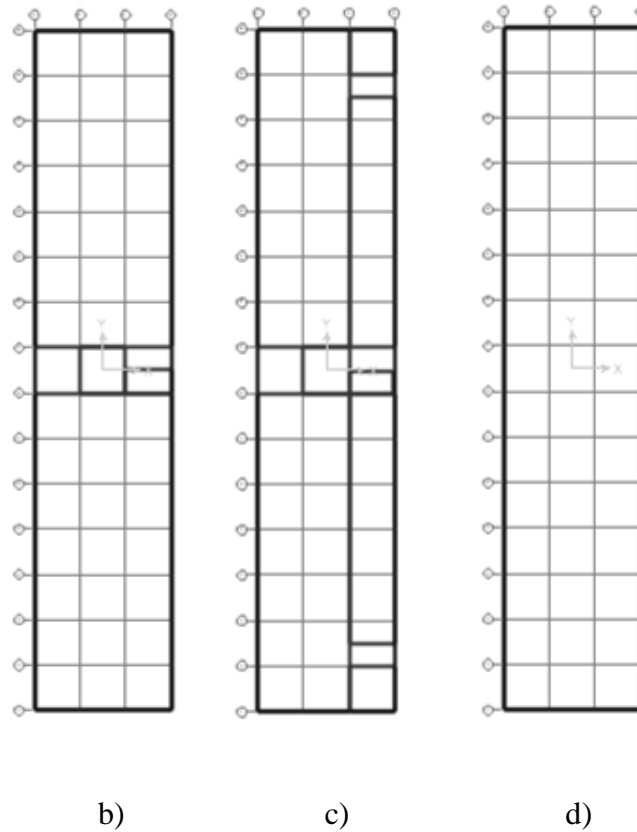


Figura 3.1 Geometría del modelo vista en 3D a), 2da planta b), 1er nivel c) y cubierta d)

Es una estructura prefabricada casi en su totalidad, excepto el diafragma del elevador que está fabricado in situ.

Materiales y secciones:

- Diafragma y losa:

Section Name Diafragma

Section Notes

Display Color

Type

- Shell - Thin
- Shell - Thick
- Plate - Thin
- Plate Thick
- Membrane
- Shell - Layered/Nonlinear

Material

Material Name + 4000Psi

Material Angle 0.

Thickness

Membrane 0,25

Bending 0,25

Concrete Shell Section Design Parameters

Stiffness Modifiers

Temp Dependent Properties

Section Name losa

Section Notes

Display Color

Type

- Shell - Thin
- Shell - Thick
- Plate - Thin
- Plate Thick
- Membrane
- Shell - Layered/Nonlinear

Material

Material Name + 4000Psi

Material Angle 0.

Thickness

Membrane 0,25

Bending 0,25

Concrete Shell Section Design Parameters

Stiffness Modifiers

Temp Dependent Properties

a)

b)

Figura 3.2 Material y sección de diafragma a) y losa b)

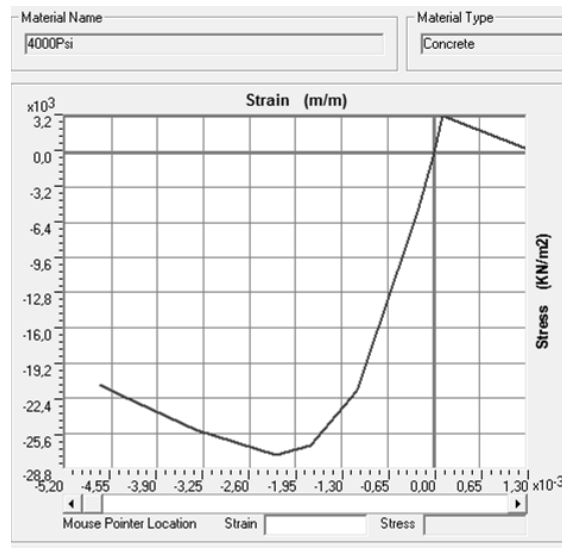


Figura 3.3 Detalles del hormigón

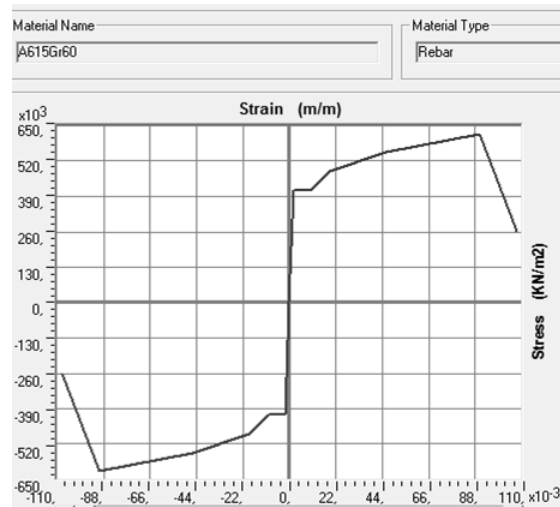


Figura 3.4 Detalles del acero

Tabla 3.1 Detalles del hormigón

<i>Detalles del material</i>	
Peso por unidad de volumen [kN/m ³]	23,5631
Masa por unidad de volumen [kg/m ³]	2,4028
Módulo de elasticidad, E [kN/m ²]	24855578
Módulo de Poisson, U	0,2
Coefficiente de expansión térmica, A [°C ⁻¹]	9,900E-06
Módulo de cortante, G[kN/m ²]	10356491
Resistencia a compresión, f'c [kN/m ²]	27579,032

- Tabla 3.2 Detalles del hormigón

<i>Detalles del material</i>	
Peso por unidad de volumen [kN/m ³]	76,9729
Masa por unidad de volumen [kg/m ³]	7,849
Módulo de elasticidad, E [kN/m ²]	1,999E+08

Módulo de Poisson, U	0,3
Coefficiente de expansión térmica, A [$^{\circ}\text{C}^{-1}$]	1,170E-05
Módulo de cortante, G[kN/m ²]	76903069

- Columnas y vigas:

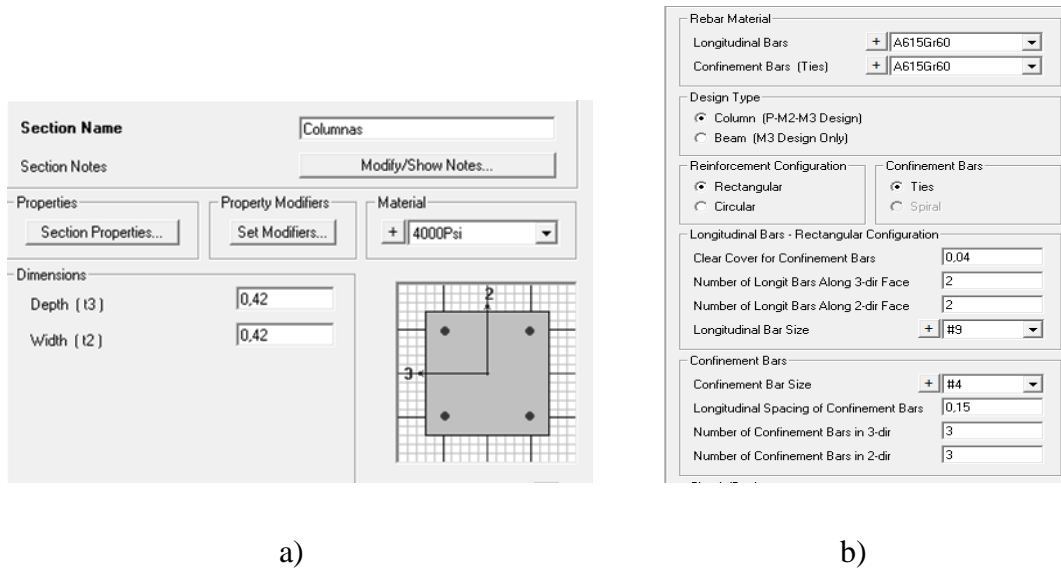


Figura 3.5 Material y sección de las columnas a) y b)

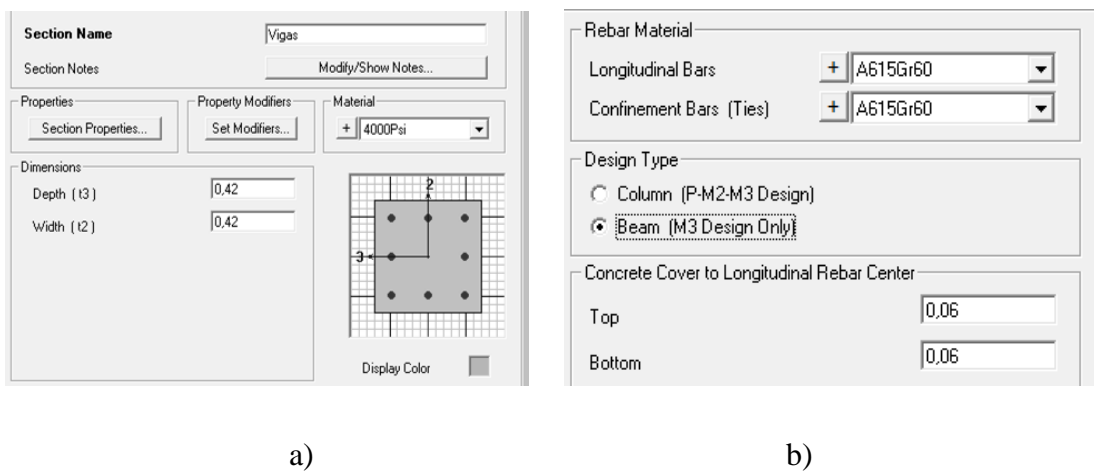


Figura 3.6 Material y sección de las vigas a) y b)

El modelo presenta uniones rígidas en casi su totalidad, exceptuando los apoyos a tierra que son articulados.

Luego de introducir el modelo geométrico y de material se pasó a discretizar las masas (realización del mallado), tarea de gran importancia, puesto que de esta manera se dividen las masas en un número de áreas suficientes de manera que se aproximen al comportamiento real dinámico de la estructura(Gómez, 2012).

Se refinó la malla hasta que se mantuvo estable, seis veces en total. Para ello se fueron evaluando las tensiones en puntos (esquina, borde y centro) de las losas que corresponden a cubierta, nivel medio y 1er nivel *Fig. 3.7*.

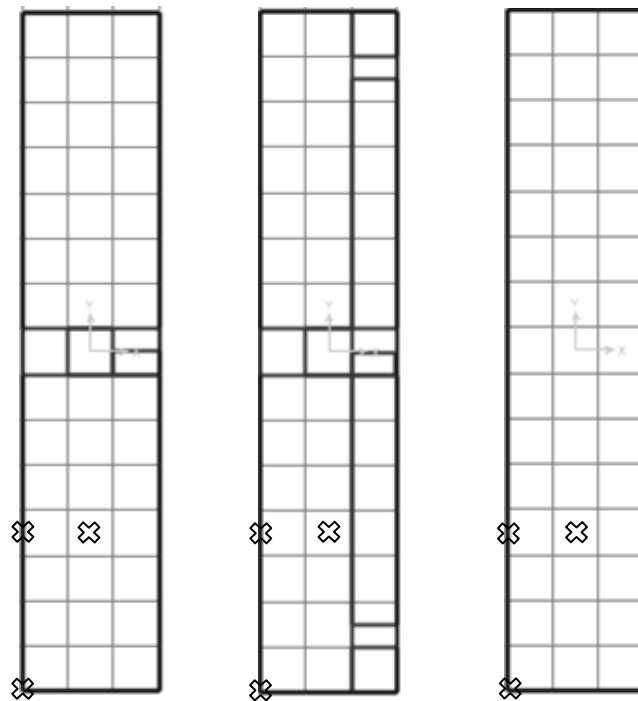
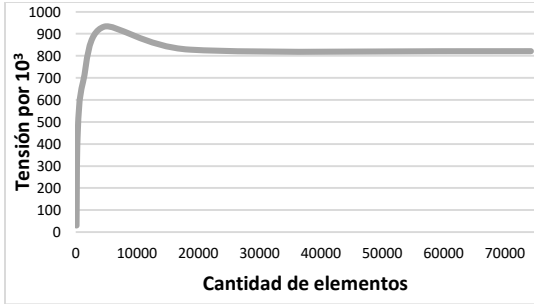
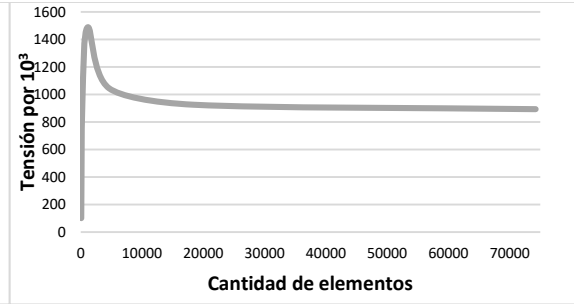


Figura 3.7 Puntos de comprobación

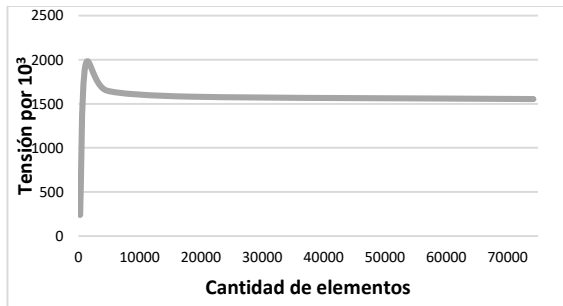
Los valores de tensiones se muestran en los gráficos siguientes *Fig. 3.8, 3.9 y 3.10*, así como el tiempo de ejecución del programa al aumentar la cantidad de elementos *Fig. 3.11*:



3.8 a)

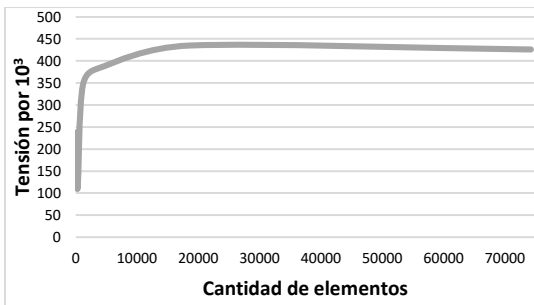


3.8 b)

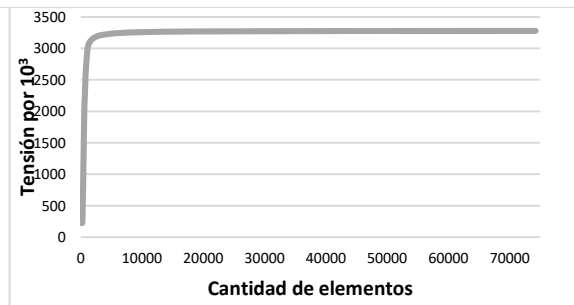


3.8 c)

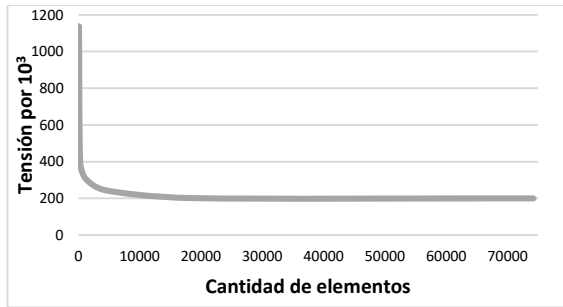
Figura 3.8 Evaluación de las tensiones durante el mallado de la losa del 1er Nivel en esquina a), borde b) y centro c)



3.9 a)

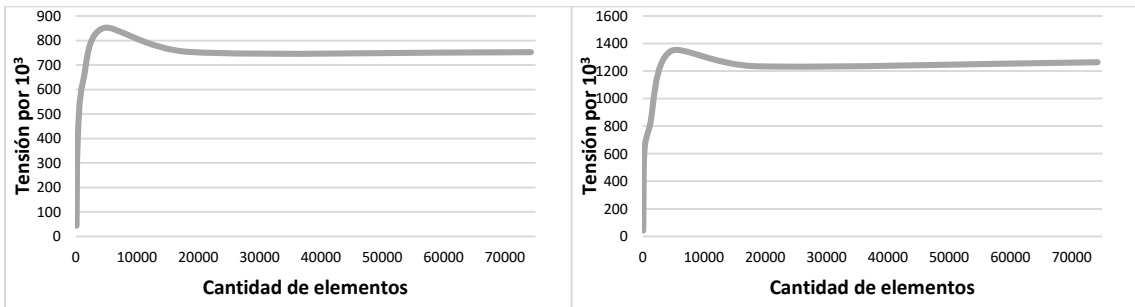


3.9 b)



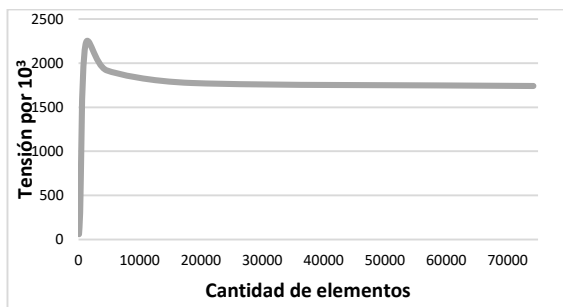
3.9 c)

Figura 3.9 Evaluación de las tensiones durante el mallado de la losa del Nivel Medio en esquina a), borde b) y centro c)



3.10 a)

3.10 b)



3.10 c)

Figura 3.10 Evaluación de las tensiones durante el mallado de la losa de la Cubierta en esquina a), borde b) y centro c)

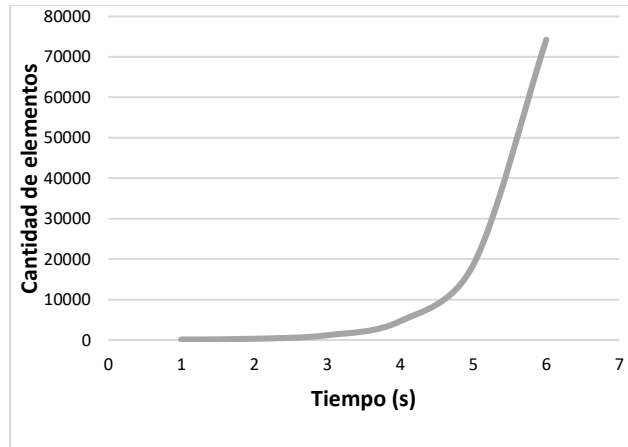


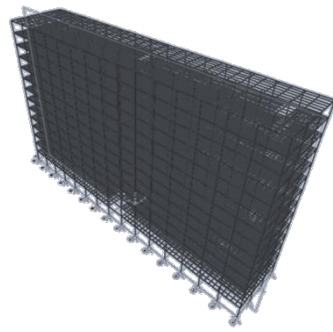
Figura 3.11 Tiempo de ejecución de cada mallado

Para la realización del modelo de acciones y cargas se partió de las características del terreno y del sismo descritas al comienzo del epígrafe. Las cargas se introdujeron en dependencia del método a emplear.

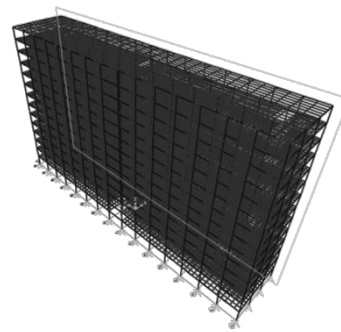
Para la determinación de las cargas de uso, se tiene en cuenta el desagüe es por tragante no accesible al público y es un edificio con habitaciones de viviendas no comunes (según su uso). En cuanto a las cargas permanentes, la cubierta está compuesta por losas de hormigón armado, enrajonado de 10 cm y 3 capas de papel asfáltico, mientras que los entresijos se componen de losa de hormigón armado, 5 cm de relleno de mejoramiento, 2 cm de mortero y losas cerámicas de 2 cm de espesor. Se definen en el programa las Cargas de Uso y las Cargas Permanentes y se introduce una combinación igual a $CP+0,25*CU$ (como indica la Norma).

Para ambos métodos, con dicha combinación de carga se determina el Cortante basal y de esta manera la distribución vertical de las fuerzas sísmicas. Luego de obtenida dicha distribución se introduce en el centro de masa del modelo para los ejes X y Y.

Se realiza el análisis, determinando los valores de momentos, cortantes y deformaciones en los puntos pertenecientes a cubierta, nivel medio y primer nivel de varios pórticos *Fig. 3.12* y *Fig. 3.13* y se evalúa su comportamiento. Las denominaciones de los pórticos se realizan acorde a los ejes que establece el programa.



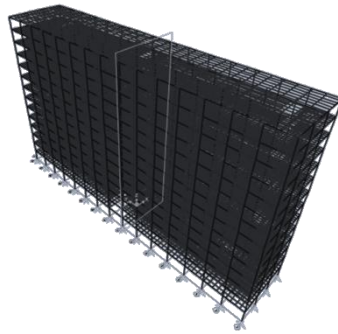
3.12 a) (B)



3.12 b) (D)



3.12 (1)c



3.12 (8) d



3.12 (16) e

Figura 3.12 Pórticos de análisis (Vista en 3D)

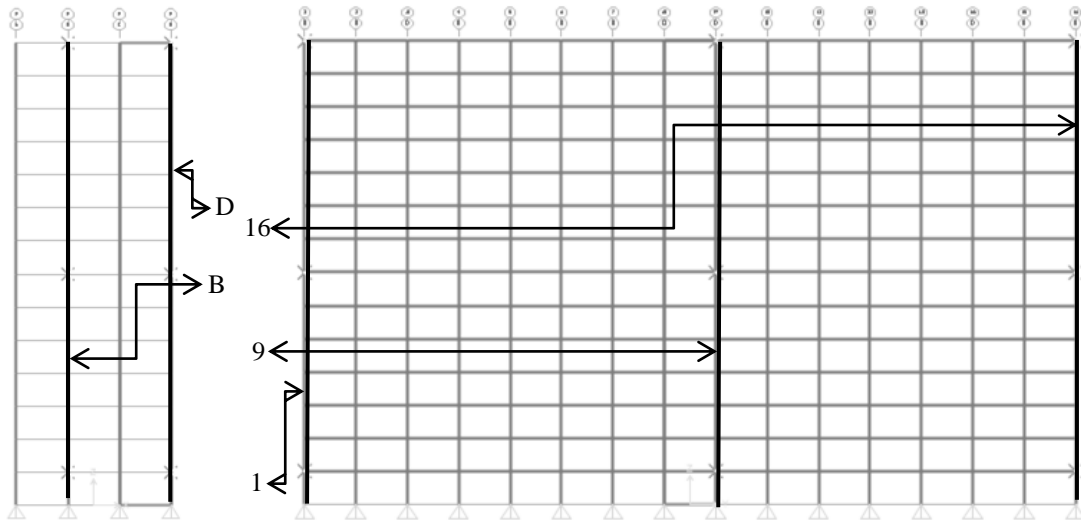


Figura 3.13 Secciones de análisis (Planos XZ a la izquierda y YZ a la derecha)

Los pasos para la determinación de las cargas se muestran a través del esquema *Fig. 3.14*:

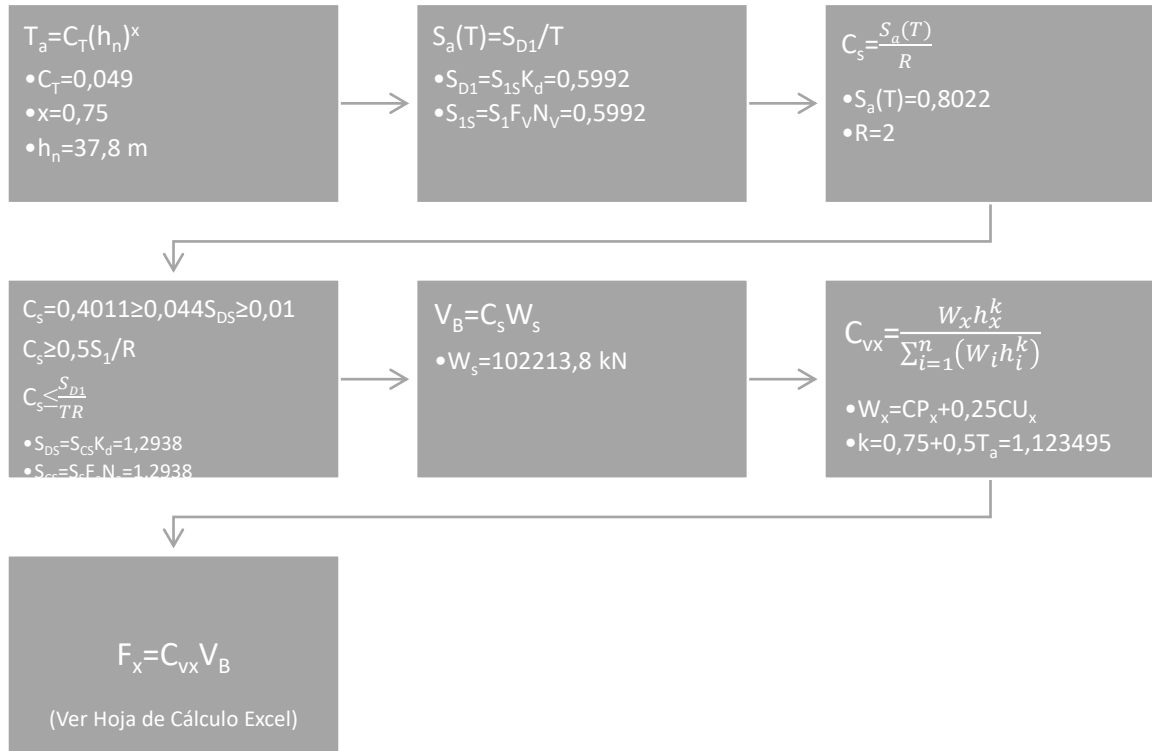


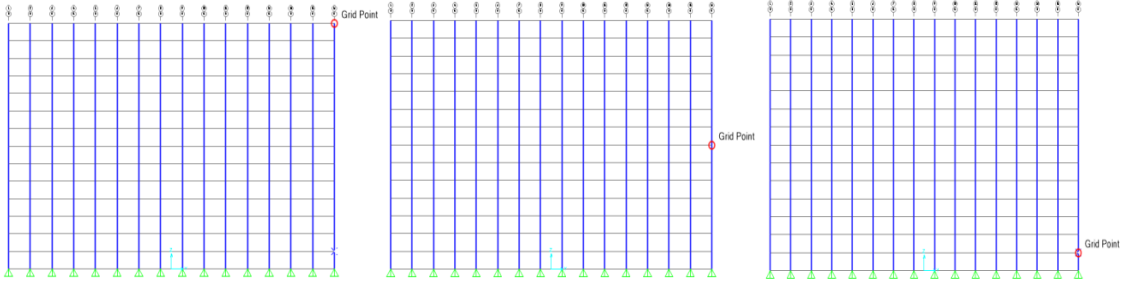
Figura 3.14 Determinación de las cargas para el Análisis Estático Equivalente

3.2 Resultados del Modelo

Se toman como muestra las secciones 1 y 4 (*Fig. 3.13*) de cada pórtilo (*Fig. 3.12*) en cubierta, nivel medio y primer nivel, para un mayor entendimiento de los lectores y debido a la disponibilidad de espacio en el cuerpo del trabajo. A mayor profundidad, se muestran los resultados en los *Anexos 1-12*, los cuales manifiestan el mismo comportamiento de los puntos que a continuación se muestran.

3.2.1 Evaluación del Pórtico B

A continuación, se muestra el pórtico B, donde se analiza su comportamiento en los puntos señalados, obteniéndose valores de derivas, momentos y cortantes con la cargas estáticas y dinámicas ubicadas en dirección del eje X y Y.



3.15 a)

3.15 b)

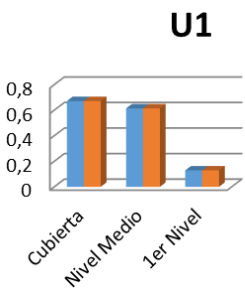
3.15 c)

Figura 3.15 Puntos de evaluación en el pórtico B a), b), c)

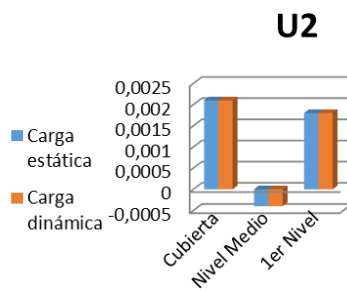
Carga paralela al eje corto:

Desplazamientos:

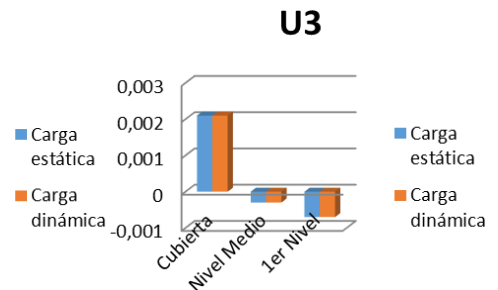
Se mantiene la nomenclatura establecida por el software U1 o UX (*Axial Deformation*), U2 o UY y U3 o UZ (*Shear Deformation*), R1 o RX y R2 o RY (*Torsional Deformation*) y R3 o RZ (*Bending Deformation*).



3.16 a)



3.16 b)



3.16 c)

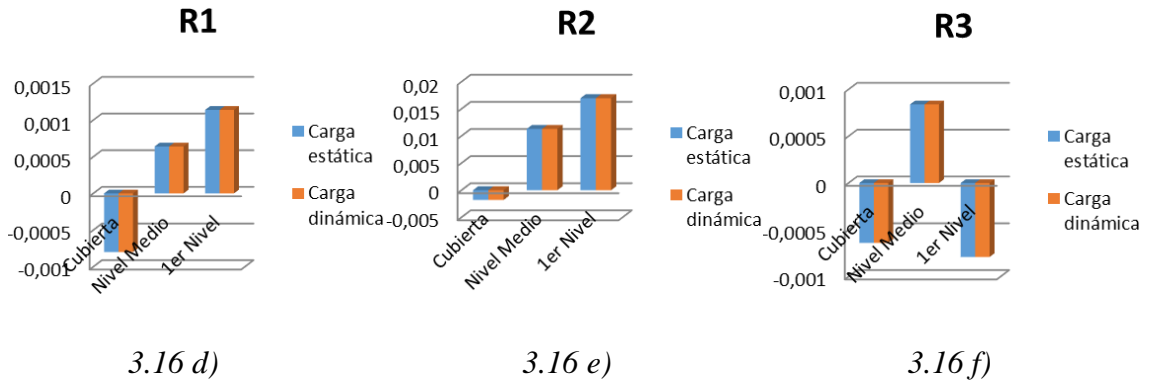


Figura 3.16 Desplazamientos lineales a), b), c) y angulares d), e) y f) en el pórtico B

- En el pórtico evaluado con cargas paralelas al eje corto, los valores de desplazamientos coinciden totalmente para cargas estáticas y dinámicas.

Momentos:

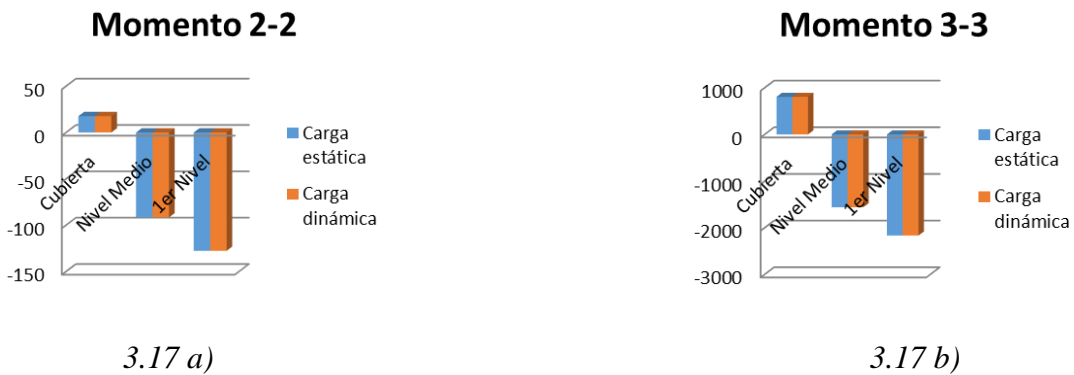
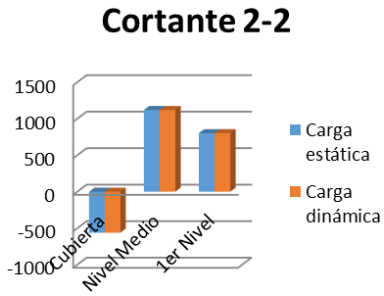


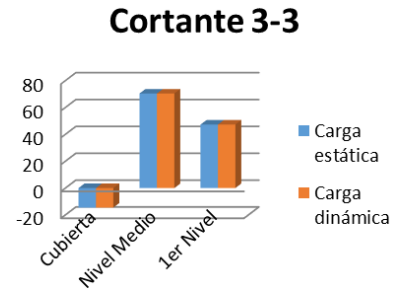
Figura 3.17 Valores de Momento 2-2 a), y Momento 3-3 b) en el pórtico B

- Los valores de momento en este pórtico, con carga paralela al eje corto, tanto para cargas dinámicas como para estáticas poseen el mismo valor.

Cortantes:



3.18 a)



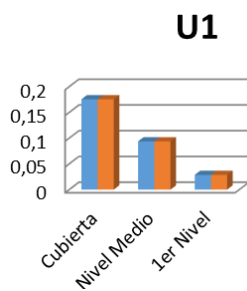
3.18 b)

Figura 3.18 Valores de Cortante 2-2 a), y Cortante 3-3 b) en el pórtico B

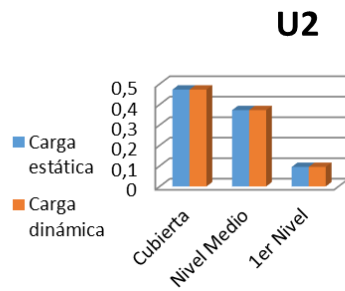
- Para este pórtico, con carga paralela al eje corto, los valores de cortante son coincidentes al evaluarlo por cargas dinámicas y cargas estáticas.

Carga paralela al eje largo:

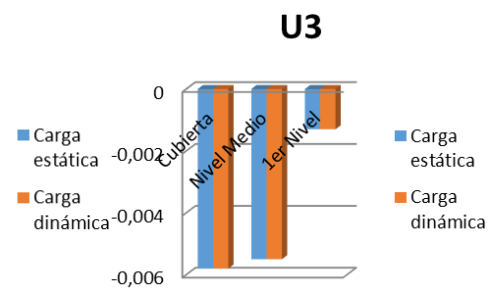
Desplazamientos:



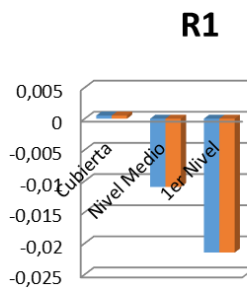
3.19 a)



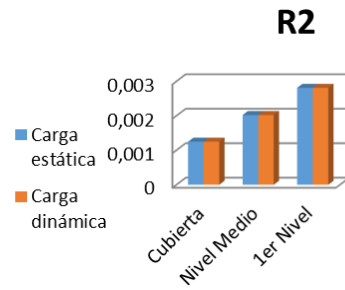
3.19 b)



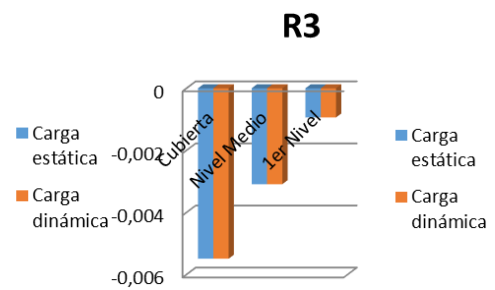
3.19 c)



3.19 d)



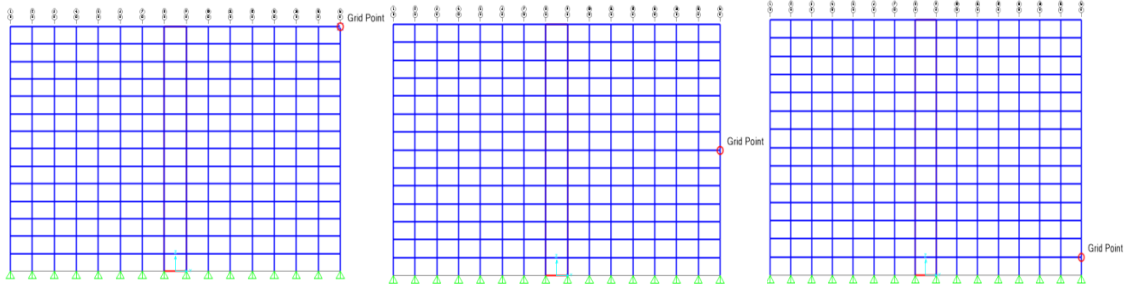
3.19 e)



3.19 f)

Figura 3.19 Desplazamientos lineales a), b), c) y angulares d), e) y f) en el pórtico B

3.2.2 Evaluación del Pórtico D



3.22 a)

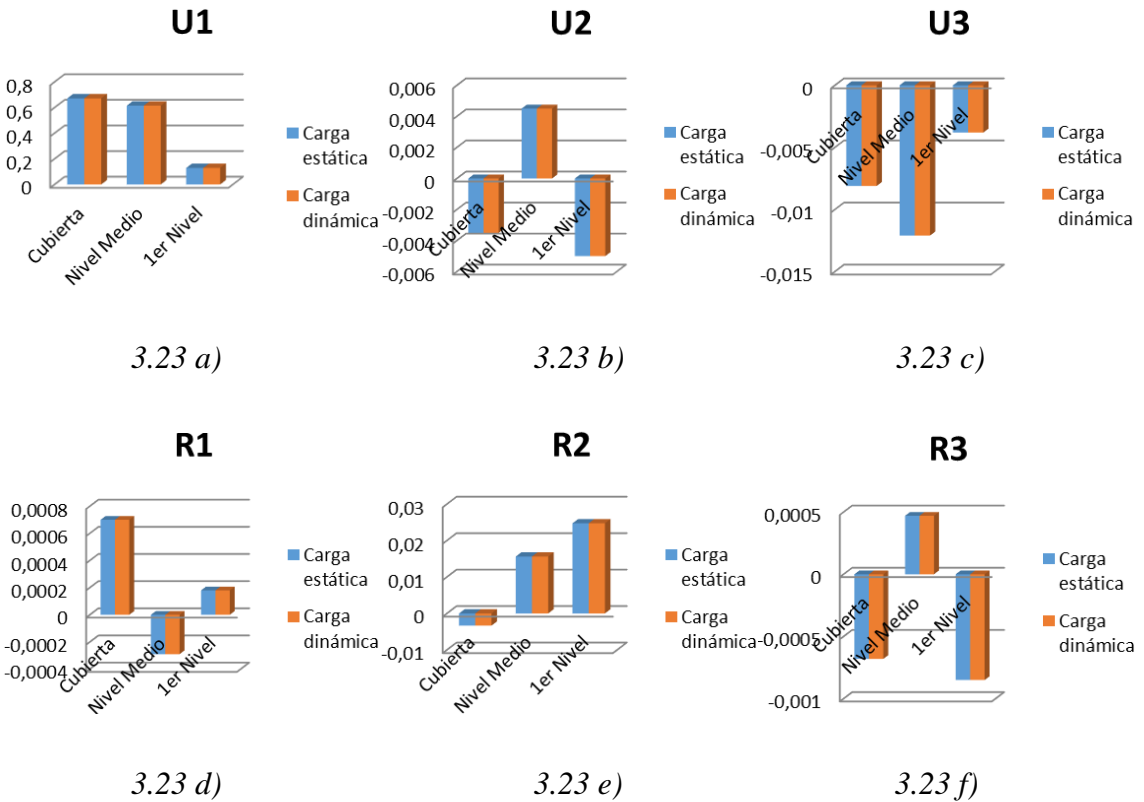
3.22 b)

3.22 c)

Figura 3.22 Puntos de evaluación en el pórtico D a), b), c)

Carga paralela al eje corto:

Desplazamientos:



3.23 a)

3.23 b)

3.23 c)

3.23 d)

3.23 e)

3.23 f)

Figura 3.23 Desplazamientos lineales a), b), c) y angulares d), e) y f) en el pórtico D

Desplazamientos:

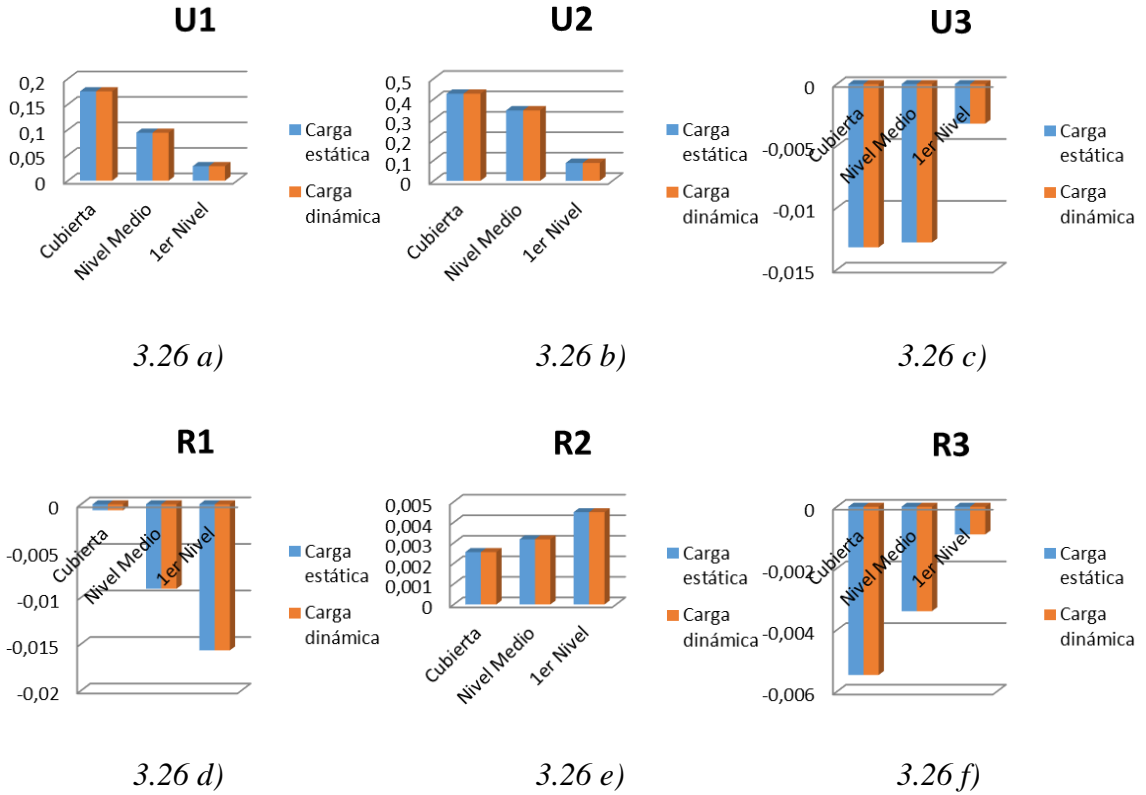


Figura 3.26 Desplazamientos lineales a), b), c) y angulares d), e) y f) en el pórtico D

- En el pórtico evaluado con cargas paralelas al eje largo, los valores de desplazamientos coinciden totalmente para cargas estáticas y dinámicas.

Momentos:



Figura 3.27 Valores de Momento 2-2 a), y Momento 3-3 b) en el pórtico D

Desplazamientos:

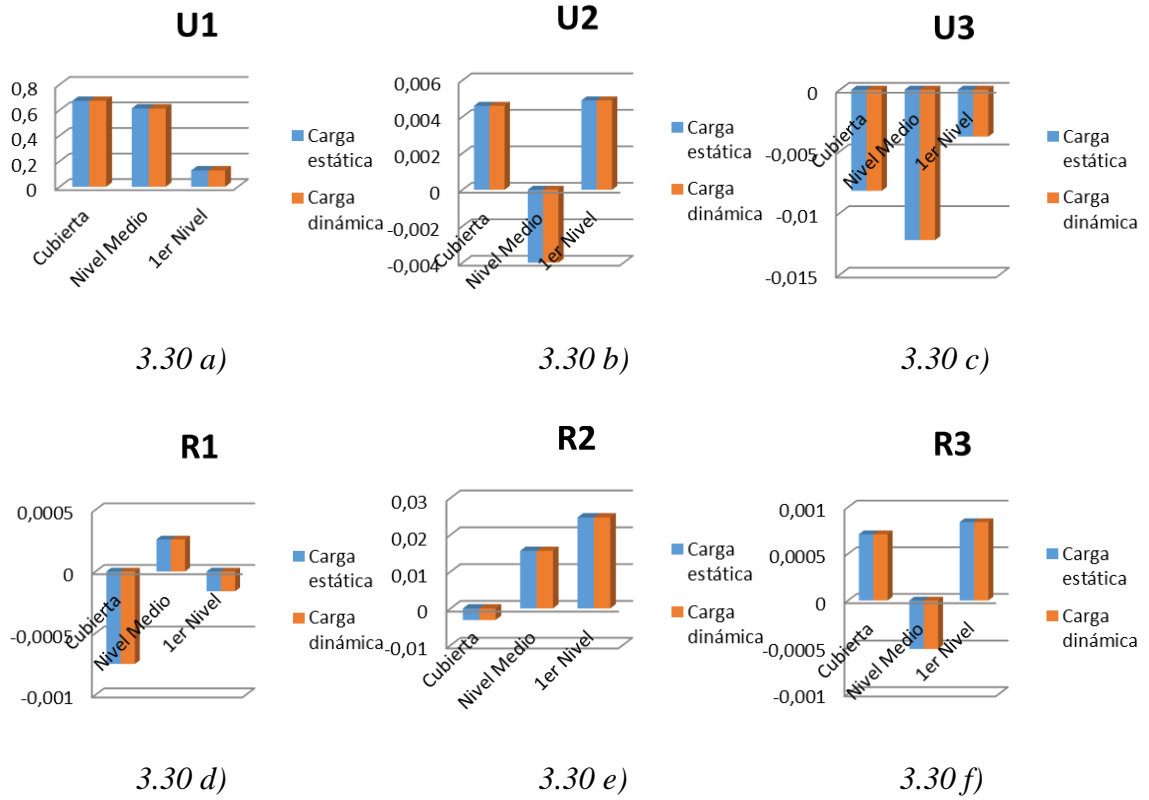


Figura 3.30 Desplazamientos lineales a), b), c) y angulares d), e) y f) en el pórtico 1

- En el pórtico evaluado con cargas paralelas al eje corto, los valores de desplazamientos coinciden totalmente para cargas estáticas y dinámicas.

Momentos:



Figura 3.31 Valores de Momento 2-2 a), y Momento 3-3 b) en el pórtico 1

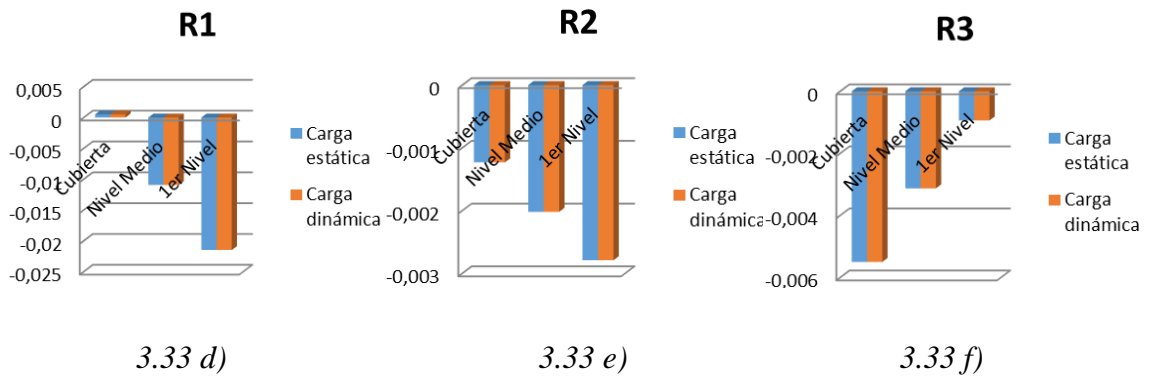


Figura 3.33 Desplazamientos lineales a), b), c) y angulares d), e) y f) en el pórtico 1

- En el pórtico evaluado con cargas paralelas al eje largo, los valores de desplazamientos coinciden totalmente para cargas estáticas y dinámicas.

Momentos:

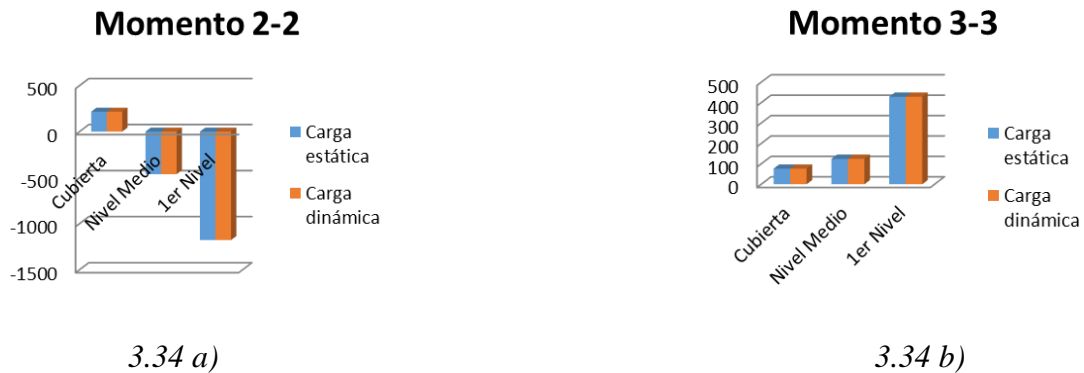
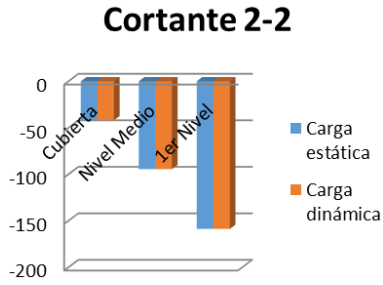


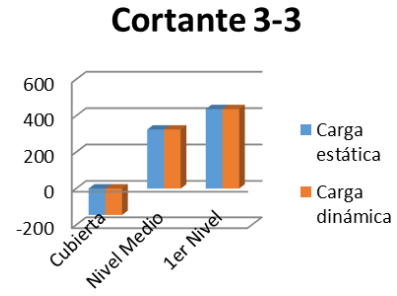
Figura 3.34 Valores de Momento 2-2 a), y Momento 3-3 b) en el pórtico 1

- Los valores de momento en este pórtico, para carga paralela al eje largo, tanto para cargas dinámicas como para estáticas poseen el mismo valor.

Cortantes:



3.35 a)

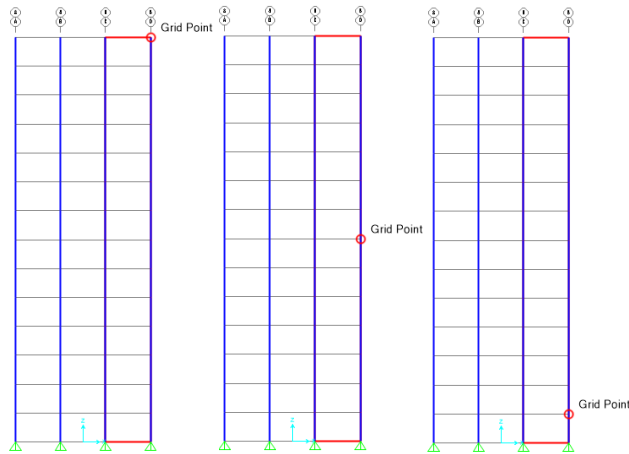


3.35 b)

Figura 3.35 Valores de Cortante 2-2 a), y Cortante 3-3 b) en el pórtico 1

- Para este pórtico, con carga paralela al eje largo, los valores de cortante son coincidentes al evaluarlo por cargas dinámicas y cargas estáticas.

3.2.4 Evaluación del Pórtico 8



3.36 a)

3.36 b)

3.36 c)

Figura 3.36 Puntos de evaluación en el pórtico 8 a), b), c)

Carga paralela al eje corto:

Desplazamientos:

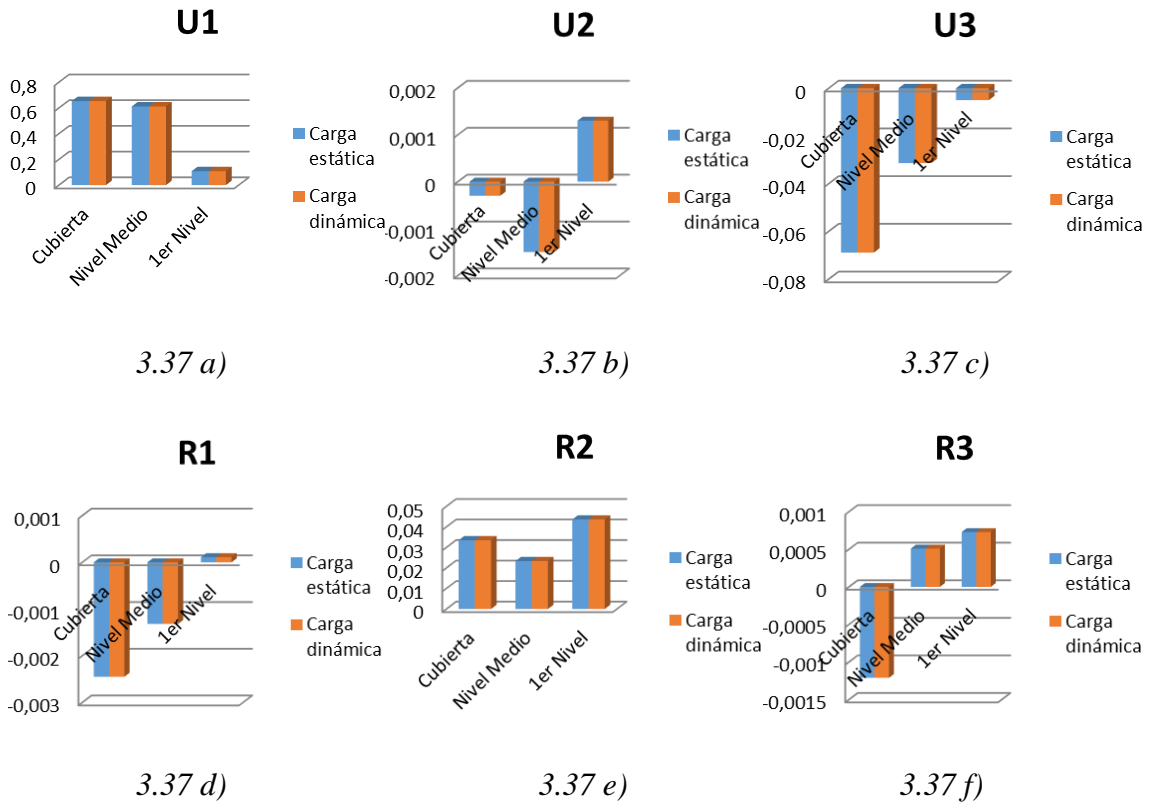


Figura 3.37 Desplazamientos lineales a), b), c) y angulares d), e) y f) en el pórtico 8

- Este pórtico evaluado con cargas paralelas al eje corto, posee valores de desplazamientos coincidentes para cargas estáticas y dinámicas.

Momentos:



Figura 3.38 Valores de Momento 2-2 a), y Momento 3-3 b) en el pórtico 8

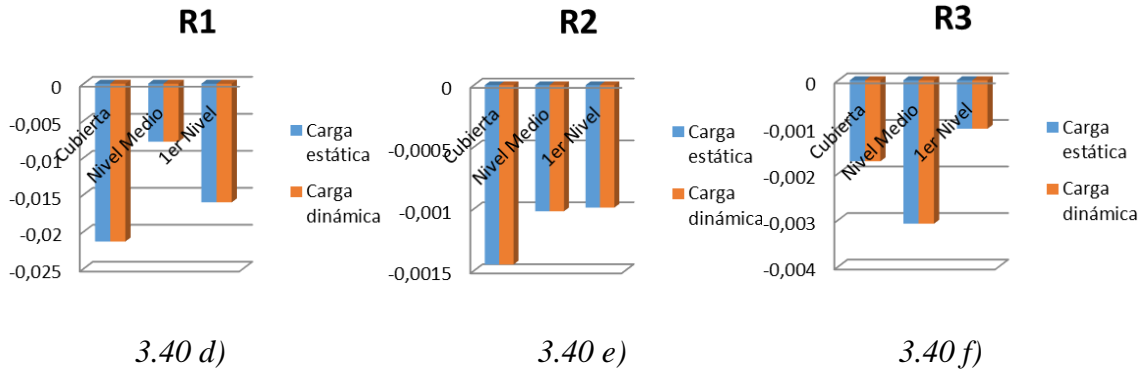


Figura 3.40 Desplazamientos lineales a), b), c) y angulares d), e) y f) en el pórtico 8

- Los valores de desplazamientos coinciden totalmente para cargas estáticas y dinámicas, en este pórtico con cargas paralelas al eje largo.

Momentos:

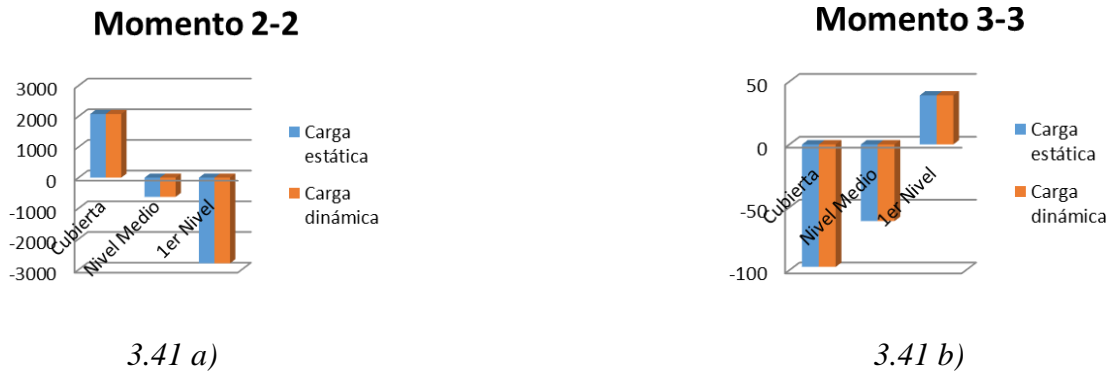
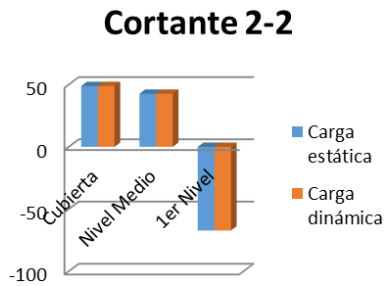


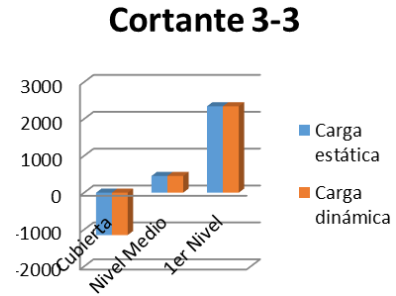
Figura 3.41 Valores de Momento 2-2 a), y Momento 3-3 b) en el pórtico 8

- Los valores de momento en este pórtico, para carga paralela al eje largo, para cargas dinámicas y para estáticas poseen el mismo valor.

Cortantes:



3.42 a)



3.42 b)

Figura 3.42 Valores de Cortante 2-2 a), y Cortante 3-3 b) en el pórtico 8

- Se obtuvieron con carga paralela al eje largo, valores de cortante coincidentes al evaluarlo por cargas dinámicas y cargas estáticas.

Conclusiones parciales del capítulo:

- Realizar la discretización de masas o mallado, a la hora de la modelación de losas y diafragmas, es de vital importancia para elaborar un modelo con un comportamiento lo más cercano posible al real, en la estructura analizada se obtuvieron 74 244 áreas hasta obtener un comportamiento estable.
- Las cargas a introducir para ambos métodos de análisis según lo establecido en la Norma serán de igual valor.
- Las derivas resultantes para el modelo con cargas dinámicas y cargas estáticas son totalmente coincidentes en la estructura estrictamente regular evaluada, tanto para los desplazamientos lineales U1, U2 y U3, como para los angulares R1, R2 y R3; al igual que las sollicitaciones de cortante *Shear 2-2* y *Shear 3-3* y de momento *Moment 2-2* y *Moment 3-3*.

CONCLUSIONES

1. Para el análisis de estructuras sismorresistentes, en Cuba se definen zonas en dependencia de la incidencia sísmica y los daños que puedan ocasionar, lo cual permite obtener las características del sismo de diseño y los niveles de protección sísmica en función de la clasificación de las obras.
2. Para la realización de los Métodos Estático Equivalente y Análisis Modal, es necesario determinar el cortante basal, teniendo en cuenta el coeficiente sísmico de diseño al límite de cedencia, que se determina a partir de la demanda sísmica de diseño en dependencia del periodo fundamental de vibración de la estructura obtenido del espectro de diseño sísmico de cada zona y de una parte del peso de la edificación. La distribución de las fuerzas por pisos se realiza de igual forma para ambos métodos, difiriendo solamente en que para el Análisis Estático se emplean cargas estáticas, mientras que para el Modal se emplean cargas dinámicas para la obtención de los diferentes modos de vibración.
3. El planteamiento realizado por la Norma, donde se afirma que para dicho tipo de estructuras los valores tanto para el análisis dinámico como para el estático son coincidentes, se cumple para la estructura aperturada estrictamente regular modelada, no significando esto que, para otro tipo de estructuras regulares, dígame de muros portantes, sistema combinado u otro, también se cumpla dicho criterio.

RECOMENDACIONES

1. Se recomienda analizar otros tipos de estructuras estrictamente regulares, para verificar si los resultados al realizar el Análisis Estático Equivalente y Análisis Modal son coincidentes o semejantes también para estos.
2. Realizar el estudio de otros métodos de análisis en estructuras de tipo irregular.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASCE 7, 2010. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. United States of America
- BACHMANN, H. 2003. Seismic Conceptual Design of Buildings *In: COOPERATION, S. F. O. F. W. A. G. S. A. F. D. A. (ed.) Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities.*
- BGS 2004. Earthquakes. *In: COUNCIL, N. E. R. (ed.)*
- BURDEKIN, F. M., ZHAO, W., TKACH, Y., WIESNER, C. S. & XU, W. 2004. The effects of dynamic loading on structural integrity assessments.
- CASSANO, A. M. 2009. *Análisis de estructuras bajo acciones dinámicas*. Universidad Tecnológica Nacional.
- CAUSEVIC, M. & MITROVIC, S. 2010. Comparison between non-linear dynamic and static seismic analysis of structures according to European and US provisions. *Bulletin of Earthquake Eng*, 9.
- DUKKIPATI, R. V. 2007. Solving Vibration Analysis Problem Using MATLAB. Ansari Road, Daryaganj, New Delhi, India: New Age International.
- FALCONÍ, R. A. 2008. Análisis sísmico de edificios. *In: EJÉRCITO, C. D. I. C. E. P. D. (ed.)* 1ra ed.
- FEMA 2010. Earthquake-Resistant Design Concepts. *In: COLLECTION, G. (ed.) An Introduction to the NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures.*
- GÓMEZ, M. Á. 2012. CAPITULO V. Modelación y Análisis Estructural de Edificios Altos. *Diseño Estructural de Edificios Altos Tipo Torre Empleando Concreto de Alta Resistencia.*
- GRABULOV, V., MITROVIĆ, A. & PETROVIĆ, G. 2013. Review of research and business results of the ims institute in 2013. *In: A.D., I. I. (ed.)*. Beograd.
- IAEE 2004. Structural performance during earthquakes. *IAEE Manual*.
- IRIS & PORTLAND, U. O. Buildings and earthquakes. Which stands? Which falls?, 2010. University of Portland.
- KELLY, S. G. 2000. Fundamentals of Mechanical Vibrations. *In: COMPANIES, T. M.-H. (ed.)* Second ed. McGraw-Hill, Boston, MA (USA).
- KRYSINSKI, T. & MALBURET, F. 2007. Mechanical Vibrations. *In: LTD, I. (ed.) Active and Passive Control*. Great Britain.
- LACABA, R. G. 1983. *Los terremotos*, Santiago de Cuba.
- LI, J. & LI, J. 2004. An efficient response spectrum analysis of structures under multi-support seismic excitations. *13th World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver, B.C., Canada.
- MOHOROVICIC, A. 2009. Effects of earthquakes on buildings. *GEOFIZIKA*, 26, 1-65.
- NC 46, 2017. *Construcciones sismorresistentes — Requisitos básicos para el diseño y construcción*. La Habana, Cuba.
- NC 53-94, 1983. *Cálculo de estructuras de acero*. La Habana, Cuba.
- NC 53-179, 1988. *Estructuras de madera. Métodos de cálculo*. La Habana, Cuba.
- NC 207, 2003. *Requisitos generales para el diseño y construcción de estructuras de hormigon*. Ciudad de La Habana, Cuba.

- NC 283, 2003. *Densidad de materiales naturales, artificiales y de elementos de construcción como carga de diseño*. La Habana, Cuba.
- NC 284, 2003. *Edificaciones. Cargas de uso*. La Habana, Cuba.
- NC 774, 2012. *Código de buenas prácticas para obras de mampostería*. La Habana, Cuba.
- OKADA, S. & TAKAI, N. 2000. Classifications of structural types and damage patterns of buildings for earthquake field investigation. *12 World Conference on Earthquake Engineering*.
- PATIL, P. S. & KADAM, S. R. 2014. Investigation of Dynamic Behavior of Framed Structure Under Impact Load. *International Journal of Emerging Engineering Research and Technology*, 2, 79-86.
- PERALTA, J. A., LÓPEZ, P. R. & MUÑOZ, A. G. 2009. El fenómeno de la resonancia. *Lat. Am. J. Phys. Educ.*, 3, 612-618.
- PETROVIC, G. & NAPIJALO, P. 2013. IMS building technology low-cost, safe, fast and sustainable building solution. *IDEASS*.
- PROMOTION, T. H. F. E. R. 2014. Understanding Earthquakes. *In: PROMOTION, S. D. O. T. H. F. E. R. (ed.)*.
- RAO, S. S. 2011. Mechanical Vibrations. *In: HALL, P. (ed.) 5th Ed. ed.* Upper Saddle River, NJ (USA).
- RUÍZ, N. T. & FUENTES, C. L. 2003. Análisis sísmico de edificios. *XVI CURSO INTERNACIONAL DE ESTRUCTURAS*. Quito, Ecuador.
- SAAR, O. S. 2006. Dynamic loads on structures. *Dynamic in the practice of structural design*.
- VINENT, M. A. I. 2013. Protege a tu familia de... Terremotos y tsunamis. *In: CUBA, D. C. D. (ed.)*.
- VISWANATH, K. & MEENA, G. L. 2008. *Dynamic analysis of framed structures*
- WILSON, E. L. 2002. *Three-dimensional static and dynamic analysis of structures. A physical approach with emphasis on earthquake engineering*, Copyright Computers and Structures, Inc.

ANEXOS

Anexo 1. Desplazamientos con carga estática paralela al eje corto

<i>Pórticos</i>	<i>Secciones</i>	<i>Niveles</i>		
		<i>Cubierta</i>	<i>Nivel Medio</i>	<i>1er Nivel</i>
D	16	Pt Obj: 960 Pt Elm: 960 U1=0,6721 U2=-0,0035 U3=-0,0081 R1=0,0007 R2=-0,00333 R3=-0,00068	Pt Obj: 953 Pt Elm: 953 U1=0,6151 U2=0,0045 U3=-0,0121 R1=-0,00029 R2=0,01563 R3=0,00047	Pt Obj: 947 Pt Elm: 947 U1=0,1289 U2=-0,005 U3=-0,0038 R1=0,00018 R2=0,02474 R3=-0,00085
	9	Pt Obj: 855 Pt Elm: 855 U1=0,653 U2=0,0015 U3=-0,069 R1=0,00238 R2=0,03453 R3=0,00142	Pt Obj: 848 Pt Elm: 848 U1=0,6091 U2=0,0008 U3=-0,032 R1=-0,00125 R2=0,02289 R3=0,00034	Pt Obj: 842 Pt Elm: 842 U1=0,1074 U2=-0,0016 U3=-0,0046 R1=-0,00003 R2=0,0414 R3=-0,00051
	1	Pt Obj: 735 Pt Elm: 735 U1=0,6734 U2=0,0046 U3=-0,0082 R1=-0,00075 R2=-0,00314 R3=0,00071	Pt Obj: 728 Pt Elm: 728 U1=0,6136 U2=-0,004 U3=-0,0122 R1=0,00026 R2=0,01565 R3=-0,00052	Pt Obj: 722 Pt Elm: 722 U1=0,1282 U2=0,0049 U3=-0,0038 R1=-0,00016 R2=0,02473 R3=0,00084
B	16	Pt Obj: 480 Pt Elm: 480 U1=0,672 U2=0,0021 U3=0,0021 R1=-0,0008	Pt Obj: 473 Pt Elm: 473 U1=0,6145 U2=-0,0004 U3=-0,0003 R1=0,00064	Pt Obj: 467 Pt Elm: 467 U1=0,1289 U2=0,0018 U3=-0,0007 R1=0,00114

		R2=-0,00179 R3=-0,00064	R2=0,01129 R3=0,00084	R2=0,01697 R3=-0,00079
	9	Pt Obj: 375 Pt Elm: 375 U1=0,6703 U2=-0,005 U3=0,0121 R1=0,00188 R2=-0,01194 R3=0,00031	Pt Obj: 368 Pt Elm: 368 U1=0,6372 U2=-0,0002 U3=0,0079 R1=-0,0007 R2=0,01702 R3=0,00052	Pt Obj: 362 Pt Elm: 362 U1=0,1087 U2=0,0004 U3=0,0011 R1=0,00029 R2=0,03867 R3=0,00008
	1	Pt Obj: 255 Pt Elm: 255 U1=0,6734 U2=-0,0013 U3=0,0021 R1=0,00074 R2=-0,00166 R3=0,00067	Pt Obj: 248 Pt Elm: 248 U1=0,613 U2=0,0011 U3=-0,0003 R1=-0,0007 R2=0,01131 R3=-0,00088	Pt Obj: 242 Pt Elm: 242 U1=0,1282 U2=-0,0017 U3=-0,0007 R1=-0,00116 R2=0,01697 R3=0,00077
16	D	Pt Obj: 960 Pt Elm: 960 U1=0,6721 U2=-0,0035 U3=-0,0081 R1=0,0007 R2=-0,00333 R3=-0,00068	Pt Obj: 953 Pt Elm: 953 U1=0,6151 U2=0,0045 U3=-0,0121 R1=-0,00029 R2=0,01563 R3=0,00047	Pt Obj: 947 Pt Elm: 947 U1=0,1289 U2=-0,005 U3=-0,0038 R1=0,00018 R2=0,02474 R3=-0,00085
	B	Pt Obj: 480 Pt Elm: 480 U1=0,672 U2=0,0021 U3=0,0021 R1=-0,0008 R2=-0,00179 R3=-0,00064	Pt Obj: 473 Pt Elm: 473 U1=0,6145 U2=-0,0004 U3=-0,0003 R1=0,00064 R2=0,01129 R3=0,00084	Pt Obj: 467 Pt Elm: 467 U1=0,1289 U2=0,0018 U3=-0,0007 R1=0,00114 R2=0,01697 R3=-0,00079
8	D	Pt Obj: 840 Pt Elm: 840 U1=0,6532	Pt Obj: 833 Pt Elm: 833 U1=0,6114	Pt Obj: 827 Pt Elm: 827 U1=0,1079

		U2=-0,0003 U3=-0,0689 R1=-0,00245 R2=0,03349 R3=-0,00121	U2=-0,0015 U3=-0,0314 R1=-0,00132 R2=0,02332 R3=0,00051	U2=0,0013 U3=-0,005 R1=0,00011 R2=0,04361 R3=0,00073
	B	Pt Obj: 360 Pt Elm: 360 U1=0,6709 U2=0,0055 U3=0,0121 R1=-0,00177 R2=-0,01173 R3=-0,00028	Pt Obj: 353 Pt Elm: 353 U1=0,6371 U2=0,0009 U3=0,0079 R1=0,00064 R2=0,01702 R3=-0,00057	Pt Obj: 347 Pt Elm: 347 U1=0,1088 U2=-0,0003 U3=0,0011 R1=-0,00031 R2=0,03865 R3=-0,00002
1	D	Pt Obj: 735 Pt Elm: 735 U1=0,6734 U2=0,0046 U3=-0,0082 R1=-0,00075 R2=-0,00314 R3=0,00071	Pt Obj: 728 Pt Elm: 728 U1=0,6136 U2=-0,004 U3=-0,0122 R1=0,00026 R2=0,01565 R3=-0,00052	Pt Obj: 722 Pt Elm: 722 U1=0,1282 U2=0,0049 U3=-0,0038 R1=-0,00016 R2=0,02473 R3=0,00084
	B	Pt Obj: 255 Pt Elm: 255 U1=0,6734 U2=-0,0013 U3=0,0021 R1=0,00074 R2=-0,00166 R3=0,00067	Pt Obj: 248 Pt Elm: 248 U1=0,613 U2=0,0011 U3=-0,0003 R1=-0,0007 R2=0,01131 R3=-0,00088	Pt Obj: 242 Pt Elm: 242 U1=0,1282 U2=-0,0017 U3=0,0007 R1=-0,00116 R2=0,01697 R3=0,00077

Anexo 2. Desplazamientos con carga estática paralela al eje largo

<i>Pórticos</i>	<i>Secciones</i>	<i>Niveles</i>		
		<i>Cubierta</i>	<i>Nivel Medio</i>	<i>1er Nivel</i>
D	16	Pt Obj: 960 Pt Elm: 960 U1=0,1753	Pt Obj: 953 Pt Elm: 953 U1=0,0942	Pt Obj: 947 Pt Elm: 947 U1=0,0285

		U2=0,4262 U3=-0,0132 R1=-0,00064 R2=0,00255 R3=-0,00546	U2=0,3446 U3=-0,0128 R1=-0,00907 R2=0,00317 R3=-0,00339	U2=0,0876 U3=-0,0032 R1=-0,01568 R2=0,00449 R3=-0,0009
	9	Pt Obj: 855 Pt Elm: 855 U1=0,0111 U2=0,4242 U3=-0,0445 R1=-0,02135 R2=0,00148 R3=-0,00174	Pt Obj: 848 Pt Elm: 848 U1=0,0092 U2=0,3432 U3=-0,016 R1=-0,00872 R2=0,00007 R3=-0,00295	Pt Obj: 842 Pt Elm: 842 U1=0,0016 U2=0,0861 U3=-0,0021 R1=-0,01696 R2=0,00113 R3=-0,00111
	1	Pt Obj: 735 Pt Elm: 735 U1=-0,1746 U2=0,4262 U3=0,0132 R1=-0,00064 R2=-0,00253 R3=-0,00547	Pt Obj: 728 Pt Elm: 728 U1=-0,0942 U2=0,3441 U3=0,0128 R1=-0,00902 R2=-0,00319 R3=-0,00345	Pt Obj: 722 Pt Elm: 722 U1=-0,0285 U2=0,0875 U3=0,0032 R1=-0,01568 R2=-0,00446 R3=-0,0009
B	16	Pt Obj: 480 Pt Elm: 480 U1=0,1754 U2=0,4724 U3=-0,0058 R1=0,00051 R2=0,00125 R3=-0,00549	Pt Obj: 473 Pt Elm: 473 U1=0,0937 U2=0,3722 U3=-0,0055 R1=-0,01095 R2=0,00202 R3=-0,00309	Pt Obj: 467 Pt Elm: 467 U1=0,0286 U2=0,095 U3=-0,0013 R1=-0,02148 R2=0,00281 R3=-0,00094
	9	Pt Obj: 375 Pt Elm: 375 U1=0,0178 U2=0,4766 U3=-0,0091 R1=-0,00013 R2=0,00223 R3=-0,00479	Pt Obj: 368 Pt Elm: 368 U1=0,0063 U2=0,3726 U3=-0,0065 R1=-0,01168 R2=0,00076 R3=-0,00283	Pt Obj: 362 Pt Elm: 362 U1=0,0019 U2=0,0944 U3=-0,0012 R1=-0,02564 R2=0,00051 R3=-0,00069

	1	Pt Obj: 255 Pt Elm: 255 U1=-0,1746 U2=0,4724 U3=0,0058 R1=0,00051 R2=-0,00123 R3=-0,0055	Pt Obj: 248 Pt Elm: 248 U1=-0,0936 U2=0,3721 U3=0,0055 R1=-0,01094 R2=-0,00202 R3=-0,00313	Pt Obj: 242 Pt Elm: 242 U1=-0,0286 U2=0,0013 U3=0,02148 R1=-0,00279 R2=-0,01697 R3=-0,00094
16	D	Pt Obj: 960 Pt Elm: 960 U1=0,1753 U2=0,4262 U3=-0,0132 R1=-0,00064 R2=0,00255 R3=-0,00546	Pt Obj: 953 Pt Elm: 953 U1=0,0942 U2=0,3446 U3=-0,0128 R1=-0,00907 R2=0,00317 R3=-0,00339	Pt Obj: 947 Pt Elm: 947 U1=0,0285 U2=0,0876 U3=-0,0032 R1=0,01568 R2=0,00449 R3=-0,0009
	B	Pt Obj: 480 Pt Elm: 480 U1=0,1754 U2=0,4724 U3=-0,0058 R1=0,00051 R2=0,00125 R3=-0,00549	Pt Obj: 473 Pt Elm: 473 U1=0,0937 U2=0,3722 U3=-0,0055 R1=-0,01095 R2=0,00202 R3=-0,00309	Pt Obj: 467 Pt Elm: 467 U1=0,0286 U2=0,095 U3=-0,0013 R1=-0,02148 R2=0,00281 R3=-0,00094
8	D	Pt Obj: 840 Pt Elm: 840 U1=-0,103 U2=0,4242 U3=0,0444 R1=-0,02133 R2=-0,00145 R3=-0,00174	Pt Obj: 833 Pt Elm: 833 U1=-0,0036 U2=0,3432 U3=0,0155 R1=-0,00784 R2=-0,00102 R3=-0,00308	Pt Obj: 827 Pt Elm: 827 U1=-0,0016 U2=0,0861 U3=0,0021 R1=-0,01603 R2=-0,00099 R3=-0,00104
	B	PtObj: 360 Pt Elm: 360 U1=-0,017 U2=0,4766 U3=0,0091	Pt Obj: 353 Pt Elm: 353 U1=-0,0056 U2=0,3726 U3=0,0065	Pt Obj: 347 Pt Elm: 347 U1=-0,0019 U2=0,0944 U3=0,0012

		R1=-0,00013 R2=-0,00222 R3=-0,0048	R1=-0,01167 R2=-0,0007 R3=-0,00283	R1=-0,02564 R2=-0,00052 R3=-0,00071
1	D	Pt Obj: 735 Pt Elm: 735 U1=-0,1746 U2=0,4262 U3=0,0132 R1=-0,00064 R2=-0,00253 R3=-0,00547	Pt Obj: 728 Pt Elm: 728 U1=-0,0942 U2=0,3441 U3=0,0128 R1=-0,00902 R2=-0,00319 R3=-0,00345	Pt Obj: 722 Pt Elm: 722 U1=-0,0285 U2=0,0875 U3=0,0032 R1=-0,01568 R2=-0,00446 R3=-0,0009
	B	Pt Obj: 255 Pt Elm: 255 U1=-0,1746 U2=0,4724 U3=0,0058 R1=0,00051 R2=-0,00123 R3=-0,0055	Pt Obj: 248 Pt Elm: 248 U1=-0,0936 U2=0,3721 U3=0,0055 R1=-0,01094 R2=-0,00202 R3=-0,00313	Pt Obj: 242 Pt Elm: 242 U1=-0,0286 U2=0,095 U3=0,0013 R1=-0,02148 R2=-0,00279 R3=-0,00094

Anexo 3. Momentos con carga estática paralela al eje corto

<i>Pórticos</i>		<i>Secciones</i>	<i>Niveles</i>		
			<i>Cubierta</i>	<i>Nivel Medio</i>	<i>1er Nivel</i>
D	Moment 2-2	16	161,4329	0,2261	116,4799
		9	-383,9799	-157,4455	124,8138
		1	-166,9066	-1,3890	-115,8191
	Moment 3-3	16	587,5912	-947,8801	-1619,9553
		9	2183,7277	-106,1061	-1581,3447
		1	566,6183	-947,9631	-1600,6559
B	Moment 2-2	16	17,6596	-91,6480	-127,6482
		9	0	101,1149	-30,1029
		1	-13,6300	89,1774	127,3603
	Moment 3-3	16	804,7573	-1561,1894	-2166,6166
		9	0	-915,9254	-112,0887

		1	774,8677	-1562,7108	-2146,3086
16	Moment 2-2	D	161,4329	0,2261	116,4799
		B	17,6596	-91,6480	-127,6482
	Moment 3-3	D	587,5912	-947,8801	-1619,9553
		B	804,7573	-1561,1894	-2166,6166
8	Moment 2-2	D	394,2689	173,5397	-116,3470
		B	0	-103,0553	30,7866
	Moment 3-3	D	2828,3248	-82,2213	-1374,1389
		B	0	-917,1551	-116,4458
1	Moment 2-2	D	-166,9066	-1,3890	-115,8191
		B	-13,6300	89,1774	127,3603
	Moment 3-3	D	566,6138	-947,9631	-1600,6559
		B	774,8677	-1562,7108	-2146,3086

Anexo 4. Momentos con carga estática paralela al eje largo

<i>Pórticos</i>		<i>Secciones</i>	<i>Niveles</i>		
			<i>Cubierta</i>	<i>Nivel Medio</i>	<i>1er Nivel</i>
D	Moment 2-2	16	216,4879	-467,7641	-1179,4023
		9	2073,5917	-514,0795	-2710,7265
		1	216,5663	-462,1416	-1178,4788
	Moment 3-3	16	-77,9760	-122,1487	-426,5373
		9	111,8377	9,0320	-27,3542
		1	76,4160	124,7232	428,6165
B	Moment 2-2	16	87,0960	-371,5718	-965,7169
		9	0	-275,4200	-655,2743
		1	87,1960	-371,2868	-964,7562
	Moment 3-3	16	-270,0425	-270,4105	-547,2372
		9	0	-60,2344	-14,0127
		1	267,5915	272,8989	548,8742
16	Moment 2-2	D	216,4879	-467,7641	-1179,4023
		B	87,0960	-371,5718	-965,7169

	Moment 3-3	D	-77,7960	-122,1487	-426,5373
		B	-270,0425	-270,4105	-547,2372
8	Moment 2-2	D	2075,0619	-629,3683	-2791,3699
		B	0	-275,8060	-655,1798
	Moment 3-3	D	-97,3867	-60,9147	38,9936
		B	0	-63,2706	12,3842
1	Moment 2-2	D	216,5663	-462,1416	-1178,4788
		B	87,1960	-371,2868	-964,7562
	Moment 3-3	D	76,4160	124,7232	428,6165
		B	267,5915	272,8989	548,8742

Anexo 5. Cortantes con carga estática paralela al eje corto

<i>Pórticos</i>		<i>Secciones</i>	<i>Niveles</i>		
			<i>Cubierta</i>	<i>Nivel Medio</i>	<i>1er Nivel</i>
D	Shear 2-2	16	-393,221155	650,296203	599,983463
		9	-757,548198	17,197832	1909,084346
		1	-379,415305	650,491145	592,835522
	Shear 3-3	16	-122,612876	0,931927	-43,140722
		9	292,465013	115,101307	-109,816057
		1	126,195555	-0,895313	42,895971
B	Shear 2-2	16	-561,594874	1119,652647	802,450592
		9	0	617,121817	41,514332
		1	-540,816854	1120,973007	794,929121
	Shear 3-3	16	-14,581036	70,369463	47,277106
		9	0	-78,312474	11,149221
		1	12,763957	-68,979783	-47,170478
16	Shear 2-2	D	-393,221155	650,296203	599,983463
		B	-561,594874	1119,652647	802,450592
	Shear 3-3	D	-122,612876	0,931927	-43,140722
		B	-14,581036	70,369463	47,277106
8	Shear 2-2	D	-1034,23840	-5,824696	1782,74406

		B	0	618,362524	43,128087
	Shear 3-3	D	-298,68643	-123,017726	102,149057
		B	0	79,154918	-11,402446
1	Shear 2-2	D	-379,415305	650,491145	592,835522
		B	-540,816854	1120,973007	794,929121
	Shear 3-3	D	126,195555	-0,895313	42,895971
		B	12,763957	-68,979783	-47,170478

Anexo 6. Cortantes con carga estática paralela al eje largo

<i>Pórticos</i>		<i>Secciones</i>	<i>Niveles</i>		
			<i>Cubierta</i>	<i>Nivel Medio</i>	<i>1er Nivel</i>
D	Shear 2-2	16	42,685597	93,118379	157,976796
		9	-56,038384	-9,182688	61,115235
		1	-41,903197	-94,462793	-158,746861
	Shear 3-3	16	-145,336398	327,450958	436,815657
		9	-1145,330284	368,112634	2300,556062
		1	-145,385405	324,174075	436,473643
B	Shear 2-2	16	182,684434	201,705929	202,680452
		9	-181,096356	-203,257007	-203,286743
		1	0	45,795121	-4,586746
	Shear 3-3	16	-60,920974	284,628258	357,672936
		9	0	181,30559	242,694176
		1	-61,002234	253,320015	357,317115
16	Shear 2-2	D	42,685597	93,118379	157,976796
		B	182,684434	201,705929	202,680452
	Shear 3-3	D	-145,336398	327,450958	436,815657
		B	-60,920974	253,41408	357,672936
8	Shear 2-2	D	48,880717	42,735645	-67,201233
		B	0	45,795121	-4,586746
	Shear 3-3	D	-1147,844869	453,638125	2342,45833
		B	0	181,617118	242,659178

1	Shear 2-2	D	-41,903197	-94,462793	-158,74686
		B	-181,096356	-203,257007	-203,286743
	Shear 3-3	D	-145,385405	324,174075	436,473643
		B	-61,002234	253,320015	357,317115

Anexo 7. Desplazamientos con carga dinámica paralela al eje corto

Pórticos	Secciones	Niveles		
		Cubierta	Nivel Medio	1er Nivel
D	16	Pt Obj: 960	Pt Obj: 953	Pt Obj: 947
		Pt Elm: 960	Pt Elm: 953	Pt Elm: 947
		U1=0,6721	U1=0,6151	U1=0,1289
		U2=-0,0035	U2=0,0045	U2=-0,005
		U3=-0,0081	U3=-0,0121	U3=-0,0038
		R1=0,0007	R1=-0,00029	R1=0,00018
		R2=-0,00333	R2=0,01563	R2=0,02474
		R3=-0,00068	R3=0,00047	R3=-0,00085
		9	Pt Obj: 855	Pt Obj: 848
		Pt Elm: 855	Pt Elm: 848	Pt Elm: 842
		U1=0,653	U1=0,6091	U1=0,1074
		U2=0,0015	U2=0,0008	U2=-0,0016
		U3=-0,069	U3=-0,032	U3=-0,0046
		R1=0,00238	R1=-0,00125	R1=-0,00003
		R2=0,03453	R2=0,02289	R2=0,0414
		R3=0,00142	R3=0,00034	R3=-0,00051
	1	Pt Obj: 735	Pt Obj: 728	Pt Obj: 722
		Pt Elm: 735	Pt Elm: 728	Pt Elm: 722
		U1=0,6734	U1=0,6136	U1=0,1282
		U2=0,0046	U2=-0,004	U2=0,0049
		U3=-0,0082	U3=-0,0122	U3=-0,0038
		R1=-0,00075	R1=0,00026	R1=-0,00016
		R2=-0,00314	R2=0,01565	R2=0,02473
		R3=0,00071	R3=-0,00052	R3=0,00084
B	16	Pt Obj: 480	Pt Obj: 473	Pt Obj: 467
		Pt Elm: 480	Pt Elm: 473	Pt Elm: 467
		U1=0,672	U1=0,6145	U1=0,1289

		U2=0,0021 U3=0,0021 R1=-0,0008 R2=-0,00179 R3=-0,00064	U2=-0,0004 U3=-0,0003 R1=0,00064 R2=0,01129 R3=0,00084	U2=0,0018 U3=-0,0007 R1=0,00114 R2=0,01697 R3=-0,00079
	9	Pt Obj: 375 Pt Elm: 375 U1=0,6703 U2=-0,005 U3=0,0121 R1=0,00188 R2=-0,01194 R3=0,00031	Pt Obj: 368 Pt Elm: 368 U1=0,6372 U2=-0,0002 U3=0,0079 R1=-0,0007 R2=0,01702 R3=0,00052	Pt Obj: 362 Pt Elm: 362 U1=0,1087 U2=0,0004 U3=0,0011 R1=0,00029 R2=0,03867 R3=0,00008
	1	Pt Obj: 255 Pt Elm: 255 U1=0,6734 U2=-0,0013 U3=0,0021 R1=0,00074 R2=-0,00166 R3=0,00067	Pt Obj: 248 Pt Elm: 248 U1=0,613 U2=0,0011 U3=-0,0003 R1=-0,0007 R2=0,01131 R3=-0,00088	Pt Obj: 242 Pt Elm: 242 U1=0,1282 U2=-0,0017 U3=-0,0007 R1=-0,00116 R2=0,01697 R3=0,00077
16	16	Pt Obj: 960 Pt Elm: 960 U1=0,6721 U2=-0,0035 U3=-0,0081 R1=0,0007 R2=-0,00333 R3=-0,00068	Pt Obj: 953 Pt Elm: 953 U1=0,6151 U2=0,0045 U3=-0,0121 R1=-0,00029 R2=0,01563 R3=0,00047	Pt Obj: 947 Pt Elm: 947 U1=0,1289 U2=-0,005 U3=-0,0038 R1=0,00018 R2=0,02474 R3=-0,00085
	9	Pt Obj: 480 Pt Elm: 480 U1=0,672 U2=0,0021 U3=0,0021 R1=-0,0008 R2=-0,00179 R3=-0,00064	Pt Obj: 473 Pt Elm: 473 U1=0,6145 U2=-0,0004 U3=-0,0003 R1=0,00064 R2=0,01129 R3=0,00084	Pt Obj: 467 Pt Elm: 467 U1=0,1289 U2=0,0018 U3=-0,0007 R1=0,00114 R2=0,01697 R3=-0,00079

8	1	Pt Obj: 840 Pt Elm: 840 U1=0,6532 U2=-0,0003 U3=-0,0689 R1=-0,00245 R2=0,03349 R3=-0,00121	Pt Obj: 833 Pt Elm: 833 U1=0,6114 U2=-0,0015 U3=-0,0314 R1=-0,00132 R2=0,02332 R3=0,00051	Pt Obj: 827 Pt Elm: 827 U1=0,1079 U2=0,0013 U3=-0,005 R1=0,00011 R2=0,04361 R3=0,00073
	16	Pt Obj: 360 Pt Elm: 360 U1=0,6709 U2=0,0055 U3=0,0121 R1=-0,00177 R2=-0,01173 R3=-0,00028	Pt Obj: 353 Pt Elm: 353 U1=0,6371 U2=0,0009 U3=0,0079 R1=0,00064 R2=0,01702 R3=-0,00057	Pt Obj: 347 Pt Elm: 347 U1=0,1088 U2=-0,0003 U3=0,0011 R1=-0,00031 R2=0,03865 R3=-0,00002
1	9	Pt Obj: 735 Pt Elm: 735 U1=0,6734 U2=0,0046 U3=-0,0082 R1=-0,00075 R2=-0,00314 R3=0,00071	Pt Obj: 728 Pt Elm: 728 U1=0,6136 U2=-0,004 U3=-0,0122 R1=0,00026 R2=0,01565 R3=-0,00052	Pt Obj: 722 Pt Elm: 722 U1=0,1282 U2=0,0049 U3=-0,0038 R1=-0,00016 R2=0,02473 R3=0,00084
	1	Pt Obj: 255 Pt Elm: 255 U1=0,6734 U2=-0,0013 U3=0,0021 R1=0,00074 R2=-0,00166 R3=0,00067	Pt Obj: 248 Pt Elm: 248 U1=0,613 U2=0,0011 U3=-0,0003 R1=-0,0007 R2=0,01131 R3=-0,00088	Pt Obj: 242 Pt Elm: 242 U1=0,1282 U2=-0,0017 U3=0,0007 R1=-0,00116 R2=0,01697 R3=0,00077

Anexo 8. Desplazamientos con carga dinámica paralela al eje largo

Pórticos	Secciones	Niveles		
		Cubierta	Nivel Medio	1er Nivel

D	16	Pt Obj: 960 Pt Elm: 960 U1=0,1753 U2=0,4262 U3=-0,0132 R1=-0,00064 R2=0,00255 R3=-0,00546	Pt Obj: 953 Pt Elm: 953 U1=0,0942 U2=0,3446 U3=-0,0128 R1=-0,00907 R2=0,00317 R3=-0,00339	Pt Obj: 947 Pt Elm: 947 U1=0,0285 U2=0,0876 U3=-0,0032 R1=-0,01568 R2=0,00449 R3=-0,0009
	9	Pt Obj: 855 Pt Elm: 855 U1=0,0111 U2=0,4242 U3=-0,0445 R1=-0,02135 R2=0,00148 R3=-0,00174	Pt Obj: 848 Pt Elm: 848 U1=0,0092 U2=0,3432 U3=-0,016 R1=-0,00872 R2=0,00007 R3=-0,00295	Pt Obj: 842 Pt Elm: 842 U1=0,0016 U2=0,0861 U3=-0,0021 R1=-0,01696 R2=0,00113 R3=-0,00111
	1	Pt Obj: 735 Pt Elm: 735 U1=-0,1746 U2=0,4262 U3=0,0132 R1=-0,00064 R2=-0,00253 R3=-0,00547	Pt Obj: 728 Pt Elm: 728 U1=-0,0942 U2=0,3441 U3=0,0128 R1=-0,00902 R2=-0,00319 R3=-0,00345	Pt Obj: 722 Pt Elm: 722 U1=-0,0285 U2=0,0875 U3=0,0032 R1=-0,01568 R2=-0,00446 R3=-0,0009
B	16	Pt Obj: 480 Pt Elm: 480 U1=0,1754 U2=0,4724 U3=-0,0058 R1=0,00051 R2=0,00125 R3=-0,00549	Pt Obj: 473 Pt Elm: 473 U1=0,0937 U2=0,3722 U3=-0,0055 R1=-0,01095 R2=0,00202 R3=-0,00309	Pt Obj: 467 Pt Elm: 467 U1=0,0286 U2=0,095 U3=-0,0013 R1=-0,02148 R2=0,00281 R3=-0,00094
	9	Pt Obj: 375 Pt Elm: 375 U1=0,0178 U2=0,4766 U3=-0,0091	Pt Obj: 368 Pt Elm: 368 U1=0,0063 U2=0,3726 U3=-0,0065	Pt Obj: 362 Pt Elm: 362 U1=0,0019 U2=0,0944 U3=-0,0012

		R1=-0,00013 R2=0,00223 R3=-0,00479	R1=-0,01168 R2=0,00076 R3=-0,00283	R1=-0,02564 R2=0,00051 R3=-0,00069
	1	Pt Obj: 255 Pt Elm: 255 U1=-0,1746 U2=0,4724 U3=0,0058 R1=0,00051 R2=-0,00123 R3=-0,0055	Pt Obj: 248 Pt Elm: 248 U1=-0,0936 U2=0,3721 U3=0,0055 R1=-0,01094 R2=-0,00202 R3=-0,00313	Pt Obj: 242 Pt Elm: 242 U1=-0,0286 U2=0,0013 U3=0,02148 R1=-0,00279 R2=-0,01697 R3=-0,00094
16	16	Pt Obj: 960 Pt Elm: 960 U1=0,1753 U2=0,4262 U3=-0,0132 R1=-0,00064 R2=0,00255 R3=-0,00546	Pt Obj: 953 Pt Elm: 953 U1=0,0942 U2=0,3446 U3=-0,0128 R1=-0,00907 R2=0,00317 R3=-0,00339	Pt Obj: 947 Pt Elm: 947 U1=0,0285 U2=0,0876 U3=-0,0032 R1=0,01568 R2=0,00449 R3=-0,0009
	9	Pt Obj: 480 Pt Elm: 480 U1=0,1754 U2=0,4724 U3=-0,0058 R1=0,00051 R2=0,00125 R3=-0,00549	Pt Obj: 473 Pt Elm: 473 U1=0,0937 U2=0,3722 U3=-0,0055 R1=-0,01095 R2=0,00202 R3=-0,00309	Pt Obj: 467 Pt Elm: 467 U1=0,0286 U2=0,095 U3=-0,0013 R1=-0,02148 R2=0,00281 R3=-0,00094
8	1	Pt Obj: 840 Pt Elm: 840 U1=-0,103 U2=0,4242 U3=0,0444 R1=-0,02133 R2=-0,00145 R3=-0,00174	Pt Obj: 833 Pt Elm: 833 U1=-0,0036 U2=0,3432 U3=0,0155 R1=-0,00784 R2=-0,00102 R3=-0,00308	Pt Obj: 827 Pt Elm: 827 U1=-0,0016 U2=0,0861 U3=0,0021 R1=-0,01603 R2=-0,00099 R3=-0,00104
	16	PtObj: 360 Pt Elm: 360	Pt Obj: 353 Pt Elm: 353	Pt Obj: 347 Pt Elm: 347

		U1=-0,017 U2=0,4766 U3=0,0091 R1=-0,00013 R2=-0,00222 R3=-0,0048	U1=-0,0056 U2=0,3726 U3=0,0065 R1=-0,01167 R2=-0,0007 R3=-0,00283	U1=-0,0019 U2=0,0944 U3=0,0012 R1=-0,02564 R2=-0,00052 R3=-0,00071
1	9	Pt Obj: 735 Pt Elm: 735 U1=-0,1746 U2=0,4262 U3=0,0132 R1=-0,00064 R2=-0,00253 R3=-0,00547	Pt Obj: 728 Pt Elm: 728 U1=-0,0942 U2=0,3441 U3=0,0128 R1=-0,00902 R2=-0,00319 R3=-0,00345	Pt Obj: 722 Pt Elm: 722 U1=-0,0285 U2=0,0875 U3=0,0032 R1=-0,01568 R2=-0,00446 R3=-0,0009
	1	Pt Obj: 255 Pt Elm: 255 U1=-0,1746 U2=0,4724 U3=0,0058 R1=0,00051 R2=-0,00123 R3=-0,0055	Pt Obj: 248 Pt Elm: 248 U1=-0,0936 U2=0,3721 U3=0,0055 R1=-0,01094 R2=-0,00202 R3=-0,00313	Pt Obj: 242 Pt Elm: 242 U1=-0,0286 U2=0,095 U3=0,0013 R1=-0,02148 R2=-0,00279 R3=-0,00094

Anexo 9. Momentos con carga dinámica paralela al eje corto

<i>Pórticos</i>		<i>Secciones</i>	<i>Niveles</i>		
			<i>Cubierta</i>	<i>Nivel Medio</i>	<i>1er Nivel</i>
D	Moment 2-2	16	161,4329	0,2261	116,4799
		9	-383,9799	-157,7689	124,8138
		1	-166,9066	-1,3890	-115,8191
	Moment 3-3	16	587,5912	-947,8801	-1619,9553
		9	2183,7277	-106,1061	-1581,3447
		1	566,6138	-947,9631	-1600,6559
B	Moment 2-2	16	17,6596	-91,6480	-127,6482
		9	0	101,1149	-30,1029
		1	-13,6300	89,1774	127,3603

	Moment 3-3	16	804,7573	-1561,1894	-2166,6166
		9	0	-915,9254	-112,0887
		1	774,8677	-1562,7108	-2146,3086
16	Moment 2-2	D	161,4329	0,2261	116,4799
		B	17,6596	-91,6480	-127,6482
	Moment 3-3	D	587,5912	-947,8801	-1619,9553
		B	804,7573	-1561,1894	-2166,6166
8	Moment 2-2	D	394,2689	173,5397	-116,3470
		B	0	-103,0553	30,7866
	Moment 3-3	D	2828,3248	-82,2213	-1374,1389
		B	0	-917,1551	-116,4458
1	Moment 2-2	D	-166,9066	-1,3890	-115,8191
		B	-13,6300	89,1774	127,3603
	Moment 3-3	D	566,6138	-947,9631	-1600,6559
		B	774,8677	-1562,7108	-2146,3086

Anexo 10. Momentos con carga dinámica paralela al eje largo

<i>Pórticos</i>		<i>Secciones</i>	<i>Niveles</i>		
			<i>Cubierta</i>	<i>Nivel Medio</i>	<i>1er Nivel</i>
D	Moment 2-2	16	216,66391	-467,7641	-1179,4023
		9	2073,5917	-514,0795	-2710,7265
		1	216,5663	-462,1416	-1178,4788
	Moment 3-3	16	-77,9760	-122,1487	-426, 5373
		9	111,8377	9,0320	-27,3542
		1	76,4160	124,7232	428,6165
B	Moment 2-2	16	87,0960	-371,5718	-965,7169
		9	0	-275,4200	-655,2743
		1	87,1960	-371,2868	-964,7562
	Moment 3-3	16	-270,0425	-270,4105	-547,2372
		9	0	-60,2344	-14,0127
		1	267,5915	272,8989	548,8742

16	Moment 2-2	D	216,4879	-467,7641	-1779,4023
		B	87,0960	-371,5718	-965,7169
	Moment 3-3	D	-77,7960	-122,1487	-426,5373
		B	-270,0425	-270,4105	-547,2372
8	Moment 2-2	D	2075,0619	-629,3683	-2791,3699
		B	0	-275,8060	-655,1798
	Moment 3-3	D	-97,3867	-60,9147	38,9936
		B	0	-63,2706	12,3842
1	Moment 2-2	D	216,5663	-462,1416	-1178,4788
		B	87,1960	-371,2868	-964,7562
	Moment 3-3	D	76,4160	124,7232	428,6165
		B	267,5915	272,8989	548,8742

Anexo 11. Cortantes con carga dinámica paralela al eje corto

<i>Pórticos</i>		<i>Secciones</i>	<i>Niveles</i>		
			<i>Cubierta</i>	<i>Nivel Medio</i>	<i>1er Nivel</i>
D	Shear 2-2	16	-393,221155	650,296203	599,983463
		9	-757,548198	17,197832	1909,084346
		1	-379,415305	650,491145	592,835522
	Shear 3-3	16	-122,612876	0,931927	-43,140722
		9	292,465013	115,101387	-109,816057
		1	126,195555	-0,895313	42,395971
B	Shear 2-2	16	-561,594874	1119,65264	802,450592
		9	0	617,121817	41,514332
		1	-540,816854	1120,973007	794,929121
	Shear 3-3	16	-14,581036	70,369463	47,277106
		9	0	-78,312474	11,149221
		1	12,763957	-68,979783	-47,170478
16	Shear 2-2	D	-393,221155	650,296203	599,983463
		B	-561,594874	1119,65264	802,450592
	Shear 3-3	D	-122,612876	0,931927	-43,140722

		B	-14,581036	70,369463	47,277106
8	Shear 2-2	D	-1034,23846	-5,824696	1782,74406
		B	0	618,362524	43,128087
	Shear 3-3	D	-298,68643	-123,017726	102,149057
		B	0	79,154918	-11,402446
1	Shear 2-2	D	-379,415305	650,491145	592,835522
		B	-540,816854	1120,973007	794,929121
	Shear 3-3	D	126,195555	-0,895313	42,895971
		B	12,763957	-68,979783	-47,170478

Anexo 12. Cortantes con carga dinámica paralela al eje largo

<i>Pórticos</i>		<i>Secciones</i>	<i>Niveles</i>		
			<i>Cubierta</i>	<i>Nivel Medio</i>	<i>1er Nivel</i>
D	Shear 2-2	16	42,685597	93,118379	157,976796
		9	-56,038384	-9,182688	61,115235
		1	-41,903197	-94,462793	-158,746861
	Shear 3-3	16	-145,336398	327,450958	436,815657
		9	-1145,330284	368,112634	2300,556062
		1	-145,385405	324,174675	436,473643
B	Shear 2-2	16	182,684434	201,705929	202,680452
		9	0	-43,683606	5,189875
		1	-181,096356	-203,257007	-203,286743
	Shear 3-3	16	-60,920974	253,41408	357,672936
		9	0	181,30559	242,694176
		1	-61,002234	253,320015	357,317115
16	Shear 2-2	D	42,685597	93,118379	157,976796
		B	182,684434	201,705929	202,680452
	Shear 3-3	D	-145,336398	327,450958	436,815657
		B	-60,920974	253,41408	357,372936
8	Shear 2-2	D	48,880717	42,735645	-67,201233
		B	0	45,795121	-4,586746

	Shear 3-3	D	-1147,84486	453,638125	2342,45833
		B	0	181,617118	242,659178
1	Shear 2-2	D	-41,903197	-94,462793	-158,74686
		B	-181,096356	-203,257007	-203,286743
	Shear 3-3	D	-145,385405	324,174075	436,473643
		B	-61,002234	253,320015	357,317115