

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE LOS EDIFICIOS DE  
GRAN ALTURA EN CASO DE SISMOS**

**INFORME DE SUFICIENCIA**

**Para optar el Título Profesional de:**

**INGENIERO CIVIL**

**JUAN CARLOS VARAS CASTRO**

**Lima- Perú**

**2015**

	Pág.
<b>RESUMEN</b>	04
<b>LISTA DE CUADROS</b>	05
<b>LISTA DE FIGURAS</b>	06
<b>LISTA DE SÍMBOLOS Y DE SIGLAS</b>	09
<b>INTRODUCCIÓN</b>	10
<b>CAPITULO I: FENÓMENO SÍSMICO Y LA ESTABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICACIONES</b>	11
1.1 FENÓMENO SÍSMICO	11
1.2 ORIGEN DE SISMOS	
1.2.1 Los sismos de origen natural	11
1.2.2 Los sismos de origen artificial	12
1.3 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS SISMOS	12
1.3.1 Zonas sísmicas	12
1.4 FILOSOFÍA Y PRINCIPIOS DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE (NORMA PERUANA E-030)	13
1.5 ONDAS SÍSMICAS	13
1.5.1 Tipos de ondas sísmicas	14
1.5.2 Magnitud e intensidad de los sismos	15
1.6 FUERZAS INDUCIDAS A LAS EDIFICACIONES POR LOS SISMOS	16
1.7 ESTABILIDAD DE LOS EDIFICIOS EN CASO DE SISMO	17
1.7.1 Introducción	17
1.7.2 Forma o configuración de la estructura	18
1.7.3 Uniformidad en resistencia y rigidez	21
1.7.4 Conceptos básicos de la resistencia estructural de un edificio alto	22
1.7.5 Momento de volteo en un edificio	24
1.7.6 Cortante basal dinámico en un edificio	26
1.7.7 Índice de estabilidad de piso Q	27
<b>CAPÍTULO II: ANÁLISIS DINÁMICOS PARA EL CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD DE EDIFICACIONES EN CASO DE SISMOS</b>	28

2.1	ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL	28
2.1.1	Cálculo de la matriz de masas	29
2.1.2	Cálculo de la matriz de rigideces y la relación de rigideces	29
2.1.3	Formas de modo y periodo de vibración	33
2.1.4	Normalización de modos respecto a la matriz de masas	34
2.1.5	Matriz modal $\Phi$	34
2.1.6	Factores de participación de masa $\Gamma$	34
2.1.7	Cálculo de las aceleraciones espectrales ( $S_a$ )	35
2.1.8	Cálculo de desplazamientos por combinación RCSC	36
2.1.9	Cálculo de desplazamientos máximos en cada nivel	37
2.1.10	Cálculo de fuerzas inerciales	38
2.1.11	Cálculo del momento de volteo en la base y cortante basal	38
2.1.12	Métodos de combinación de las respuestas máximas	38
2.2	ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA	39

<b>CAPÍTULO III: ANÁLISIS DE LA CONTRIBUCIÓN A LA ESTABILIDAD DE</b>		
<b>LOS MODOS SUPERIORES EN EDIFICIOS ALTOS</b>		41
3.1	DATOS DE LA ESTRUCTURA	41
3.1.1	Configuración	41
3.1.2	Aspecto	43
3.1.3	Parámetros sísmicos	44
3.1.4	Espectro de diseño	45
3.1.5	Método de análisis sísmico modal espectral	46
3.1.6	Cargas de diseño	46
3.1.7	Cálculo del peso de las edificaciones	47
3.1.8	Determinación de rigideces de cada piso y relación de rigideces	47
3.2	TIPOS DE ANÁLISIS SÍSMICOS	50
3.2.1	Método de Holzer considerando vigas infinitamente rígidas	51
3.2.2	Método de Holzer considerando vigas no infinitamente rígidas	55
3.2.3	Análisis sísmico usando programa Etabs	57
3.3	COMPARACIÓN DE LOS DISTINTOS MÉTODOS DE ANÁLISIS DINÁMICOS A ESTUDIAR	62
3.3.1	Fuerzas inerciales por distintos métodos de análisis dinámicos	62
3.3.2	Distorsiones de entrepiso por distintos métodos de análisis dinámicos	71

3.3.3 Elección del tipo de análisis dinámico a usar	72
3.4 ANÁLISIS DE LA FUERZA CORTANTE Y EL MOMENTO DE VOLTEO EN LOS EDIFICIOS A ESTUDIAR	75
3.4.1 Fuerzas inerciales por distintos métodos de análisis dinámicos	75
3.4.2 Variación del momento de volteo con el N° de pisos considerando el 90% de masa participativa	77
3.4.3 Contribución de los modos superiores en el cortante basal	78
<b>CAPÍTULO IV: COMPARACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE EDIFICIOS SEGÚN DIVERSOS CÓDIGOS SÍSMICOS</b>	92
4.1 DINÁMICA ESTRUCTURAL EN LOS CÓDIGOS DE CONSTRUCCIÓN	92
4.1.1 Periodo de vibración fundamental	92
4.1.2 Coeficiente elástico de diseño	92
4.1.3 Fuerza sísmica reducida	97
4.1.4 Distribución de fuerza lateral	101
4.1.5 Momento de volteo	103
<b>CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	105
5.1 CONCLUSIONES	105
5.2 RECOMENDACIONES	107
<b>BIBLIOGRAFIA</b>	108
<b>ANEXOS</b>	109

## RESUMEN

En el presente Informe de Suficiencia se desarrolla el tema de la “Evaluación de la estabilidad de edificios de gran altura en caso de sismos”, donde se analizan estructuras de diferentes niveles, sin sótanos; siendo éstas, regulares en planta y en altura, cuyo sistema estructural a considerar es de solamente pórticos.

El informe consta de 5 capítulos principales, en los cuales se detalla lo siguiente:

Primero, se realiza un resumen del origen y las características de los sismos y cómo afectan éstos a las edificaciones mediante las respuestas del momento de volteo y el cortante en su base, de acuerdo a la forma en planta y en altura de éstas estructuras.

Luego se enuncian los tipos de análisis dinámicos y sus procedimientos aplicados a las estructuras, además de los métodos de combinación de las distintas respuestas obtenidas de los análisis.

Posteriormente se detallan las características de las edificaciones, los parámetros sísmicos aplicados, además se muestran los resultados de los cálculos realizados a las diferentes edificaciones mediante los tipos de análisis sísmicos considerados.

A continuación se realiza una comparación sobre las consideraciones que tienen algunos códigos sísmicos internacionales y el código peruano sobre la estabilidad de los edificios en caso de sismos.

Finalmente, luego de concluido el procesamiento de datos y la comparación de los códigos sísmicos, se realiza un análisis de los mismos para poder brindar las conclusiones y recomendaciones necesarias según los resultados obtenidos.

## LISTA DE CUADROS

Cuadro N°2.01: Cálculo del factor correctivo 'a'	32
Cuadro N°3.01: Tipos de edificaciones	44
Cuadro N°3.02: Pesos de las edificaciones a estudiar (Tonf)	47
Cuadro N°3.03: Rigidez por piso de cada estructura considerando vigas infinitamente rígidas (Tonf/cm)	48
Cuadro N°3.04: Rigidez de pisos	49
Cuadro N°3.05: Rigidez por piso de cada estructura considerando vigas no infinitamente rígidas (Tonf/cm)	50
Cuadro N°3.06: Periodos de vibración	51
Cuadro N°3.07: Porcentaje de masa participativa	53
Cuadro N°3.08: Aceleraciones espectrales	53
Cuadro N°3.09: Periodos de vibración	55
Cuadro N°3.10: Porcentaje de masa participativa	56
Cuadro N°3.11: Factores de participación de masa según Etabs	59
Cuadro N°3.12: Cortantes de entrepiso (Tonf), considerando suma de modos	60
Cuadro N°3.13: Fuerzas inerciales de entrepiso (Tonf) por modo según Etabs	60
Cuadro N°3.14: Valores de momento de volteo y cortante basal por modo y por cada tipo de combinación modal	61
Cuadro N°3.15: Número de pisos que no cumplen distorsión máxima de la Norma E-0.30, para cada edificio	72
Cuadro N°3.16: Características principales de los edificios a estudiar	73
Cuadro N°3.17: Valores de las respuestas del cortante basal según número de modos usados para edificios Tipo 4	82
Cuadro N°3.18: Valores de las respuestas de momento de volteo según número de modos usados para edificios Tipo 4	85

## LISTA DE FIGURAS

Figura N°1.01: Forma de movimiento de las ondas de cuerpo	14
Figura N°1.02: Forma de movimiento de las ondas de superficie	15
Figura N°1.03: Fuerza inducida por el sismo a las edificaciones	17
Figura N°1.04: Configuración en planta no recomendable	19
Figura N°1.05: Edificaciones con alas muy alargadas	19
Figura N°1.06: Edificaciones con plantas muy alargadas	20
Figura N°1.07: Asimetría en planta	21
Figura N°1.08: Formas aceptables de la forma del edificio en elevación	21
Figura N°1.09: Edificios con cambios abruptos en su rigidez lateral	22
Figura N°1.10: Resistencia al corte de un edificio	23
Figura N°1.11: Resistencia de la flexión en un edificio	23
Figura N°1.12: Edificio aporticado y las fuerzas inducidas por sismo	24
Figura N°1.13: Falla por volteo de edificio Alto Río en Concepción, Chile. Año 2010	25
Figura N°1.14: Cortante basal normalizada de edificio de 5 niveles para 3 valores de p (rigidez relativa)	26
Figura N°1.15: Fuerza cortante mínima en la base	26
Figura N°2.01: Modelo de edificación de "N" pisos con movimiento en su base	29
Figura N°2.02: Comportamiento estructural de un edificio con vigas infinitamente rígidas	30
Figura N°2.03: Aceleración espectral	36
Figura N°2.04: Factor de Amplificación Sísmica	36
Figura N°2.05: Desplazamientos laterales	37
Figura N°3.01: Configuración en planta de las edificaciones a estudiar	42
Figura N°3.02: Vista en elevación de las diferentes edificaciones a estudiar y su número de pisos	43
Figura N°3.03: Dimensiones de columnas a usar	43
Figura N°3.04: Dimensiones de vigas a usar	44
Figura N°3.05: Espectro de diseño en el eje x	46
Figura N°3.06: Cálculo de las rigideces por piso según el método de Muto	49
Figura N°3.07: Modos de vibración de edificio de 5 pisos, Tipo 1, con vigas infinitamente rígidas	52
Figura N°3.08: Desplazamientos máximos relativos	54

Figura N°3.09: Vista en planta de la estructura de 5 pisos, Tipo 4	57
Figura N°3.10: Vista en elevación de la estructura de 5 pisos, Tipo 1	58
Figura N°3.11: Comparación de las fuerzas de Inercia en el 1° modo de vibración para un edificio de 5 pisos, Tipo 4	62
Figura N°3.12: Comparación de las fuerzas de Inercia en el 1° modo de vibración para un edificio de 5 pisos, Tipo 5	63
Figura N°3.13: Comparación de las fuerzas de Inercia en el 1° modo de vibración para un edificio de 15 pisos, Tipo 4	64
Figura N°3.14: Comparación de las fuerzas de Inercia en el 1° modo de vibración para un edificio de 15 pisos, Tipo 5	65
Figura N°3.15: Comparación de las fuerzas de Inercia en el 1° modo de vibración para un edificio de 20 pisos, Tipo 4	66
Figura N°3.16: Comparación de las fuerzas de Inercia en el 1° modo de vibración para un edificio de 20 pisos, Tipo 5	67
Figura N°3.17: Comparación de las fuerzas de Inercia en el 1° modo de vibración para un edificio de 25 pisos, Tipo 4	69
Figura N°3.18: Comparación de las fuerzas de Inercia en el 1° modo de vibración para un edificio de 25 pisos, Tipo 5	70
Figura N°3.19: Variación de la distorsión de entrepiso vs N° de Pisos en edificios Tipo 4, según Etabs	74
Figura N°3.20: Variación de la distorsión de entrepiso vs N° de Pisos en edificios Tipo 5, según Etabs	75
Figura N°3.21: Variación del Cortante basal vs N° de Pisos en edificios Tipo 4 y 5 (90% de masa participativa)	76
Figura N°3.22: Variación del momento de volteo vs N° de Pisos en edificios Tipo 4 y 5 (90% de masa participativa)	78
Figura N°3.23: Cortante basal vs N° Pisos, en edificios Tipo 4, según diferentes combinaciones	79
Figura N°3.24: Cortante basal vs N° Pisos, en edificios Tipo 5, según diferentes combinaciones	80
Figura N°3.25: Porcentaje de contribución de los modos superiores en el cortante basal en edificios tipo 4	81
Figura N°3.26: Porcentaje de contribución de los modos superiores en el cortante basal en edificios tipo 5	83



Figura N°3.27: Cortante basal vs N° Pisos, en edificios Tipo 4, según diferentes combinaciones	84
Figura N°3.28: Cortante basal vs N° Pisos, en edificios Tipo 5, según diferentes combinaciones	85
Figura N°3.29: Porcentaje de contribución de los modos superiores en el momento de volteo en edificios tipo 4	86
Figura N°3.30: Porcentaje de contribución de los modos superiores en el momento de volteo en edificios tipo 5	87
Figura N°3.31: Cortante basal vs N° Pisos, en todos los edificios, según diferentes combinaciones	89
Figura N°3.32: Cortante basal vs N° Pisos, en todos los edificios, según diferentes combinaciones	90
Figura N°3.33: variación del factor de seguridad al volteo según el número de pisos y el tipo de edificación	91
Figura N°4.01: Coeficiente sísmico elástico C, código americano	94
Figura N°4.02: Coeficiente sísmico elástico C, código mexicano	94
Figura N°4.03: Comparación del coeficiente sísmico elástico C, entre códigos americano y mexicano	95
Figura N°4.04: Comparación del espectro de diseño de pseudo aceleración en los códigos de construcción	96
Figura N°4.05: Comparación de los factores de reducción de la resistencia a la cedencia	98
Figura N°4.06: Valores de diseño del factor de reducción de la resistencia a la cedencia	99
Figura N°4.07: Comparación entre el espectro de diseño inelástico y el elástico reducido por el factor $\mu$ independiente del periodo	99
Figura N°4.08: Modos naturales de vibración del marco uniforme de cinco niveles para tres valores de p	102

## LISTA DE SÍMBOLOS Y DE SIGLAS

- CQC** : Combination Quadratic Complet
- E** : Módulo de elasticidad del concreto
- EC** : Euro Código
- FSV** : Factor de seguridad al volteo
- GDL** : Grado de libertad
- K<sub>EST</sub>** : Masa de la estructura
- M<sub>EST</sub>** : Masa de la estructura
- MFDC**: Mexico Federal District Code
- M<sub>R</sub>** : Momento resistente
- M<sub>V</sub>** : Momento de volteo
- NBCC**: National Building Code of Canada
- NTE** : Norma Técnica de Edificaciones
- RCSC**: Raíz Cuadrada de Suma de Cuadrados
- RME** : Respuesta Máxima Elástica
- RNE** : Reglamento Nacional de Edificaciones
- IBC** : International Building Code (United States)

## INTRODUCCIÓN

La estabilidad de los edificios en caso de sismos aunque no es una de las fallas más representativas, no deja de tener importancia en el análisis sísmico de edificios. En la literatura correspondiente se hace referencia a que en los edificios altos, la contribución en la respuesta sísmica de los modos superiores es importante, y los códigos sísmicos alrededor del mundo presentan formulaciones sencillas para el cálculo de la estabilidad del edificio.

El objetivo principal del presente Informe de Suficiencia es, evaluar la contribución de los modos superiores de vibración en el cálculo de la estabilidad al volteo y al cortante en la base en caso de sismos para edificaciones de gran altura.

Los objetivos específicos son los siguientes:

- Comprender cómo los modos superiores contribuyen al volteo y al cortante en la base en los edificios cuando ocurren los sismos.
- Comparar las recomendaciones para el cálculo de la estabilidad de los edificios de acuerdo a varios códigos sísmicos alrededor del mundo.

Para el desarrollo del presente Informe de Suficiencia se analizan edificios aporricados de distintas alturas en donde se mantienen las dimensiones en planta y por piso de todas las edificaciones; la rigidez por piso se mantendrá constante en un mismo edificio y ésta se irá variando.

Los análisis dinámicos realizados a las estructuras en estudio se hacen considerando edificaciones con vigas infinitamente rígidas y no infinitamente rígidas aplicando el método de Holzer mediante hojas de cálculo en Excel y un análisis mediante el programa Etabs.

De los cálculos respectivos se obtienen gráficos de las fuerzas de inercia por modo, que permiten analizar y comparar los resultados por los tres métodos en estudio. Con las fuerzas de inercia se calculan los momentos de volteo y cortante basal, con los cuales se analiza la estabilidad y la contribución de los modos superiores en los edificios en estudio.

También se hace un estudio teórico de distintos códigos sísmicos y se comparan con el código sísmico peruano.

Finalmente se realizan las conclusiones y recomendaciones sobre el tema.

## **CAPÍTULO I: FENÓMENO SÍSMICO Y LA ESTABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICACIONES**

### **1.1 FENÓMENO SÍSMICO**

Vibraciones o sacudimientos de la corteza terrestre causada por ondas sísmicas que se generan por súbita liberación de energía elástica acumulada en la corteza y parte superior del manto terrestre, debida a las corrientes de convección de calor por el gradiente de temperatura.

Por sus consecuencias sobre la naturaleza y las zonas pobladas por el hombre, están considerados como peligros naturales.

El Perú está comprendido entre una de las regiones de más alta actividad sísmica que existe en la tierra, por lo tanto está expuesto a este peligro, que trae consigo la pérdida de vidas humanas y pérdidas materiales.

### **1.2 ORIGEN DE SISMOS**

Los sismos se pueden clasificar, con base en su origen, en naturales y artificiales. Los sismos de origen natural son los que en general liberan una mayor cantidad de energía y, por lo tanto, sus efectos en la superficie son mayores.

#### **1.2.1 Los sismos de origen natural**

Pueden ser de tres tipos:

##### **Sismos tectónicos**

Son aquellos producidos por la interacción de placas tectónicas. Se han definido dos clases de estos sismos: los interplaca, ocasionados por una fricción en las zonas de contacto entre las placas, y los intraplaca que se presentan lejos de los límites de placa conocidos. Estos sismos, resultado de la deformación continental por el choque entre placas, son mucho menos frecuentes que los interplaca y generalmente de menor magnitud.

### **Sismos volcánicos**

Éstos acompañan a las erupciones volcánicas y son ocasionados principalmente por el fracturamiento de rocas debido al movimiento del magma. Este tipo de sismos generalmente, no llegan a ser tan grandes como los sismos tectónicos.

### **Sismos de colapso**

Son los producidos por derrumbamiento de techo de cavernas y minas. Generalmente, estos sismos ocurren cerca de la superficie y se llegan a sentir en un área reducida.

#### **1.2.2 Los sismos de origen artificial**

Son producidos por el hombre por medio de explosiones convencionales o nucleares, con fines de exploración, investigación, o explotación de bancos materiales para la industria (por ejemplo, extracción de minerales). Las explosiones nucleares en ocasiones son lo suficientemente grandes para ser detectados por instrumentos en diversas partes del planeta, pero llegan a sentirse sólo en sitios cercanos al lugar de prueba.

### **1.3 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS SISMOS**

Los sismos son fenómenos geológicos.

Los instrumentos de medición han permitido detectar dos tipos de sismos:

**I. Microsismos:** Movimientos sísmicos no perceptibles por el hombre y detectado solamente por instrumentos.

**II. Macrosismos:** Se refiere al conjunto de temblores y terremotos.

Se analizarán estos últimos, pues los microsismos no comprometen la estabilidad de las construcciones.

#### **1.3.1 Zonas Sísmicas**

Los sismos no ocurren con igual frecuencia ni intensidad en todas las regiones de la Tierra.

En general y a grandes rasgos, se puede decir que las zonas sísmicas se agrupan alrededor de 2 amplios círculos que rodean la tierra:

El 1º es el llamado *Círculo Circumpacífico* que rodea el Océano Pacífico.

El 2º es el llamado *de los Mares Mediterráneos* que comprende las cuencas marítimas producidas por grandes hundimientos tales como el Mar Mediterráneo

y el Caribe, la cuenca de Célebes con la situada al sur de China y el Mar Rojo, atravesando luego la línea del Ecuador. Irradian de este 2º círculo dos zonas bastante activas: una de África Oriental hasta el Cabo de Buena Esperanza y otra que comprende las zonas montañosas del Cáucaso, Himalaya e Irán.

#### **1.4 FILOSOFÍA Y PRINCIPIOS DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE (NORMA PERUANA E-030)**

La filosofía del diseño sismorresistente consiste en:

- a. Evitar pérdidas de vidas.
- b. Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- c. Minimizar los daños a la propiedad.

Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. En concordancia con tal filosofía se establecen en esta Norma los siguientes principios para el diseño:

- a. La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio.
- b. La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de límites aceptables.

#### **1.5 ONDAS SÍSMICAS**

El movimiento sísmico obedece a las mismas leyes del movimiento físico de los cuerpos y es el resultado de las vibraciones y ondulaciones de los estratos terrestres; tanto las unas como las otras producen sacudidas que se designan con el nombre de ondas sísmicas.

Cuando en un punto del interior de la corteza terrestre se produce un choque resulta un movimiento vibratorio que se propaga en todos los sentidos por las ondas sísmicas. Las vibraciones son longitudinales y transversales; las primeras se propagan en el interior de la tierra y llegan débiles a grandes distancias y fuertes a pequeñas distancias.

### 1.5.1 Tipos de Ondas sísmicas

#### a) Ondas de Cuerpo, sólidas o esféricas:

Las ondas de cuerpo viajan a través del interior. Siguen caminos curvos debido a la variada densidad y composición del interior de la Tierra. Este efecto es similar al de refracción de ondas de luz. Las ondas de cuerpo transmiten los temblores preliminares de un terremoto pero poseen poco poder destructivo. Las ondas de cuerpo son divididas en dos grupos: ondas primarias (P) y secundarias (S).

- **Ondas Primarias (P):**

La principal característica de esta onda es que comprime y expande la roca, en forma alternada, en la misma dirección en que viaja. Estas ondas son capaces de viajar a través de las rocas sólidas, así como de líquidos, por ejemplo los océanos o magma volcánico.

- **Ondas Secundarias (S):**

Viaja a menor velocidad que la "P" y deforma los materiales mientras se propaga lateralmente respecto de su trayectoria. Por esta razón este tipo de ondas no se transmite en líquidos ni en gases.

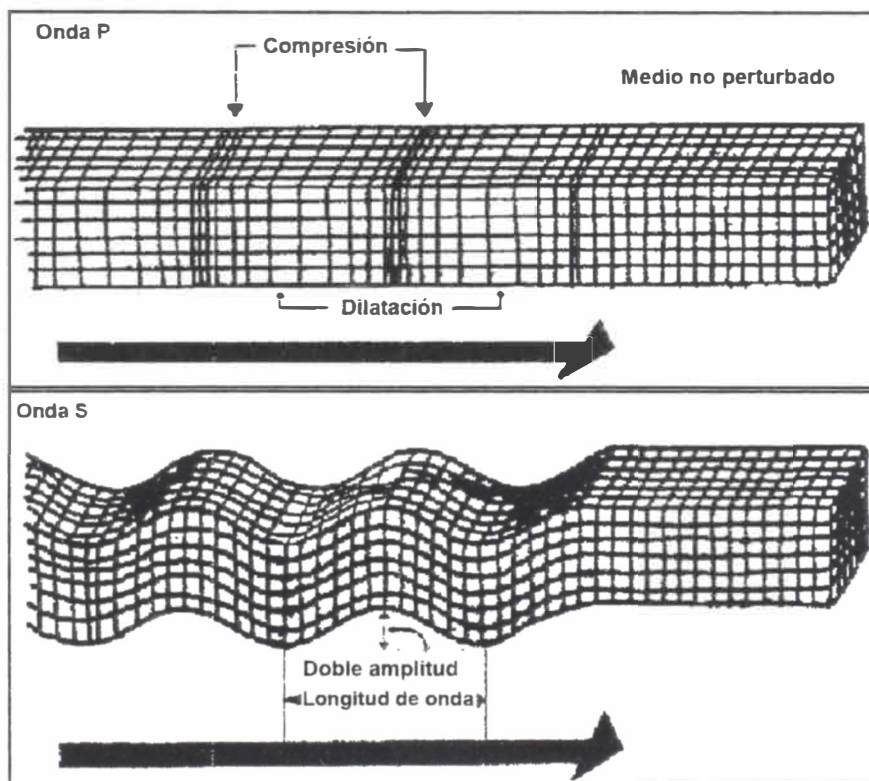


Figura N°1.01: Forma de movimiento de las ondas de Cuerpo

## b) Ondas de Superficie:

- **Rayleigh:**

Llamadas así en honor a Lord Rayleigh, que tienen un movimiento vertical similar al de las olas del mar. Las ondas superficiales viajan más despacio que las ondas internas.

- **Love:**

Llamadas así en honor a su descubridor, el físico A. E. H. Love, las cuales deforman las rocas de la misma manera que las ondas "S".

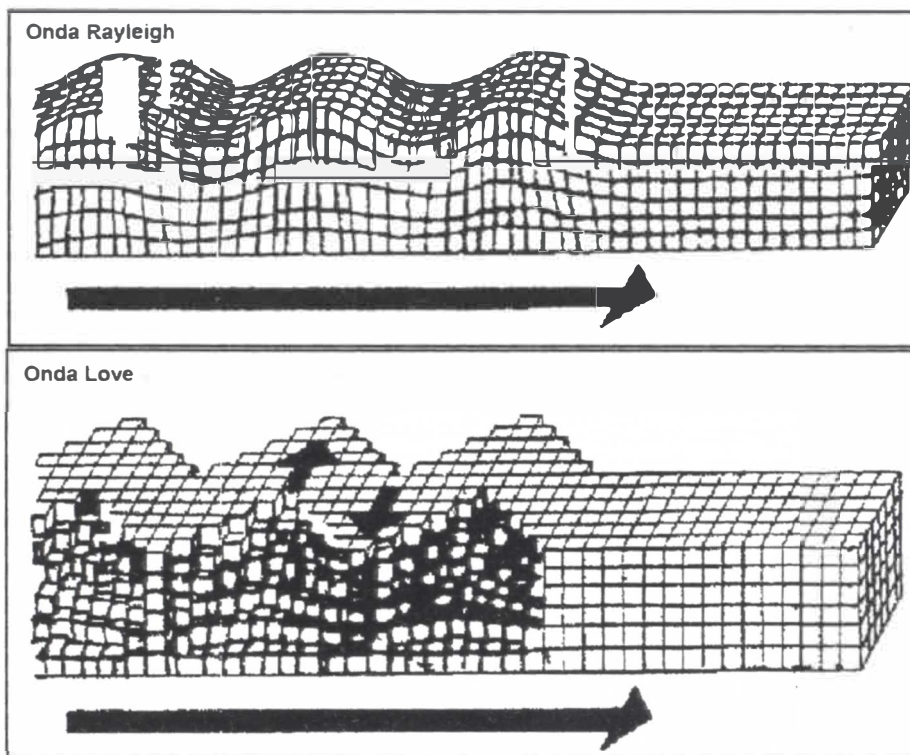


Figura N°1.02: Forma de movimiento de las ondas de superficie

## 1.5.2 Magnitud e Intensidad de los sismos

### a) Magnitud

Concepto creado por Richter en 1935, para sismos registrados localmente (en California). Cuantifica los sismos de forma absoluta.

Se define:  $M_L = \log A$

Donde: A es la amplitud en micras (milésimas de mm) registrada en un sismómetro Wood-Anderson ( $T= 0.8$  s,  $b=0.8$ ,  $Amp=2800$ ) a 100 km del epicentro.



### a) Intensidad

Es la valoración empírica del sacudimiento del suelo que se produce durante un sismo, considerando:

- a) Cómo es percibido por las personas
- b) Cuáles son sus efectos sobre las construcciones
- c) Alteraciones del entorno.

Los daños en las construcciones dependen de la magnitud del sismo, condiciones locales ("de sitio") del suelo y topográficas, prácticas constructivas, tiempo de construcción.

No puede establecerse una relación única entre la intensidad y la magnitud, ni entre la intensidad y la aceleración máxima del terreno.

En un mapa, las líneas de igual intensidad se llaman isosistas.

## 1.6 FUERZAS INDUCIDAS A LAS EDIFICACIONES POR LOS SISMOS

El sismo es una liberación súbita de energía en las capas interiores de la corteza terrestre que produce un movimiento ondulatorio del terreno.

Este movimiento ondulatorio se traduce en una aceleración inducida a la estructura que contando esta con su propia masa y conociendo la 2<sup>da</sup> ley de Newton se convierte en una fuerza inercial sobre la estructura. Es inercial porque depende directamente de la masa de la estructura sometida al sismo.

$$\vec{F} = m \cdot \vec{a}$$

Como la magnitud de esta fuerza depende de la masa de la edificación y de la aceleración correspondiente de la estructura, la aceleración de la estructura (es decir la respuesta de esta a una perturbación en la base) depende a su vez de su rigidez y de la magnitud y frecuencia de la aceleración del terreno.

La masa y la rigidez determinan el periodo de vibración de la estructura que para una aceleración del terreno produce una aceleración de vibración en ella.

Por medio de un espectro de diseño (gráfica de aceleración del terreno vs. Periodo de vibración de la estructura) se determina la aceleración de diseño para la estructura y por medio de la ecuación de la segunda Ley de Newton,  $\vec{F} = m \cdot \vec{a}$ , encontramos una fuerza estática equivalente al sismo.

La fuerza total sísmica en la base de la estructura se conoce como cortante basal.

$V =$  Cortante basal (fuerza total en la base)

El cortante basal se puede determinar por métodos aproximados utilizando la siguiente ecuación derivada de la segunda Ley de Newton:

$$V = W \cdot S_a$$

Donde:

$S_a$ : es un coeficiente sísmico (adimensional) que representa la aceleración con que responde la edificación a un movimiento de su base. Se expresa como una fracción de la gravedad y depende de la estructura analizada y de la zona donde se encuentre localizada.

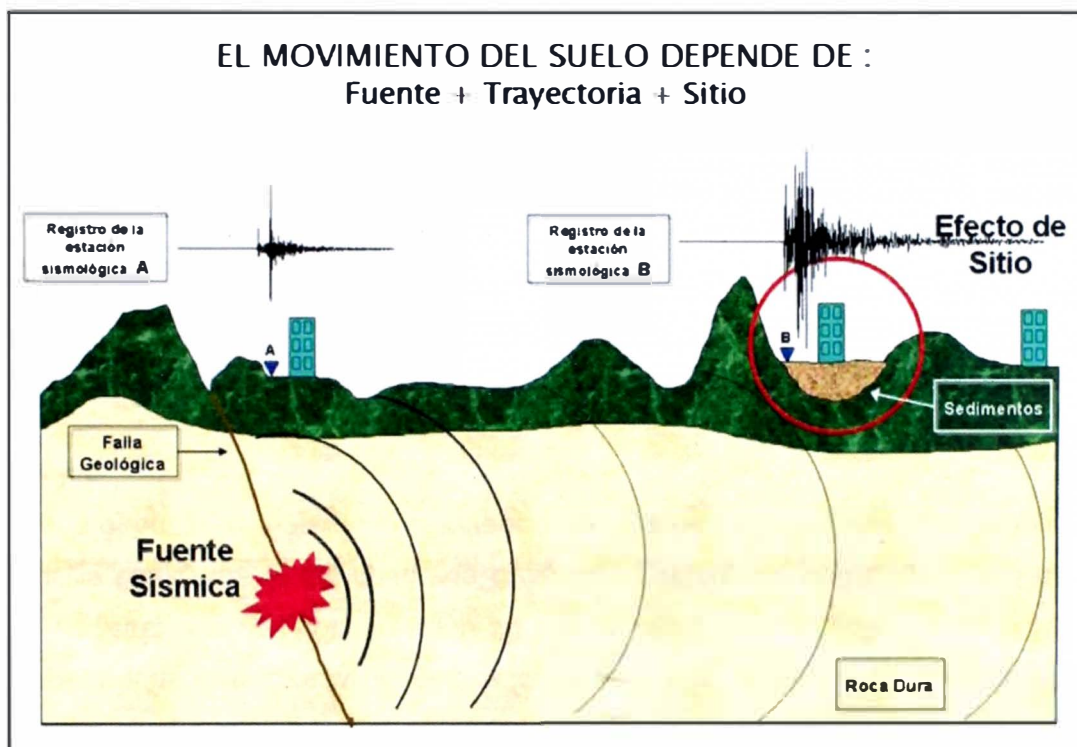


Figura N°1.03: Fuerza inducida por el sismo a las edificaciones

## 1.7 ESTABILIDAD DE LOS EDIFICIOS EN CASO DE SISMO

### 1.7.1 Introducción

Desde la antigüedad el hombre dirige su mirada a las alturas. Es un deseo primitivo que encuentra evidencia en civilizaciones tan antiguas como la egipcia con sus pirámides, los mayas con sus templos escalonados, los indios con sus palacios y torres o relatos bíblicos tan antiguos como la Torre de Babel. Estas

estructuras que apuntaban al cielo servían como monumentos, muestras de poder y riquezas.

Hoy en día muchos de estos objetivos prevalecen. Todavía se quiere demostrar a través de estas estructuras poder y riqueza, pero se requiere a la vez entregar utilidad y espacios habitables para los seres humanos.

Si bien los objetivos de estabilidad son casi los mismos que en las estructuras antiguas, son los usos, los materiales y los métodos los que más han cambiado. En estructuras antiguas se usaban grandes elementos sólidos, que ocupan gran parte del espacio para levantarse sobre el nivel de suelo a alturas considerables. En la actualidad la densidad de aquellos elementos claves para la resistencia y la estabilidad han disminuido notablemente. Existe una necesidad de espacio, por lo que estos elementos resistentes deben poseer tamaños óptimos que ahorren y otorguen mayores áreas para oficinas, departamentos, etc.

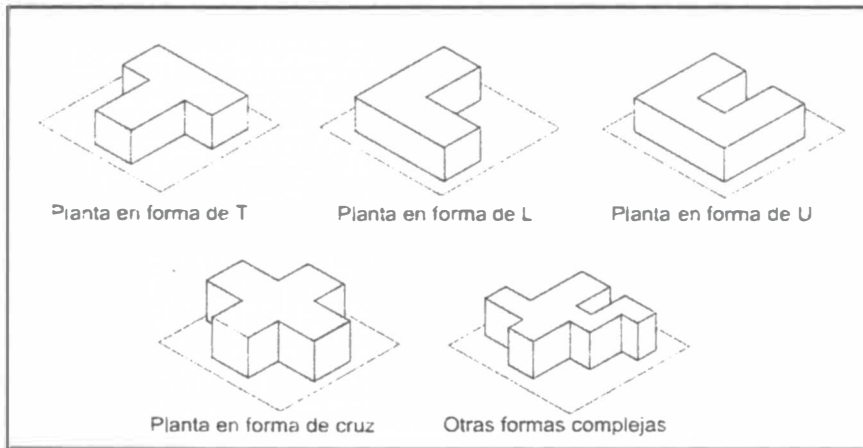
## **1.7.2 Forma o configuración de la estructura**

### **a) En planta**

Con respecto a la planta las recomendaciones se pueden resumir en lo siguiente. La planta ha de ser:

#### **Simple**

Desde el punto de vista de la resistencia sísmica es deseable una configuración sencilla como una forma cuadrada o circular. Los sismos han demostrado que las edificaciones con configuración en planta más sencillas, tienen las mayores probabilidades de sobrevivir. Las razones más importantes son: Primero, que nos es mucho más sencillo entender la respuesta sísmica de una estructura sencilla que la de una complicada. Y segundo que nuestra habilidad para entender los detalles simples es mayor que para los más complejos. Las plantas caprichosas en forma de H, L, T, U o Y han mostrado que la zona de los extremos (las alas) son más vulnerables y a menudo colapsan.



**Figura N°1.04: Configuración en planta no recomendable**

### Compacta

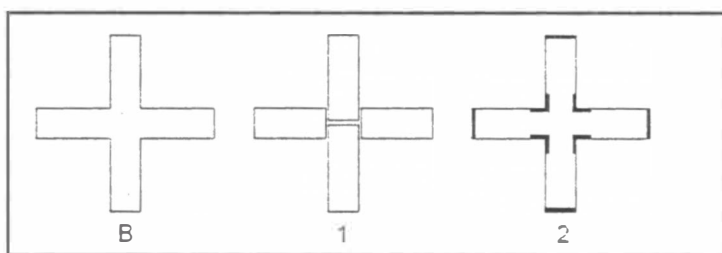
Una edificación de forma alargada está expuesta a fuerzas complejas provenientes de las diferencias de fase en el movimiento del terreno que actúan sobre sus extremos. La presencia de juntas es indispensable en estos casos para reducir la planta a un conjunto de formas menos extendidas y más simples.

Evitar:

B) Alas muy alargadas (vibran de forma diferente → concentración de esfuerzos en las esquinas interiores)

Medidas:

- 1) Subdivisión del edificio en cuerpos independientes y cortos.
- 2) Rigidización en los extremos de las alas y refuerzo de las esquinas interiores.



**Figura N°1.05: Edificaciones con alas muy alargadas**

Evitar:

Plantas muy alargadas (vibraciones importantes en planta, diferencia de movimiento entre un extremo y otro)

Medidas:

- 1) Separación con juntas sísmicas

2) Distribución uniforme de elementos resistentes transversales y sistema de piso rígido en planta.

Efecto:

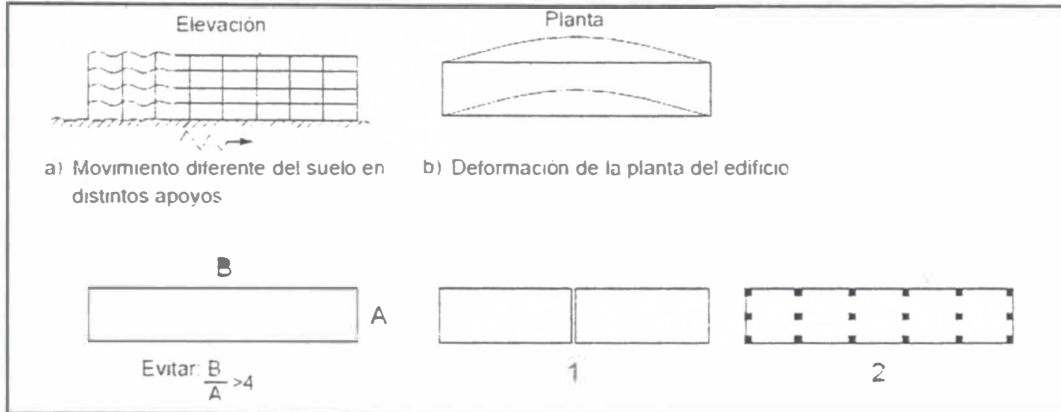


Figura N°1.06: Edificaciones con plantas muy alargadas

### Simétrica

La simetría es aconsejable por razones similares. Además la falta de simetría produce efectos de torsión que son sumamente perjudiciales y destructivos además de ser difíciles de estimar correctamente. La simetría debe existir en las dos direcciones principales de la edificación. En este aspecto debe señalarse que no basta una planta de forma simétrica sino la estructura también debe ser simétrica.

Se debe tratar que el centro de rigideces esté lo más cerca posible del centro de las masas, ya que de lo contrario tendríamos un caso de la llamada falsa simetría. Una estructura será realmente simétrica cuando ambos coincidan.

Evitar:

A) Asimetría de la planta (vibraciones torsionales).

Medidas:

- 1) Distribuir los elementos resistentes de manera que el centro de masas coincida con el centro de rigideces.
- 2) Subdivisión del edificio en cuerpos independientes y regulares mediante juntas sísmicas.
- 3) Colocación de elementos estructurales que ligen las diferentes partes del edificio de tal manera que lo vuelvan más simétrico.

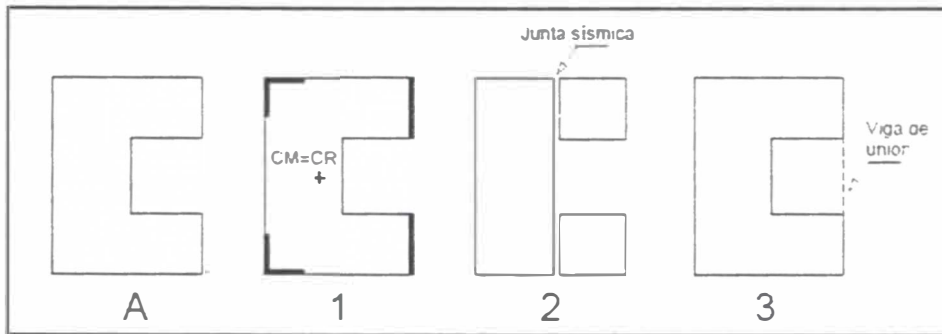


Figura N°1.07: Asimetría en planta

### De gran rigidez torsional

Esta característica es complementaria de la anterior. Cuando se tiene una gran rigidez torsional, las deformaciones debidas a las asimetrías serán menores que cuando la rigidez es baja. Más aún cuando éstas son amplificadas por el movimiento sísmico al presentarse comportamiento inelástico.

### b) En elevación

La sencillez, regularidad y simetría son deseables también en la elevación del edificio para evitar que se produzcan concentraciones de esfuerzos en ciertos pisos o amplificaciones de la vibración en las partes superiores del edificio.



Figura N°1.08: Formas aceptables de la forma del edificio en elevación

Particularmente críticas son las reducciones bruscas en la parte superior del edificio, donde el cambio brusco de rigidez tiende a producir el fenómeno de "chicoteo" con una gran amplificación de vibración en la punta.

### 1.7.3 Uniformidad en Resistencia y Rigidez

Una estructura tendrá mejores perspectivas de sobrevivir un sismo severo si:

- Los elementos portantes están distribuidos uniformemente.

- Todas las columnas y muros son continuos y sin entrantes o salientes desde la cimentación hasta el techo.
- Todas las vigas están alineadas.
- Columnas y vigas están alineadas.
- Columnas y vigas de concreto son del mismo ancho.
- Ningún elemento principal cambia de sección bruscamente.
- La estructura sea tan continua (redundante) y monolítica como sea posible.

Se debe evitar los cambios abruptos en la estructura, como se observa en la Figura N°1.09.

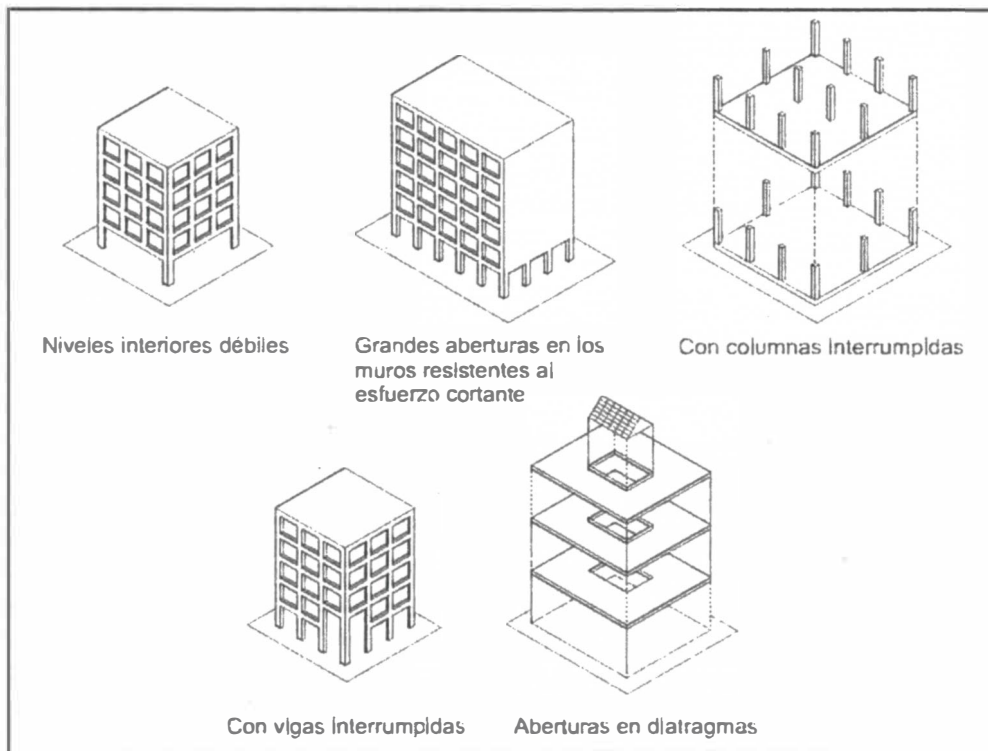


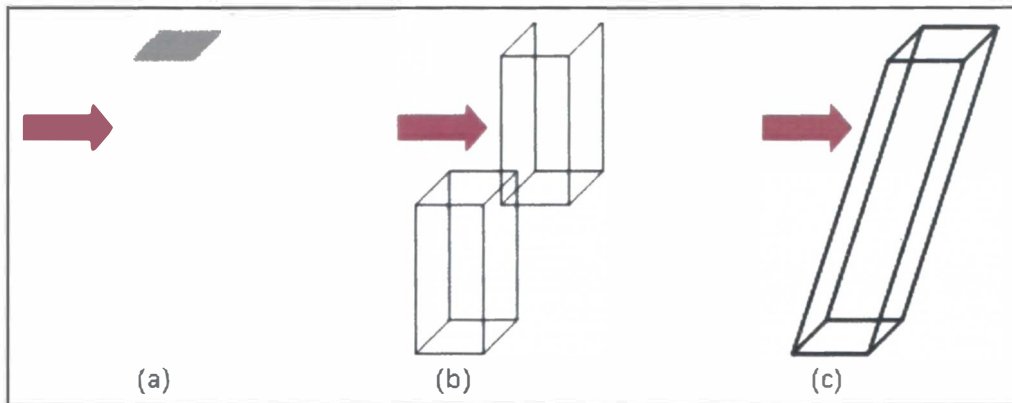
Figura N°1.09: Edificios con cambios abruptos en su rigidez lateral

#### 1.7.4 Conceptos básicos de la resistencia estructural de un edificio alto

Como es mencionado por Taranath<sup>1</sup>; una viga empotrada en el suelo es la forma más fácil de representar un edificio alto. Aquí la viga debe de resistir una serie de esfuerzos laterales debido al movimiento sísmico de suelo o al viento que choca contra ella. Estos tienden a doblar y empujar la estructura transformándose prin-

<sup>1</sup> Steel, Concrete, and Composite Design of Tall buildings

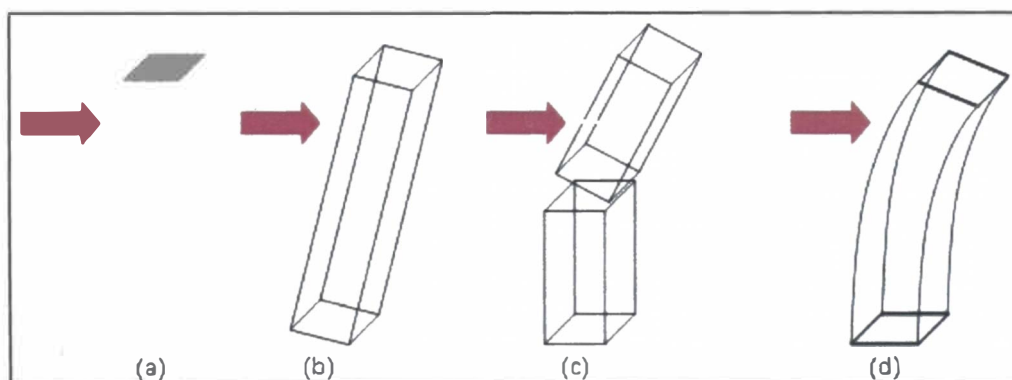
principalmente en dos tipos de esfuerzos sobre la estructura: el corte y la flexión. Por lo tanto, una estructura debe tener elementos resistentes que toleren estos dos tipos de esfuerzos. Para el caso del corte la estructura no debe quebrarse por corte, ni estirarse más allá de los límites elásticos de sus elementos.



**Figura N°1.10: Resistencia al corte de un edificio**

**(a) Resistencia al corte de un edificio, (b) quiebre de estructura por corte y (c) estiramiento excesivo por corte**

De forma parecida en el caso de la flexión, la estructura no debe volcarse por el efecto combinado de fuerzas laterales y gravitacionales (Efecto  $p-\Delta$ ). No deben quebrarse los elementos resistentes debido a los esfuerzos axiales que surgen, y el estiramiento no debe superar los límites de recuperación elástica de los materiales. En el caso de zonas sísmicas el edificio no debe perder la capacidad de transmitir los esfuerzos verticales.



**Figura N°1.11: Resistencia de la flexión en un edificio**

**(a) Resistencia de la flexión en un edificio, (b) volcamiento del edificio, (c) rotura de elementos resistentes por tensión o compresión y (d) estiramiento excesivo fuera de los límites elásticos**



Con la correcta elección de los elementos que deben resistir los esfuerzos anteriormente descritos, viene una tercera parte: que la estructura sea confortable para el uso previsto y para sus ocupantes (aceleraciones excesivas, mareos, etc.).

### 1.7.5 Momento de Volteo en un edificio

Los efectos de volteo en edificios muy altos son evidentemente muy importantes y originan fuerzas muy altas en las columnas como en la cimentación y pueden ser difíciles de manejar. Todos estos problemas se pueden manejar mediante análisis dinámicos refinados de la estructura y cuidando de proporcionar una elevada rigidez lateral en la dirección más esbelta del edificio y de recurrir a una cimentación rígida.

A nivel mundial se ha observado este efecto en las estructuras, como por ejemplo, algunos edificios en México y Kobe, y últimamente en el año 2010 en Chile, algunas edificaciones fallaron por volteo de sus estructuras al desprenderse de la cimentación.

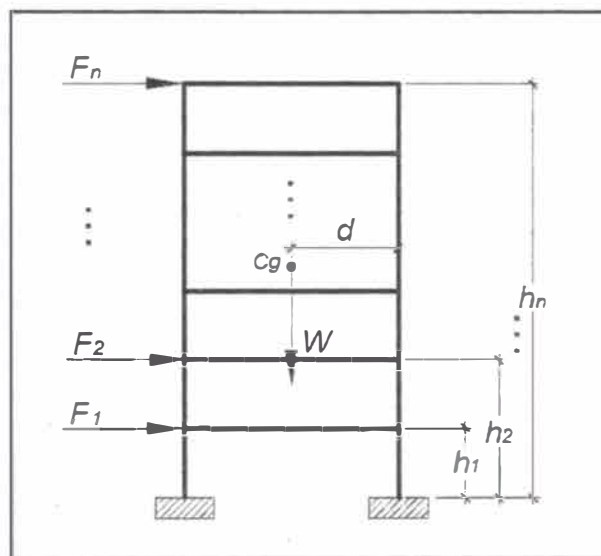


Figura N°1.12: Edificio aporcionado y las fuerzas inducidas por sismo

Según la Norma Técnica Peruana E-030, en el Artículo 21, se tiene:

$$FSV = \frac{M_R}{M_V} \geq 1.5$$

De esto se tiene:

$$M_V \leq \frac{M_R}{1.5}$$

Donde:

FSV: Factor de seguridad al volteo.

$M_V$ : Momento de volteo producido por las fuerzas inducidas por el sismo en cada piso.

$$M_V = F_1 \cdot h_1 + F_2 \cdot h_2 + \dots + F_n \cdot h_n$$

$M_R$ : Momento resistente de la estructura.

$$M_R = W \cdot d$$

Donde:

W: Peso total de la estructura.

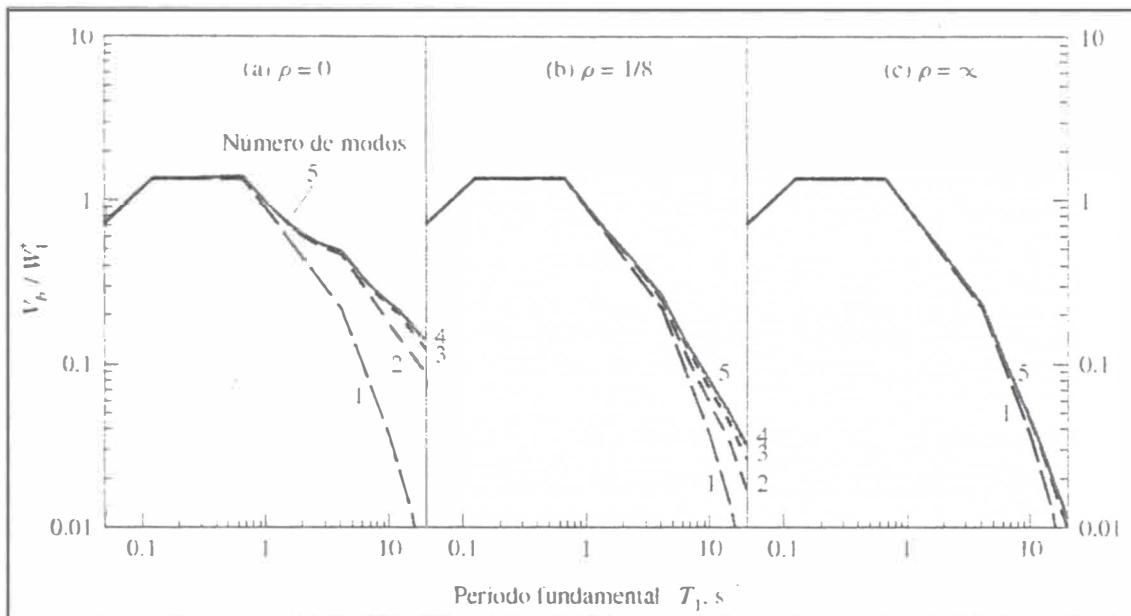
d: Brazo de momento.



Figura N°1.13: Falla por volteo de edificio Alto Río en Concepción, Chile. Año 2010

### 1.7.6 Cortante basal dinámico en un edificio

En el libro 'Dinámica de Estructuras' de Anil K. Chopra, se menciona información relacionada al cortante basal en edificios, y la contribución de los modos superiores de vibración cuando se varía la rigidez relativa viga-columna. En la Figura N°1.14 se muestran las gráficas del periodo fundamental vs la cortante basal normalizada respecto a la masa modal efectiva del primer modo de vibración, para un edificio de 5 pisos, en donde se puede observar la variación del cortante basal y la contribución de los modos superiores de vibración al variar la rigidez relativa viga-columna ( $\rho$ ).



**Figura N°1.14: Cortante basal normalizada de edificio de 5 niveles para 3 valores de  $\rho$  (rigidez relativa)**

Chopra K. Anil. "Dinámica de Estructuras". Cuarta edición. Pág. 773

Según la Norma peruana RNE-E.030, en el Artículo 18 (18.2c), se debe cumplir la siguiente condición: Cortante basal dinámico  $\geq$  80% Cortante basal estático.

#### c. Fuerza Cortante Mínima en la Base

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado según el Artículo 17 (17.3) para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.

**Figura N°1.15: Fuerza cortante mínima en la base**

Fuente: Norma Técnica Peruana E-030

### 1.7.7 Índice de Estabilidad de piso Q

Según la Norma Técnica Peruana E-030, se tiene, en el artículo 16 (16.5):

#### Efectos de Segundo Orden (P-Delta)

Los efectos de segundo orden deberán ser considerados cuando produzcan un incremento de más del 10% en las fuerzas internas.

Para estimar la importancia de los efectos de segundo orden, podrá usarse para cada nivel el siguiente cociente como índice de estabilidad:

$$Q = \frac{N_i \cdot \Delta_i}{V_i \cdot h e_i \cdot R}$$

Los efectos de segundo orden deberán ser tomados en cuenta cuando  $Q > 0,1$ .

Donde:

$N_i$  = Suma de la carga vertical total, incluyendo muerta y viva sin factorar, que existe en el piso  $i$ , y todos los pisos localizados por encima.

$\Delta_i$  = Deriva del piso  $i$ , en la dirección de estudio, medida en el centro de masa del piso, como la diferencia entre el desplazamiento horizontal del piso  $i$  menos el del piso  $i-1$ .

$V_i$  = Fuerza cortante del piso  $i$ , en la dirección bajo estudio, sin dividir por R. Esta fuerza cortante se obtiene sumando las fuerzas de piso que actúan por encima del piso  $i$  y la del piso  $i$ , inclusive.

$h e_i$  = Altura de piso  $i$ , medida desde la superficie del diafragma del piso  $i$  hasta la superficie del diafragma del piso inmediatamente anterior  $i-1$ .

Los pisos se clasifican de la siguiente manera:

- i) Pisos no susceptibles de ladeo. Aquellos en los cuales Q es menor que 0.1.
- ii) Pisos susceptibles de ladeo. Son aquellos cuyo índice de estabilidad es mayor que 0.1.

En el presente Informe de Suficiencia no se consideran los efectos de segundo orden (P-Delta).

## CAPÍTULO II: ANÁLISIS DINÁMICOS PARA EL CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD DE EDIFICACIONES EN CASO DE SISMOS

Para realizar el cálculo del momento de volteo de la edificación, se necesitan saber las fuerzas inerciales máximas probables en la estructura durante el movimiento sísmico. Para ello se recurrirá a realizar el análisis dinámico de la Estructura por dos métodos según la Norma sismo resistente peruana vigente E-030. Se debe tener en cuenta que se trata de una vibración libre en un sistema no amortiguado.

Cuando una estructura se encuentra sometida a un movimiento producido por fuerzas externas o de excitación en su base, su posición de equilibrio se interrumpe por la aparición de fuerzas de inercia que afectan a las masas de entrepiso. Entonces, la respuesta de una estructura en vibración libre se describe por el vector desplazamiento  $u(t)$ , que varía en el tiempo.

Los sistemas estructurales de varios grados de libertad no presentan un único movimiento armónico simple con una sola frecuencia de vibración. Por el contrario, su movimiento depende de las diversas formas que la estructura responde a una excitación. Además, no sólo los desplazamientos varían con el tiempo, sino también la configuración deformada de la estructura.

En el presente Informe de Suficiencia se va a evaluar la estabilidad al volteo y al cortante basal en edificaciones de 5; 8; 10; 12; 15; 18; 20 y 25 pisos. Esto se va a realizar con ayuda de programas como Excel, Mathcad y Etabs.

### 2.1 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

Se va a proceder mediante un análisis matricial a calcular las fuerzas inerciales por modo en cada piso de la edificación, para luego calcular el momento de volteo y el cortante basal producto de las combinaciones que se detallan en el presente capítulo.

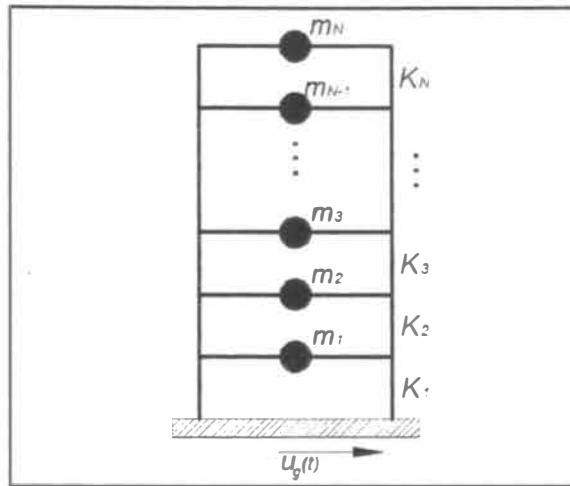


Figura N°2.01: Modelo de edificación de "N" pisos con movimiento en su base

### 2.1.1 Cálculo de la Matriz de Masas

De la estructura se calcula la matriz de masas:

$$M_{EST} = \begin{bmatrix} m_1 & & & & & \\ & m_2 & & & & \\ & & \ddots & & & \\ & & & m_j & & \\ & & & & \ddots & \\ & & & & & m_N \end{bmatrix} \left( \frac{s^2}{m} \text{ kgf} \right)$$

Donde:

$M_{EST}$ : Masa de la estructura

$M_j$ : Masa del j-ésimo piso

$M_N$ : Masa del último piso

### 2.1.2 Cálculo de la matriz de rigideces y la relación de rigideces

También se calcula la matriz de rigideces:

$$K_{EST} = \begin{bmatrix} (k_1 + k_2) & -k_2 & & & & \\ -k_2 & (k_2 + k_3) & -k_3 & & & \\ & -k_3 & (k_3 + k_4) & -k_4 & & \\ & & & \ddots & \ddots & \\ & & & & \ddots & -k_N \\ & & & & & -k_N & k_N \end{bmatrix} \left( \frac{\text{kgf}}{m} \right)$$

$K_{EST}$ : Masa de la estructura

$K_N$ : Rigidez del último piso

Las rigideces de cada piso se calculan mediante dos consideraciones:

### a) Vigas infinitamente rígidas

Donde se considera que las vigas restringen las rotaciones de los nudos por completo y la estructura se comporta como una viga en cortante con una flexión de doble curvatura en las columnas de cada entrepiso.

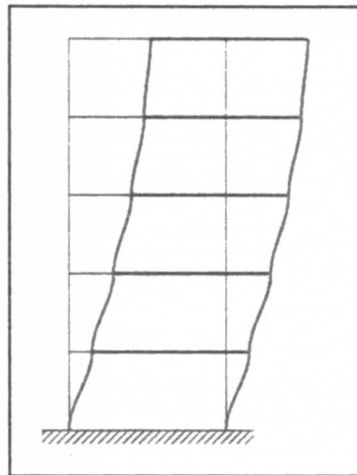


Figura N°2.02: Comportamiento estructural de un edificio con vigas infinitamente rígidas

El cálculo de la rigidez de entrepiso se calcula como la sumatoria de las rigideces que aporta cada columna; cada columna tiene una rigidez:

$$K = \frac{12 \cdot E \cdot I_c}{h^3}$$

Donde:

K: Rigidez de cada columna

E: Módulo de elasticidad del concreto. Se considera una resistencia a la compresión del concreto de 280 Kg/cm<sup>2</sup>.

Donde el valor de E se calcula como:

$$E = 15000 \cdot \sqrt{f'c} \text{ (Kgf/cm}^2\text{)}$$

Entonces:

$$E = 2500998.0 \text{ Kgf/cm}^2$$

I<sub>c</sub>: Momento de inercia de cada columna.

El valor de  $I_c$  se calcula como:

$$I_c = \frac{a * b^3}{12}$$

Donde:

a: Lado de la sección de columna perpendicular al sismo.

b: Lado de la sección de columna paralelo al sismo.

h: Altura de piso

### **b) Rigideces de entrepiso mediante método de Muto**

Muto<sup>1</sup> ha desarrollado un método aproximado para analizar estructuras aporticadas planas constituidas por miembros estructurales esbeltos, vigas y columnas, con nudos rígidos. En este método se considera que las vigas son axialmente indeformables, a su vez, existe un desplazamiento idéntico para todos los nudos de un determinado nivel.

Uno de los principales factores a determinar por el método de Muto es la rigidez de piso.

Como se considera el posible giro en los nudos, este método introduce un factor correctivo,  $a < 1$ , por lo que la expresión para calcular la rigidez de piso por el método de las vigas infinitamente rígidas queda de la siguiente forma:

$$K = a \frac{12 \cdot E \cdot I_c}{h^3}$$

Donde el valor de 'a' queda definido en la siguiente tabla:

<sup>1</sup> Muto, K., "Aseismic Design Analysis of Building", Maruzen, 1974.



Cuadro N°2.01: Cálculo del factor correctivo 'a'

PISO	COLUMNA	
	EXTERIOR	INTERIOR
DEL 2° AL PISO 'N'	$a = \frac{r}{2 + r}$	
	$r = \frac{kv1 + kv2}{2kc}$	$r = \frac{kv1 + kv2 + kv3 + kv4}{2kc}$
PRIMERO	$a = \frac{0.5 + r}{2 + r}$	
	$r = \frac{kv1}{kc}$	$r = \frac{kv1 + kv2}{kc}$

Fuente: Elaboración propia

Donde:

a: Factor correctivo adimensional, menor a la unidad.

kc: Rigidez relativa de columna (Inercia de columna/longitud)

$$kc = \frac{Ic}{hi}$$

kv: Rigidez relativa de viga (Inercia de viga/luz libre)

$$kv = \frac{Iv}{lv}$$

r: Relación de longitudes de vigas y columnas

N: Último piso de la edificación

### c) Relación de rigideces

La relación de rigideces se calcula de la siguiente manera:

$$\rho = \frac{\sum_{\text{vigas}} EI_v/L_v}{\sum_{\text{columnas}} EI_c/L_c}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del concreto en vigas o columnas.

$\frac{Iv}{lv}$ : Rigidez relativa de columna (Inercia de columna/longitud)

$\frac{I_v}{lv}$ : Rigidez relativa de viga (Inercia de viga/luz libre)

### 2.1.3 Formas de modo y Periodo de vibración

Para calcular las formas de modo y los periodos de la estructura se procede a utilizar el método de Holzer.

#### a) Método de Holzer (Candrell y Strang, 1957)

Método iterativo aplicable a estructuras sencilla o cercanamente acopladas (Diseño sísmico de edificios, Bazán y Meli. Pág. 113). En este caso se aplica el método para el análisis de una estructura considerando construida en la década del 50 en donde no existían programas de cómputo como los que conocemos en la actualidad. Se consideran las siguientes situaciones: una con la suposición de vigas infinitamente rígidas –usuales probablemente en la década del 30 en el Perú y otros países– y otra considerando probable rotación en los nudos mediante el método de Muto.

Del método de Holzer se tiene:

- Los periodos y frecuencias de vibración:

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} \quad f_i = \frac{1}{T_i}$$

Donde:

$$i = 1; 2; \dots; N$$

N: Número de modos en el eje x

- Los vectores de formas de modo de vibración:

$$v_i = \begin{pmatrix} v_{1i} \\ v_{2i} \\ \vdots \\ v_{Ni} \end{pmatrix}$$

Donde:

$$i = 1; 2; \dots; N$$

N: Número de modos en el eje x

n: Número de pisos de la edificación

### 2.1.4 Normalización de modos respecto a la matriz de masas

Luego normalizando los vectores de vibración con respecto a la matriz de masas M, tenemos:

$$\phi_i = v_i \frac{1}{\sqrt{v_i^T \cdot M \cdot v_i}}$$

Donde:

$$\phi_i = \begin{pmatrix} \phi_{1i} \\ \phi_{2i} \\ \vdots \\ \phi_{Ni} \end{pmatrix}$$

Donde:

$$i = 1; 2; \dots; N$$

N: Número de modos en el eje x

n: Número de pisos de la edificación

### 2.1.5 Matriz modal $\Phi$

Luego la llamamos matriz modal  $\Phi$  a la matriz formada por los vectores columna correspondientes a cada modo de vibración normalizado con respecto a la matriz de masas:

$$\Phi = [\phi_{jm}] = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \dots & \phi_{1N} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \dots & \phi_{2N} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \phi_{N1} & \phi_{N2} & \dots & \phi_{NN} \end{bmatrix}$$

### 2.1.6 Factores de participación de masa $\Gamma$

Varios códigos de construcción requieren que por lo menos el 90 por ciento de la masa participante sea incluida en el cálculo de la respuesta para cada dirección principal. Este requisito está basado en una aceleración de base unitaria en una dirección particular, y el cálculo del cortante basal debido a dicha carga. La solución permanente para este caso implica la ausencia de amortiguamiento y fuerzas elásticas.

El siguiente paso es calcular los factores de participación de masa  $\Gamma$ :

$$\Gamma_i = \frac{\phi_i^T \cdot M \cdot 1}{\phi_i^T \cdot M \cdot \phi_i}$$

Donde:

$i = 1; 2; \dots; N$

N: Número de modos en el eje x

n: Número de pisos de la edificación

De acuerdo con los vectores  $\phi$  normalizados respecto a la matriz de masas, los productos de  $\phi_1^T \cdot M \cdot \phi_1$ ;  $\phi_2^T \cdot M \cdot \phi_2$ ; ... y  $\phi_N^T \cdot M \cdot \phi_N$  son todas iguales a 1.

$$\phi_1^T \cdot M \cdot \phi_1 = 1 \quad \phi_2^T \cdot M \cdot \phi_2 = 1 \quad \dots \quad \phi_N^T \cdot M \cdot \phi_N = 1$$

Entonces se obtienen los factores de participación de masa  $\Gamma_i$ :

$$\Gamma_i = \phi_i^T \cdot M_{EST} \cdot \left( \frac{m}{\text{kgf} \cdot \text{sec}^2} \right) \cdot \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{pmatrix}$$

Se debe cumplir que:

$$\Gamma_1 \cdot \phi_1 + \Gamma_2 \cdot \phi_2 + \dots + \Gamma_N \cdot \phi_N = 1$$

### 2.1.7 Cálculo de las aceleraciones espectrales ( $S_a$ )

Espectro de respuesta según la Norma Técnica E.030:

La Norma nos dice que en el Artículo 18 (18.2, inciso b)

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$

**Figura N°2.03: Aceleración espectral**

Fuente: Norma Técnica Peruana E-030

Donde, según la Norma Técnica E-030:

Z: Factor de zona, (Artículo 5, Tabla N° 1)

U: Factor que corresponde a la categoría de la edificación (Artículo 10, Tabla N° 3)

C: Factor de amplificación sísmica (Artículo 7)

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por la siguiente expresión:

$$C = 2,5 \cdot \left( \frac{T_p}{T} \right); C \leq 2,5$$

**Figura N°2.04: Factor de amplificación sísmica**

Fuente: Norma Técnica Peruana E-030

Donde:

$T_p$ : Periodo de vibración del suelo (Artículo 6 (6.2), Tabla N° 2)

T: Periodo fundamental de vibración del edificio para cada dirección (Artículo 17 (17.2)).

S: Perfil del suelo (Artículo 6 (6.2), Tabla N° 2)

R: Coeficiente de reducción (Artículo 12, Tabla N° 6)

### 2.1.8 Cálculo de desplazamientos por combinación RCSC

Se tiene la ecuación del espectro de pseudo desplazamiento:

$$Sd_i = \Gamma_i \cdot \frac{S_{a_i}}{(\omega_{ig})^2} \quad (\text{cm})$$

Luego se tiene:

$$U_{isd} = \phi_i \cdot Sd_i \quad (\text{cm})$$

Entonces se tienen los desplazamientos máximos usando la combinación cuadrática RCSC:

$$U_{iMáx} = \sqrt{[U(1sd_i)]^2 + [U(2sd_i)]^2 + \dots + [U(Nsd_i)]^2}$$

Donde:

$i = 1; 2; \dots; N$

N: Número de modos en el eje x

n: Número de pisos de la edificación

### 2.1.9 Cálculo de desplazamientos máximos en cada nivel

Se tendrá luego el vector U de desplazamientos máximos en cada nivel para cada modo:

$$U = \begin{pmatrix} U_{1Máx} \\ U_{2Máx} \\ \vdots \\ U_{nMáx} \end{pmatrix}$$

Donde:

n: Número de pisos de la edificación

Luego en el capítulo 16 (16.4) de la Norma E.030 se tiene:

#### Desplazamientos Laterales

Los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0.75R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se considerarán los valores mínimos de C/R indicados en el Artículo 17 (17.3) ni el cortante mínimo en la base especificado en el Artículo 18 (18.2 d).

**Figura N°2.05: Desplazamientos laterales**

Fuente: Norma Técnica Peruana E-030

### 2.1.10 Cálculo de fuerzas inerciales

Con los desplazamientos en cada nivel se pueden calcular las fuerzas inerciales asociadas en cada nivel para cada modo, considerando los desplazamientos máximos obtenidos para cada modo:

$$F_i = K_{est} \cdot U_{isd}$$

### 2.1.11 Cálculo del momento de volteo en la base y cortante basal

Con las fuerzas modales en el modo  $i$ , se determina el momento de volteo y cortante en la base inducidos, luego éstas se combinan haciendo uso de los métodos existentes para obtener la respuesta máxima.

Donde:

$$i = 1; 2; \dots; N$$

N: Número de modos

### 2.1.12 Métodos de combinación de las respuestas máximas

#### a) Raíz cuadrada de la suma de cuadrados (RCSC)

La respuesta máxima en cada modo se eleva al cuadrado, estos se suman, y la raíz cuadrada de esta suma proporciona una estimación de la respuesta máxima total. Esta regla de combinación modal proporciona excelentes estimaciones de la respuesta para estructuras con frecuencias naturales muy separadas.

$$R = \sqrt{\sum_{i=1}^N r_i^2}$$

N: Número de modos

#### b) Respuesta máxima elástica esperada de la Norma E.030 (RME)

Es la que estipula la Norma Peruana y consiste en aplicar la sumatoria de los valores absolutos de cada respuesta multiplicándolos por cero punto veinticinco más la combinación de la raíz cuadrada de la suma de cuadrados multiplicada por cero punto setenta y cinco.

$$r = 0,25 \cdot \sum_{i=1}^m r_i + 0,75 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

N: Número de modos

### c) Combinación cuadrática completa (CQC)

Es aplicable a una clase más amplia de estructuras, puesto que supera las limitaciones de la regla RCSC.

$$r_o \simeq \left( \sum_{i=1}^N \sum_{n=1}^N \rho_{in} r_{io} r_{no} \right)^{1/2}$$

Cada uno de los  $N^2$  términos de esta ecuación, es el producto de las respuestas máximas en los modos  $i$ -ésimo y  $n$ -ésimo y el coeficiente de correlación  $\rho_{in}$  para estos dos modos;  $\rho_{in}$  varía entre 0 y 1.

$$\rho_{in} = \frac{8\zeta^2(1 + \beta_{in})\beta_{in}^{3/2}}{(1 - \beta_{in}^2)^2 + 4\zeta^2\beta_{in}(1 + \beta_{in})^2}$$

Donde:

$\beta$ : es la relación de frecuencias circulares  $\omega_i/\omega_n$

$\zeta$ : Amortiguamiento modal= 0.05

n: Número de modos

Existen otros métodos de combinación, pero que no son usados por ser muy conservadores en los cálculos, como es el caso de la combinación de la Suma de valores absolutos; esta regla nos proporciona resultados muy conservadores haciendo que la estructura de alguna forma se sobredimensione.

## 2.2 ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA

Según la Norma Técnica Peruana E-030 se tienen las siguientes recomendaciones:

El análisis tiempo historia se podrá realizar suponiendo comportamiento lineal y elástico y deberán utilizarse no menos de cinco registros de aceleraciones horizontales, correspondientes a sismos reales o artificiales. Estos registros deberán normalizarse de manera que la aceleración máxima corresponda al valor máximo esperado en el sitio.



Para edificaciones especialmente importantes el análisis dinámico tiempo-historia se efectuará considerando el comportamiento inelástico de los elementos de la estructura.

En el presente Informe de Suficiencia no se considera el análisis Tiempo Historia.

## **CAPÍTULO III: ANÁLISIS DE LA CONTRIBUCIÓN A LA ESTABILIDAD DE LOS MODOS SUPERIORES EN EDIFICIOS ALTOS**

En el presente estudio se va a analizar diversas estructuras en las cuales se irá variando la altura con el número de pisos manteniendo sus elementos resistentes constantes, de este modo analizaremos si existe o no contribución de los modos superiores a las respuestas tales como el momento de volteo y el cortante en la base cuando la estructura empieza a incrementar su altura.

Se debe resaltar que la propuesta y análisis de las distintas edificaciones se hace de manera académica en donde todas las estructuras no cuentan con sótanos ni escaleras interiores.

### **3.1 DATOS DE LA ESTRUCTURA**

En la presente sección se presentan los datos ingresados y calculados para determinar las fuerzas inerciales y las correspondientes respuestas de momento de volteo y fuerza cortante para los edificios de 5; 8; 10; 12; 15; 18; 20 y 25 pisos ubicados en la zona de la ciudad de Lima bajo un suelo rígido.

A continuación se presenta una descripción detallada de las características de las estructuras utilizadas.

#### **3.1.1 Configuración**

Las estructuras a considerar son regulares en planta y en altura, teniéndose vigas y columnas en sus elementos resistentes. En ninguno de los casos se considera el uso de placas, teniendo en cuenta que el presente estudio se realiza de forma académica.

##### **a) Planta**

A continuación se presenta la configuración en planta de las edificaciones a estudiar:

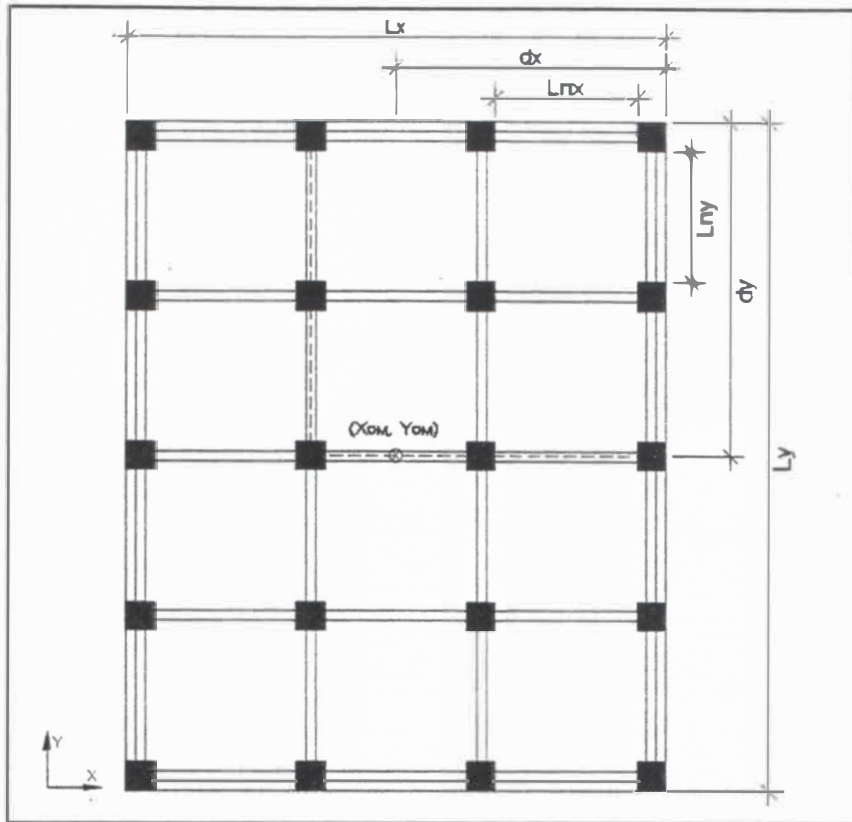


Figura N°3.01: Configuración en planta de las edificaciones a estudiar

Donde se tiene:

$L_{nx}$ ,  $L_{ny}$ : Variables de acuerdo a dimensiones de las columnas.

$d_x$ ,  $d_y$ : Distancias al centro de masa.

$L_x = 20.0$  m.

$L_y = 28.0$  m.

Área en planta típica:  $560.00$  m<sup>2</sup>

Número de Columnas: 20

### b) Altura

A continuación se presenta la configuración en altura de las edificaciones a estudiar:

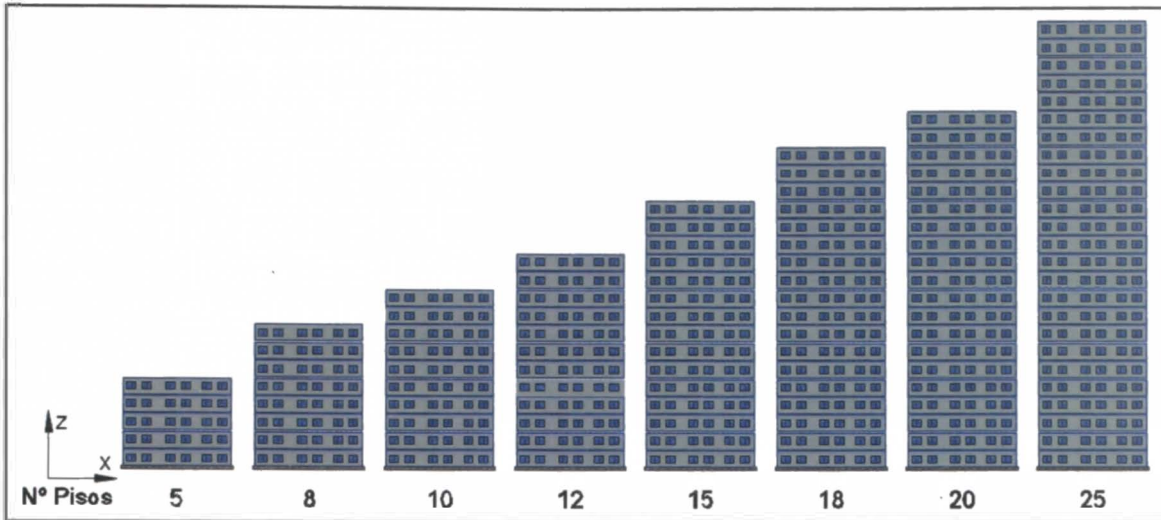


Figura N°3.02: Vista en elevación de las diferentes edificaciones a estudiar y su número de pisos

### 3.1.2 Aspecto

#### a) Columnas

En la siguiente figura se presenta la configuración de cada una de las columnas a usar.

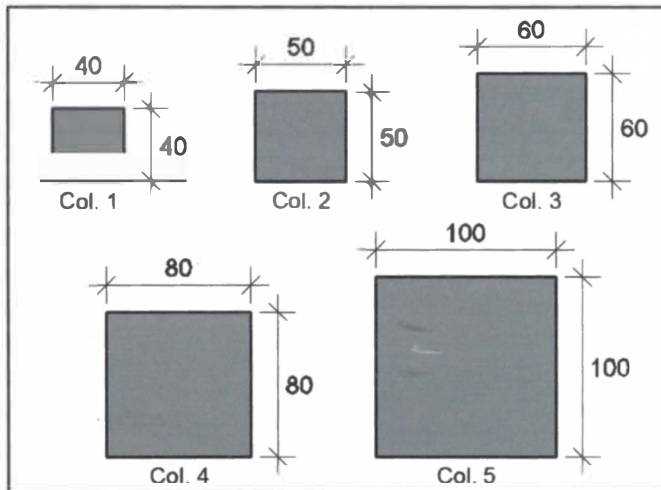


Figura N°3.03: Dimensiones de columnas a usar

#### b) Vigas

En la siguiente figura se presenta la configuración de cada una de las vigas a usar.

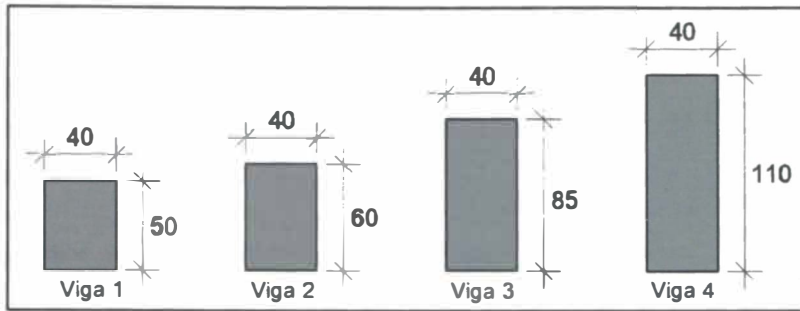


Figura N°3.04: Dimensiones de vigas a usar

### c) Tipos de edificaciones según sus elementos resistentes

Para facilitar la lectura de cada tipo de estructura en estudio, éstas se van a enunciar de acuerdo al tipo de columnas y vigas que posean, como en el siguiente Cuadro N°3.01:

Cuadro N°3.01: Tipos de edificaciones

TIPO	COLUMNAS			VIGAS		
	Largo (cm)	Ancho (cm)	Nomenclatura	Ancho (cm)	Peralte (cm)	Nomenclatura
Tipo 1	40	40	C40x40	40	50	V40x50
Tipo 2	50	50	C50x50	40	50	V40x50
Tipo 3	60	60	C60x60	40	60	V40x60
Tipo 4	80	80	C80x80	40	85	V40x85
Tipo 5	100	100	C100x100	40	110	V40x110

Fuente: Elaboración propia

Por ejemplo, la estructura de 5 pisos, Tipo 1, tendrá columnas C40x40 y vigas V40x50.

### 3.1.3 Parámetros Sísmicos

Según los artículos de la Norma NTE E.030, se tiene:

- **Factor de zona (Z)**

La estructura se ubica en Lima, por lo que de acuerdo a la Tabla N° 1 del Artículo 5, se ubica en la Zona 3, por lo tanto  $Z = 0.40$ .

- **Factor de condiciones geotécnicas (S y Tp)**

Se va a considerar un suelo gravoso típico, por lo que según el Artículo 6.2, se trata de un suelo tipo S1, obteniendo  $S = 1.0$  y  $T_p = 0.40$  seg.

- **Factor de Uso (U)**

Las edificaciones serán consideradas para uso de oficinas; de acuerdo al Artículo 10, estas se clasifican como edificaciones comunes de categoría C, por lo que  $U = 1.0$ .

- **Configuración estructural**

El Artículo 11, define la regularidad del edificio de acuerdo a la influencia de sus características arquitectónicas en su comportamiento sísmico, en este caso, se trata de un edificio de estructura regular.

- **Sistema estructural**

El sistema estructural será de pórticos en los ejes x e y.

- **Coefficiente de reducción sísmica (R)**

Este factor depende del sistema estructural empleado según la Tabla N° 6 del Artículo 12. Por ser un edificio aporticado en ambos ejes, el factor de reducción es de  $R = 8$ . Este factor no requiere un coeficiente de reducción debido a que se trata de una estructura regular.

### 3.1.4 Espectro de diseño

Según los parámetros sísmicos definidos, se tiene una gráfica de Aceleración espectral ( $S_a$ ) - Periodo ( $T$ ), en el eje x, como a continuación se muestra:

La misma gráfica de espectro de diseño se tiene para el eje y.

Donde:

$$S_{a(T_N)} = \frac{Z * U * S * C_{(T_N)}}{R}$$

Se sabe que:

$$C_{(T_N)} = 2.5 * T_p / T_N \quad \text{Si } C_{(T_N)} \leq 2.5$$

$$C_{(T_N)} = 2.5 \quad \text{Si } C_{(T_N)} > 2.5$$

Entonces se obtienen los siguientes valores de aceleración espectral:

Tramo 1:  $S_a = 122.625 \text{ cm/s}^2$

Si  $0.0 \text{ s} \leq T \leq 0.4 \text{ s}$

Tramo 2:  $49.05 \text{ cm/s}^2 \leq S_a < 122.625 \text{ cm/s}^2$

Si  $0.4 \text{ s} < T \leq 1.0 \text{ s}$

Tramo 3:  $S_a = 49.05 \text{ cm/s}^2$

Si  $T > 1.0 \text{ s}$

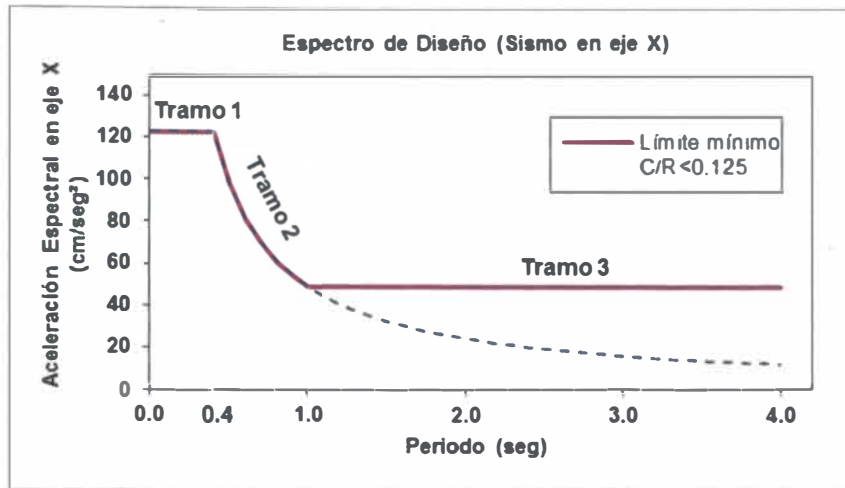


Figura N°3.05: Espectro de diseño en el eje x

### 3.1.5 Método de análisis sísmico modal espectral

Se aplica un análisis sísmico modal espectral para todas las estructuras. Se considera el análisis sísmico en el sentido más favorable para el volteo, en este caso se realiza el análisis del movimiento en el eje x, paralelo a la menor dimensión en planta de los edificios, mostrado en la Figura N°3.01.

Además se aplica un análisis sísmico estático para verificación del cortante basal según Norma E.030, para estructuras menores a 45m. de altura.

### 3.1.6 Cargas de Diseño

Teniendo en cuenta que el área en planta de todas las estructuras es de 560 m<sup>2</sup>, independientemente del tamaño de las columnas, se tendrá el siguiente metrado de la estructura:

$$W_{\text{LOSA}} = 0.35 \text{ Tonf/m}^2$$

$$W_{\text{TABIQUERÍA}} = 0.12 \text{ Tonf/m}^2$$

$$W_{\text{ACABADOS}} = 0.10 \text{ Tonf/m}^2$$

En el metrado de las columnas se considera una altura de entrepiso de 3.20 m. para todos los casos.

En el metrado de las vigas se considera como longitud la luz libre correspondiente entre columnas.

### 3.1.7 Cálculo del peso de las edificaciones

Para el cálculo del peso sísmico se procede a lo establecido por la Norma en el Artículo 16 (16.3b) que nos indica que “El peso (P), se calcula adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de carga viva o sobrecarga”. En este caso, para edificaciones de categoría C, se toma el 25% de la carga viva.

En el ANEXO 01 se muestra el cálculo del peso y masa del edificio de 5 pisos, Tipo 1.

A continuación, en el Cuadro N°3.02 se presentan los pesos de las diferentes edificaciones a estudiar:

**Cuadro N°3.02: Pesos de las edificaciones a estudiar (Tonf)**

N° Pisos	EDIFICIOS				
	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	Tipo 4	Tipo 5
5	2219.8	2278.2	2441.2	2869.5	3318.5
8	3551.7	3645.2	3905.9	4591.3	5309.6
10	4439.6	4556.5	4882.3	5739.1	6637.0
12	5327.5	5467.8	5858.8	6886.9	7964.4
15	6659.4	6834.7	7323.5	8608.6	9955.5
18	7991.3	8201.7	8788.2	10330.3	11946.5
20	8879.2	9113.0	9764.6	11478.1	13273.9
25	11099.0	11391.2	12205.8	14347.7	16592.4

Fuente: Elaboración propia

### 3.1.8 Determinación de rigideces de cada piso y relación de rigideces

Como ejemplo se toma el edificio de 5 pisos, Tipo 1.

#### a) Rigideces de cada piso considerando vigas infinitamente rígidas

Se tiene que la rigidez de cada columna es:

$$K = \frac{12 \cdot E \cdot I_c}{h^3}$$

Donde:



$$f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E = 2500998.0 \text{ Kg/cm}^2$$

El valor de  $I_c$  en el eje x se calcula como:

$$I_x \text{ Columna} = (40 \times 40^3)/12 = 213333.33 \text{ cm}^4$$

$$\text{Entonces } k = 12 \times 250998.0 \times 213333.33 / (320^3) = 19.609 \text{ Tonf/cm}$$

$$K = \text{Rigidez total por piso} = k \times (\text{N}^\circ \text{ Columnas} \times \text{Piso})$$

$$K = 20 \times 19.609 = 392.18 \text{ Tonf/cm}$$

A continuación, en el Cuadro N°3.03 se presentan las rigideces por piso de las diferentes edificaciones a estudiar:

**Cuadro N°3.03: Rigidez por piso de cada estructura considerando vigas infinitamente rígidas (Tonf/cm)**

N° Pisos	EDIFICIOS				
	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	Tipo 4	Tipo 5
5	392.2	957.5	1985.4	6275.0	15319.7
8	392.2	957.5	1985.4	6275.0	15319.7
10	392.2	957.5	1985.4	6275.0	15319.7
12	392.2	957.5	1985.4	6275.0	15319.7
15	392.2	957.5	1985.4	6275.0	15319.7
18	392.2	957.5	1985.4	6275.0	15319.7
20	392.2	957.5	1985.4	6275.0	15319.7
25	392.2	957.5	1985.4	6275.0	15319.7

Fuente: Elaboración propia

En el cuadro N°3.03 se observa que las rigideces por piso en cada edificio a estudiar son iguales.

### **b) Rigideces de cada piso considerando vigas no infinitamente rígidas**

Se determina mediante el método de Muto descrito en el ítem 2.1.2(b) del presente Informe de Suficiencia.

Se tiene que la rigidez de cada columna es:

$$K = a \frac{12 \cdot E \cdot I_c}{h^3}$$

En el eje x se tiene los siguientes valores de rigideces relativas:

$$k_c = 666.67 \text{ cm}^3$$

$$k_v = 694.44 \text{ cm}^3$$

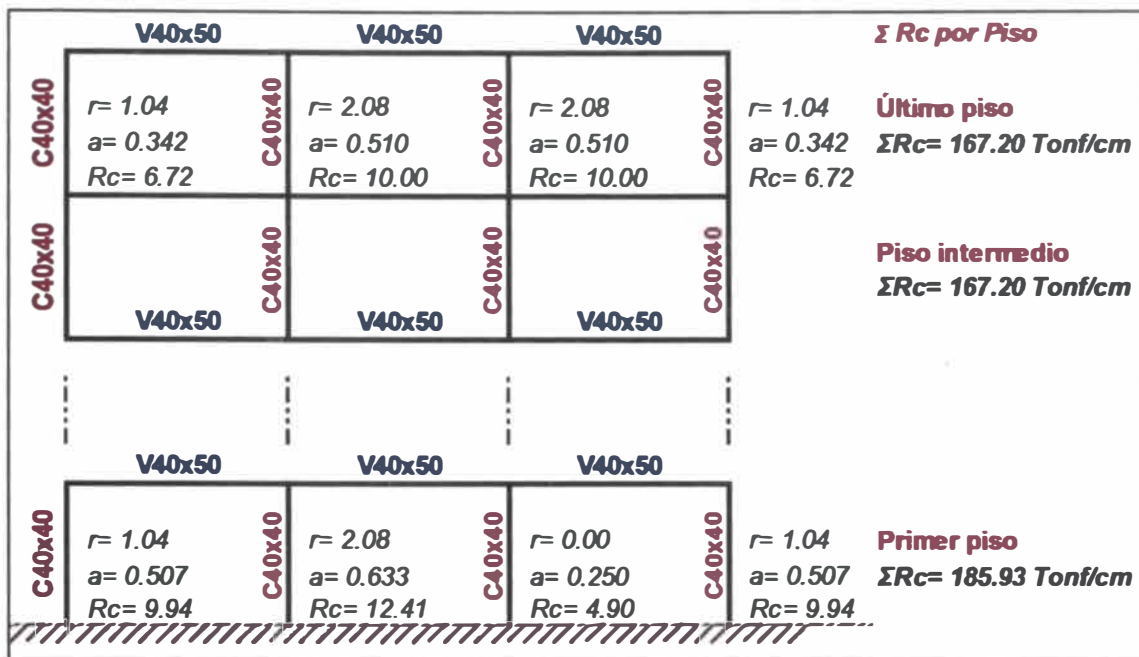


Figura N°3.06: Cálculo de las rigideces por piso según el método de Muto

Entonces se tendrán los siguientes valores de rigidez por piso:

Cuadro N°3.04: Rigidez de pisos

PISO	RIGIDEZ Tonf/cm
5	167.2
4	167.2
3	167.2
2	167.2
1	185.9

Fuente: Elaboración propia

En el Cuadro N°3.04 se observa que la rigidez por piso a partir del segundo son iguales, y se obtiene en el primer nivel una rigidez mayor; esto pasa en todas las edificaciones a estudiar.

A continuación, en el Cuadro N°3.05 se presentan las rigideces de las diferentes edificaciones a estudiar:

**Cuadro N°3.05: Rigidez por piso de cada estructura considerando vigas no infinitamente rígidas (Tonf/cm)**

N° Pisos	Nivel	EDIFICIOS				
		Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	Tipo 4	Tipo 5
5	1°	185.9	358.7	716.1	2238.9	5396.2
	2°; 3°... 5°	167.2	232.2	428.8	1308.7	3061.7
8	1°	185.9	358.7	716.1	2238.9	5396.2
	2°; 3°... 8°	167.2	232.2	428.8	1308.7	3061.7
10	1°	185.9	358.7	716.1	2238.9	5396.2
	2°; 3°... 10°	167.2	232.2	428.8	1308.7	3061.7
12	1°	185.9	358.7	716.1	2238.9	5396.2
	2°; 3°... 12°	167.2	232.2	428.8	1308.7	3061.7
15	1°	185.9	358.7	716.1	2238.9	5396.2
	2°; 3°... 15°	167.2	232.2	428.8	1308.7	3061.7
18	1°	185.9	358.7	716.1	2238.9	5396.2
	2°; 3°... 18°	167.2	232.2	428.8	1308.7	3061.7
20	1°	185.9	358.7	716.1	2238.9	5396.2
	2°; 3°... 20°	167.2	232.2	428.8	1308.7	3061.7
25	1°	185.9	358.7	716.1	2238.9	5396.2
	2°; 3°... 25°	167.2	232.2	428.8	1308.7	3061.7

Fuente: Elaboración propia

### c) Relación de rigideces

Se tiene que:

$$\rho = \frac{\sum_{\text{vigas}} EI_b/L_b}{\sum_{\text{columnas}} EI_c/L_c}$$

$$\rho = \frac{15 \times 694.44}{20 \times 666.67} = 0.78$$

## 3.2 TIPOS DE ANÁLISIS SÍSMICOS

En el Item 3.1 se definieron las propiedades de los materiales, la configuración estructural, los análisis y parámetros sísmicos y las cargas de diseño.

A continuación se muestran los tipos de análisis sísmicos a considerar en el presente estudio.

### 3.2.1 Método de Holzer considerando vigas infinitamente rígidas

#### - Análisis en edificio de 5 pisos, Tipo 1

- Matriz de masas

$$M_{est} = \begin{bmatrix} 0.453 & 0.0 & 0.0 & 0.0 & 0.0 \\ 0.0 & 0.453 & 0.0 & 0.0 & 0.0 \\ 0.0 & 0.0 & 0.453 & 0.0 & 0.0 \\ 0.0 & 0.0 & 0.0 & 0.453 & 0.0 \\ 0.0 & 0.0 & 0.0 & 0.0 & 0.453 \end{bmatrix} \left( \frac{S^2}{cm} \text{Tonf} \right)$$

M(5x5)

- Matriz de rigideces

$$K_{est} = \begin{bmatrix} 784.4 & -392.2 & 0.0 & 0.0 & 0.0 \\ -392.2 & 784.4 & -392.2 & 0.0 & 0.0 \\ 0.0 & -392.2 & 784.4 & -392.2 & 0.0 \\ 0.0 & 0.0 & -392.2 & 784.4 & -392.2 \\ 0.0 & 0.0 & 0.0 & -392.2 & 392.2 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{Tonf}}{cm} \right)$$

K(5x5)

- Periodos de vibración

Con el método de Holzer se obtienen los periodos para cada modo de vibración.

Cuadro N°3.06: Periodos de vibración

Modo	T (seg)
1	0.750
2	0.257
3	0.163
4	0.127
5	0.111

Fuente: Elaboración propia

El procedimiento para el cálculo de los periodos de vibración considerando vigas infinitamente rígidas se encuentra en el ANEXO 02.

- Vectores de vibración

$$v1 = \begin{bmatrix} 1.000 \\ 1.919 \\ 2.683 \\ 3.229 \\ 3.513 \end{bmatrix} \quad v2 = \begin{bmatrix} 1.000 \\ 1.310 \\ 0.715 \\ -0.373 \\ -1.204 \end{bmatrix} \quad v3 = \begin{bmatrix} 1.000 \\ 0.285 \\ -0.919 \\ -0.546 \\ 0.764 \end{bmatrix} \quad v4 = \begin{bmatrix} 1.000 \\ -0.831 \\ -0.310 \\ 1.088 \\ -0.594 \end{bmatrix} \quad v5 = \begin{bmatrix} 1.000 \\ -1.683 \\ 1.831 \\ -1.398 \\ 0.521 \end{bmatrix}$$

- **Modos de vibración**

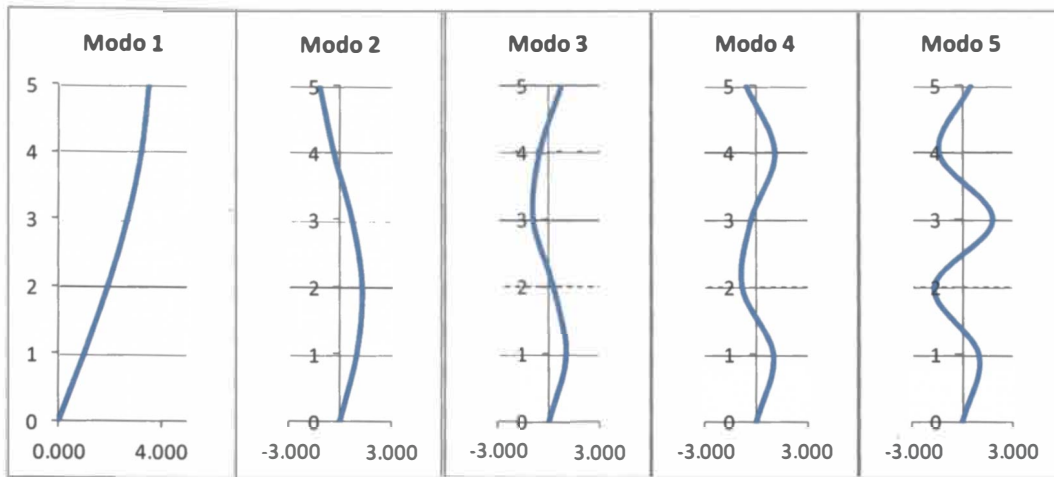


Figura N°3.07: Modos de vibración de edificio de 5 pisos, Tipo 1, con vigas infinitamente rígidas

- **Normalización de los vectores de vibración respecto a la matriz de masas**

$$\phi_1 = \begin{bmatrix} 0.253 \\ 0.485 \\ 0.677 \\ 0.815 \\ 0.887 \end{bmatrix} \quad \phi_2 = \begin{bmatrix} 0.677 \\ 0.887 \\ 0.485 \\ -0.253 \\ -0.815 \end{bmatrix} \quad \phi_3 = \begin{bmatrix} 0.887 \\ 0.253 \\ -0.815 \\ -0.485 \\ 0.677 \end{bmatrix} \quad \phi_4 = \begin{bmatrix} 0.815 \\ -0.677 \\ -0.253 \\ 0.887 \\ -0.485 \end{bmatrix} \quad \phi_5 = \begin{bmatrix} 0.485 \\ -0.815 \\ 0.887 \\ -0.677 \\ 0.253 \end{bmatrix}$$

- **Factores de participación de masa ( $\Gamma$ )**

$$\Gamma_1 = \begin{bmatrix} 1.411 \\ \Gamma_2 = 0.444 \\ \Gamma_3 = 0.234 \\ \Gamma_4 = 0.130 \\ \Gamma_5 = 0.060 \end{bmatrix}$$

- **Masas modales efectivas**

Se verifica que la sumatoria de los cuadrados de los factores de participación de masa es igual a la masa total de la edificación considerando cargas permanente y viva.

$$\Gamma_1^2 = \begin{bmatrix} 1.990 \\ \Gamma_2^2 = 0.197 \\ \Gamma_3^2 = 0.055 \\ \Gamma_4^2 = 0.017 \\ \Gamma_5^2 = 0.004 \end{bmatrix}$$

- **Porcentaje de masa participativa**

Cuadro N°3.07: Porcentaje de masa participativa

Modo	% Masa particip.	% Acumul.
1	87.953	87.95
2	8.718	96.67
3	2.422	99.09
4	0.751	99.84
5	0.157	100.00

Fuente: Elaboración propia

Para el edificio de 5 pisos, Tipo 1, se necesitan los primeros dos modos de vibración para poder superar el 90% de masa participativa que solicita la Norma E.030 como se observa en el Cuadro N°3.07.

A continuación se comprueba que:  $\Gamma_1 \cdot \phi_1 + \Gamma_2 \cdot \phi_2 + \dots + \Gamma_N \cdot \phi_N = 1$

$$\begin{matrix} \Gamma_1 \cdot \phi_1 & \Gamma_2 \cdot \phi_2 & \Gamma_3 \cdot \phi_3 & \Gamma_4 \cdot \phi_4 & \Gamma_5 \cdot \phi_5 & \\ \begin{bmatrix} 0.356 \\ 0.684 \\ 0.956 \\ 1.150 \\ 1.252 \end{bmatrix} & + \begin{bmatrix} 0.301 \\ 0.394 \\ 0.215 \\ -0.112 \\ -0.362 \end{bmatrix} & + \begin{bmatrix} 0.208 \\ 0.059 \\ -0.191 \\ -0.113 \\ 0.159 \end{bmatrix} & + \begin{bmatrix} 0.106 \\ -0.088 \\ -0.033 \\ 0.116 \\ -0.063 \end{bmatrix} & + \begin{bmatrix} 0.029 \\ -0.049 \\ 0.053 \\ -0.040 \\ 0.015 \end{bmatrix} & = \begin{bmatrix} 1.000 \\ 1.000 \\ 1.000 \\ 1.000 \\ 1.000 \end{bmatrix} \end{matrix}$$

- **Aceleración espectral (Sa)**

Con los parámetros sísmicos descritos en el ítem 3.1.3 se obtienen las aceleraciones espectrales para cada modo de vibración.

Cuadro N°3.08: Aceleraciones espectrales

Modo	T (seg)	C	Sa (cm/seg <sup>2</sup> )
1	0.750	1.33	<b>65.41</b>
2	0.257	2.50	<b>122.63</b>
3	0.163	2.50	<b>122.63</b>
4	0.127	2.50	<b>122.63</b>
5	0.111	2.50	<b>122.63</b>

Fuente: Elaboración propia

- **Vectores de pseudo desplazamiento**

Para cada modo de vibración se obtienen los siguientes vectores de pseudo desplazamiento:

$U_{1sd}$	$U_{2sd}$	$U_{3sd}$	$U_{4sd}$	$U_{5sd}$
0.332	0.062	0.017	0.005	0.001
0.637	0.081	0.005	-0.004	-0.002
0.890	0.044	-0.016	-0.002	0.002
1.072	-0.023	-0.009	0.006	-0.002
1.166	-0.074	0.013	-0.003	0.001

- Desplazamientos máximos relativos por modo  $\zeta_i - \zeta_{i-1}$

$\Delta_{1sd}$	$\Delta_{2sd}$	$\Delta_{3sd}$	$\Delta_{4sd}$	$\Delta_{5sd}$
0.332	0.062	0.017	0.005	0.001
0.305	0.019	-0.012	-0.010	-0.003
0.253	-0.037	-0.021	0.003	0.004
0.181	-0.067	0.006	0.007	-0.004
0.094	-0.051	0.022	-0.009	0.002

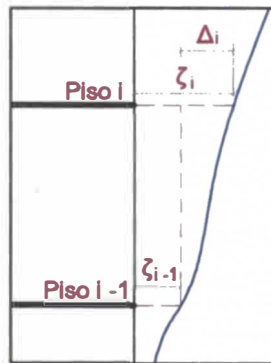


Figura N°3.08: Desplazamientos máximos relativos

- Distorsión Elástica y de Norma E.030

Para el cálculo de las distorsiones se considera la combinación modal de la Raíz cuadrada de la suma de cuadrados (RCSC).

Distorsión Elástica ( $\Delta/h_i$ )	Distorsión Norma E.030
$h_i = 320 \text{ cm}$	$0.75 \cdot R^*(\Delta/h_i)$
$\Delta/h_i = \begin{bmatrix} 0.0011 \\ 0.0010 \\ 0.0008 \\ 0.0006 \\ 0.0003 \end{bmatrix}$	$\Delta/h_i = \begin{bmatrix} 0.0063 \\ 0.0057 \\ 0.0048 \\ 0.0036 \\ 0.0021 \end{bmatrix}$

Se observa que todos los pisos cumplen las distorsiones máximas que solicita la Norma E.030.

- **Fuerzas inerciales asociadas a los desplazamientos máximos**

$$F1 = \begin{bmatrix} 10.546 \\ 20.238 \\ 28.291 \\ 34.051 \\ 37.053 \end{bmatrix} \quad F2 = \begin{bmatrix} 16.698 \\ 21.869 \\ 11.945 \\ -6.225 \\ -20.097 \end{bmatrix} \quad F3 = \begin{bmatrix} 11.526 \\ 3.281 \\ -10.592 \\ -6.295 \\ 8.800 \end{bmatrix} \quad F4 = \begin{bmatrix} 5.898 \\ -4.901 \\ -1.827 \\ 6.418 \\ -3.506 \end{bmatrix} \quad F5 = \begin{bmatrix} 1.602 \\ -2.695 \\ 2.933 \\ -2.239 \\ 0.835 \end{bmatrix}$$

### 3.2.2 Método de Holzer considerando vigas no infinitamente rígidas

#### - Análisis en edificio de 5 pisos, Tipo 1

- **Matriz de masas**

Se tiene la misma matriz de masas de las estructuras consideradas con vigas infinitamente rígidas del ítem 3.2.1.

- **Matriz de rigideces**

Se calcula de acuerdo al ítem 2.1.2(b).

$$K_{est} = \begin{bmatrix} 353.1 & -167.2 & 0.0 & 0.0 & 0.0 \\ -167.2 & 334.4 & -167.2 & 0.0 & 0.0 \\ 0.0 & -167.2 & 334.4 & -167.2 & 0.0 \\ 0.0 & 0.0 & -167.2 & 334.4 & -167.2 \\ 0.0 & 0.0 & 0.0 & -167.2 & 167.2 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{Tonf}}{\text{cm}} \right)$$

K(5x5)

- **Periodos de vibración**

Con el método de Holzer y con las nuevas rigideces se obtienen los periodos para cada modo de vibración.

**Cuadro N°3.09: Periodos de vibración**

Modo	T (seg)
1	1.128
2	0.387
3	0.247
4	0.193
5	0.170

Fuente: Elaboración propia

El procedimiento para el cálculo de los periodos de vibración con el método de Holzer se encuentra en el ANEXO 04.

De igual modo que para el análisis de estructuras con vigas infinitamente rígidas, se obtienen los vectores y modos de vibración, los factores de



participación de masas y masas modales efectivas. Luego se calcula el porcentaje de masa participativa.

- **Porcentaje de masa participativa**

Cuadro N°3.10: Porcentaje de Masa participativa

Modo	% Masa particip.	% Acumul.
1	86.943	86.94
2	9.091	96.03
3	2.779	98.81
4	0.965	99.78
5	0.221	100.00

Fuente: Elaboración propia

Para el edificio de 5 pisos, Tipo 1, se necesitan los primeros dos modos de vibración para poder superar el 90% de masa participativa que solicita la Norma E.030 como se observa en el Cuadro N°3.10.

A continuación se comprueba que:  $\Gamma_1 \cdot \phi_1 + \Gamma_2 \cdot \phi_2 + \dots + \Gamma_N \cdot \phi_N = 1$

$$\begin{matrix} \Gamma_1 \cdot \phi_1 & \Gamma_2 \cdot \phi_2 & \Gamma_3 \cdot \phi_3 & \Gamma_4 \cdot \phi_4 & \Gamma_5 \cdot \phi_5 & \\ \left[ \begin{array}{c} 0.328 \\ 0.874 \\ 0.842 \\ 0.520 \\ 0.000 \end{array} \right] & + & \left[ \begin{array}{c} 0.291 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \end{array} \right] & + & \left[ \begin{array}{c} 0.219 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \end{array} \right] & + & \left[ \begin{array}{c} 0.124 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \end{array} \right] & + & \left[ \begin{array}{c} 0.037 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \end{array} \right] & = & \left[ \begin{array}{c} 1.000 \\ 1.000 \\ 1.000 \\ 1.000 \\ 1.000 \end{array} \right]
 \end{matrix}$$

También se calculan las aceleraciones espectrales para cada modo y los desplazamientos máximos relativos por modo.

- **Distorsión Elástica y de Norma E.030**

Para el cálculo de las distorsiones se considera la combinación modal de la raíz cuadrada de la suma de cuadrados (RCSC).

Distorsión Elástica ( $\Delta/h_i$ )	Distorsión Norma E.030
$h_i = 320 \text{ cm}$	$0.75 \cdot R \cdot (\Delta/h_i)$
$\Delta/h_i = \left[ \begin{array}{c} 0.0015 \\ 0.0015 \\ 0.0013 \\ 0.0010 \\ 0.0006 \end{array} \right]$	$\Delta/h_i = \left[ \begin{array}{c} 0.0090 \\ 0.0090 \\ 0.0076 \\ 0.0061 \\ 0.0038 \end{array} \right]$
	Norma

Se observa que los tres primeros pisos no cumplen las distorsiones máximas que solicita la Norma E.030. Se recuerda que para el análisis de

estructuras con vigas infinitamente rígidas del ítem 3.2.1.1, todos los pisos no superan el valor límite de 0.007 indicado por la Norma E-0.30

- **Fuerzas inerciales asociadas a los desplazamientos máximos**

$$F1 = \begin{bmatrix} 6.464 \\ 13.110 \\ 18.654 \\ 22.631 \\ 24.706 \end{bmatrix} \quad F2 = \begin{bmatrix} 16.159 \\ 22.618 \\ 12.965 \\ -5.924 \\ -20.592 \end{bmatrix} \quad F3 = \begin{bmatrix} 12.167 \\ 4.347 \\ -11.101 \\ -7.070 \\ 9.367 \end{bmatrix} \quad F4 = \begin{bmatrix} 6.901 \\ -5.201 \\ -2.399 \\ 7.278 \\ -3.901 \end{bmatrix} \quad F5 = \begin{bmatrix} 2.041 \\ -3.231 \\ 3.437 \\ -2.595 \\ 0.963 \end{bmatrix}$$

### 3.2.3 Análisis sísmico usando programa Etabs

Mediante el programa Etabs se van a calcular las fuerzas inerciales de las edificaciones en estudio, y se van a comparar con los métodos descritos anteriormente. A continuación se va a analizar, como ejemplo, la edificación de 5 pisos, Tipo 4, debido a que ésta cumple con las distorsiones máximas de entrepiso y demás solicitaciones establecidas por la Norma E-0.30.

#### a) Características del concreto a usar

A continuación se mencionan los datos ingresados al programa Etabs:

$$f'c = 280.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E = 2500998.0 \text{ Kgf/cm}^2$$

#### b) Configuración en planta de edificio de 5 pisos, tipo 4

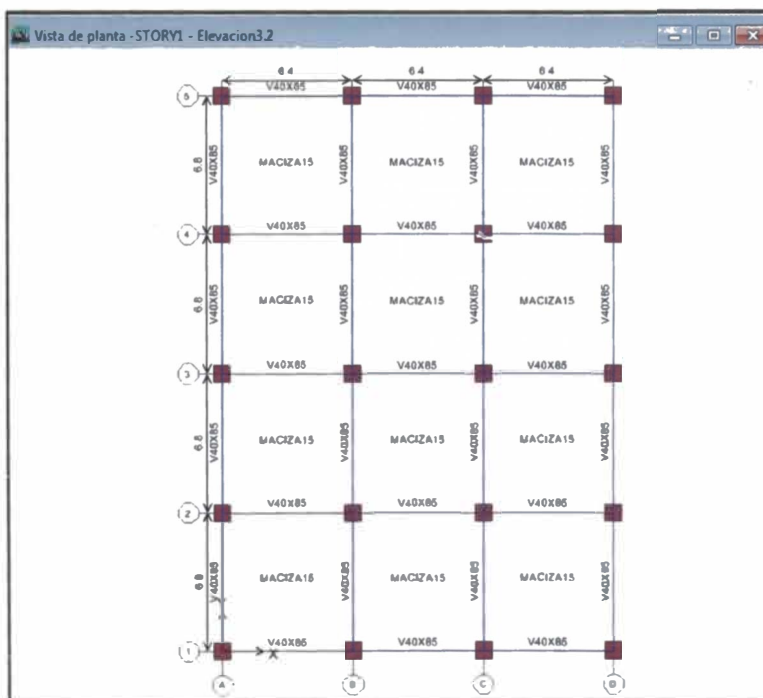


Figura N°3.09: Vista en planta de la estructura de 5 pisos, Tipo 4

### c) Configuración en elevación de la estructura 5 pisos, Tipo 4

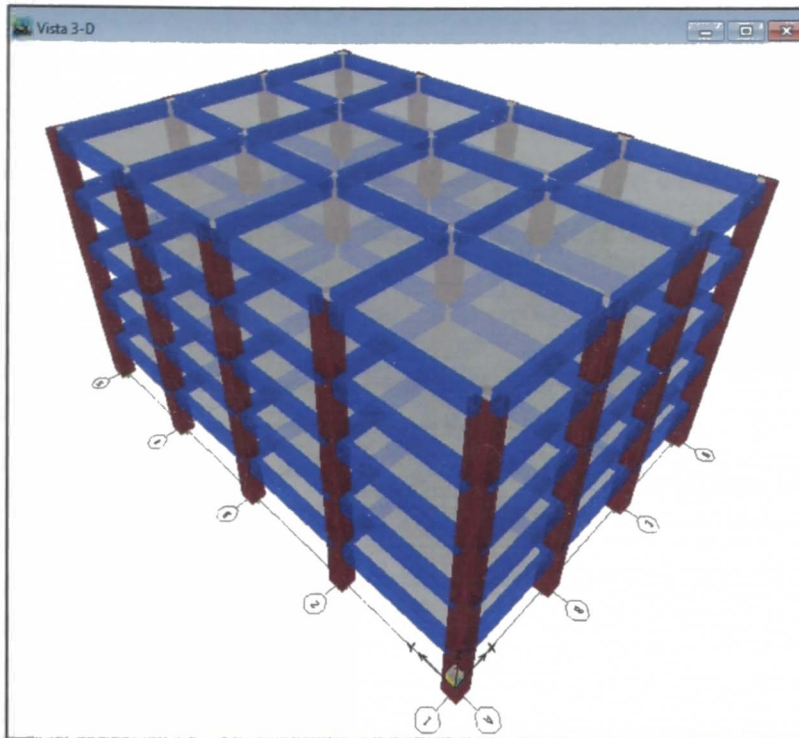


Figura N°3.10: Vista en elevación de la estructura de 5 pisos, tipo 4

### d) Peso de la edificación

El programa considera el 100% de la carga permanente y un 25% de la carga viva, adicional.

### e) Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga a usar son:

Comb. 01:  $1.4 \times \text{Carga Muerta} + 1.7 \times \text{Carga Viva}$

Comb. 02:  $1.25 \times \text{Carga Muerta} + 1.25 \times \text{Carga Viva} + \text{Sismo X}$

Comb. 03:  $1.25 \times \text{Carga Muerta} + 1.25 \times \text{Carga Viva} - \text{Sismo X}$

Comb. 04:  $1.25 \times \text{Carga Muerta} + 1.25 \times \text{Carga Viva} + \text{Sismo Y}$

Comb. 05:  $1.25 \times \text{Carga Muerta} + 1.25 \times \text{Carga Viva} - \text{Sismo Y}$

Comb. 06:  $0.9 \times \text{Carga Muerta} + \text{Sismo X}$

Comb. 07:  $0.9 \times \text{Carga Muerta} - \text{Sismo X}$

Comb. 08:  $0.9 \times \text{Carga Muerta} + \text{Sismo Y}$

Comb. 09:  $0.9 \times \text{Carga Muerta} - \text{Sismo Y}$

Comb. Envoltente: Comb. 01 + Comb. 02 + Comb.03 + Comb.04 + Comb.05 +

Comb.06 + Comb.07 + Comb.08 + Comb.09

### f) Periodos y factores de participación de masa

A continuación, en la Cuadro N°3.11 se muestran los periodos y los factores de participación de masa obtenidos desde el programa Etabs. Aquí se aprecian cinco modos de vibración que tienen la dirección en el eje x son el 1º; 4º; 7º; 10º y 13º. En la dirección del eje y se tienen otros 5 modos de vibración, al igual que los modos rotacionales que tienen un mínimo porcentaje de participación de masa.

**Cuadro N°3.11: Factores de participación de masa según Etabs**

Modo	% Masa particip.	% Acumul.
1	81.668	<b>81.67</b>
2	11.111	<b>92.78</b>
3	4.484	97.26
4	2.102	99.36
5	0.635	100.00

Fuente: Elaboración propia

Se puede observar que para superar el 90% de la masa participativa se necesitan considerar dos modos de vibración.

### g) Cortantes de entrepiso

El cálculo de las cortantes de entrepiso se procede a realizarlo mediante la opción de combinación de respuestas de 'valores absolutos', esto para calcular las fuerzas de entrepiso, ya que el Etabs no ofrece valores directos de fuerzas inerciales, sino ya combinadas; por ello se procede a extraer los valores de cortantes considerando 1º; 4º; 7º; 10º y 13º modos de vibración, que vienen a ser en este caso la suma de 1; 2; 3; 4 y 5 modos de vibración en el eje x respectivamente. A partir de tales resultados, mediante hoja de cálculo en Excel, se obtienen las fuerzas de entrepiso necesarias para calcular el momento de volteo y el cortante basal en el edificio.

En el Cuadro N°3.12 se muestran los valores de cortantes de entrepiso mediante la combinación 'ABS' considerando 1; 2; 3; 4 y 5 modos de vibración.

**Cuadro N°3.12: Cortantes de entrepiso (Tonf), considerando suma de modos**

Piso	Modos combinados (ABS)				
	1°	1° al 2°	1° al 3°	1° al 4°	1° al 5°
5	84.67	114.06	128.54	134.77	136.34
4	166.34	200.35	200.50	207.97	211.19
3	230.35	241.14	256.19	256.59	260.51
2	271.10	292.83	295.15	302.13	305.63
1	286.95	326.63	342.64	350.15	352.42

Fuente: Elaboración propia

### h) Fuerzas inerciales de entrepiso

Mediante cálculos en Excel se obtienen las fuerzas inerciales de entrepiso que se muestran a continuación.

**Cuadro N°3.13: Fuerzas inerciales de entrepiso (Tonf) por modo según Etabs**

Piso	Modo				
	1	2	3	4	5
5	84.67	-29.39	14.48	-6.23	1.57
4	81.67	-4.62	-14.33	13.70	-4.79
3	64.01	23.22	-15.20	-7.87	7.14
2	40.75	32.52	12.73	-6.58	-7.42
1	15.85	17.95	18.33	14.49	5.77

Fuente: Elaboración propia

### i) Momento de volteo y Cortante basal

Con las fuerzas calculadas en el Cuadro N°3.13 se procede a calcular el momento de volteo y el cortante basal para cada modo de vibración en el eje x. Estos valores de momento de volteo y cortante basal obtenidos para cada modo, luego se combinan por tres métodos y se obtienen los resultados del Cuadro N°3.14.

Cuadro N°3.14: Valores de momento de volteo y cortante basal por modo y por cada tipo de combinación modal

Piso	Altura de Piso "h" (m)	Fuerzas de entrapso en el modo i (Tonf)					Fuerza x (Altura Acum. de Piso) en el modo i (Tonf.m)					COMBINACIÓN RCSC Considerando la suma de 'N' modos				COMBINACIÓN RME (NORMA E-030) Considerando la suma de 'N' modos				COMBINACIÓN CQC Considerando la suma de 'N' modos												
		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	1+2	1+2+3	1+2+3+4	100%MP	1	1+2	1+2+3	1+2+3+4	100%MP	1	1+2	1+2+3	1+2+3+4	100%MP						
5	3.20	84.67	-29.39	14.48	-6.23	1.57	1354.72	-470.24	231.68	-99.68	25.12																					
4	3.20	81.67	-4.62	-14.33	13.70	-4.79	1045.38	-59.14	-183.42	175.36	-61.31																					
3	3.20	64.01	23.22	-15.20	-7.87	7.14	614.50	222.91	-145.92	-75.55	68.54																					
2	3.20	40.75	32.52	12.73	-6.58	-7.42	260.80	208.13	81.47	-42.11	-47.49																					
1	3.20	15.85	17.95	18.33	14.49	5.77	50.72	57.44	58.66	46.37	18.46																					
<b>MOMENTO DE VOLTEO (Tonf.m)</b>												3326.11	3326.36	3326.63	3326.64	3326.64	3326.11	3336.52	3347.34	3348.44	3349.28	3326.11	3326.15	3326.11	3326.47	3326.48						
<b>CORTANTE (Tonf)</b>												286.95	39.68	16.01	7.51	2.27	286.95	39.68	16.01	7.51	2.27	286.95	286.95	286.92	303.25	305.20	305.78	286.95	289.89	290.40	290.53	290.55



$$r_o \approx \left( \sum_{i=1}^N \rho_{in} r_{io} r_{no} \right)^{1/2}$$

$$r = 0.25 \cdot \sum_{i=1}^m r_i + 0.75 \cdot \sum_{i=1}^m r_i^2$$

$$R = \sum_{i=1}^N r_i$$

$$\frac{M_R}{M_V} \geq 1.5$$

MOMENTO RESISTENTE

$$M_{Rt} = 27217.40 \text{ Tonf.m}$$

$$M_{Rb} = 38104.36 \text{ Tonf.m}$$

FSV=

Eneje x= 8.18

Eneje y= 11.45

FSV=

Eneje x= 8.13

Eneje y= 11.38

FSV=

Eneje x= 8.18

Eneje y= 11.45

Fuente: Elaboración propia

### 3.3 COMPARACIÓN DE LOS DISTINTOS MÉTODOS DE ANÁLISIS DINÁMICOS A ESTUDIAR

#### 3.3.1 Fuerzas inerciales por distintos métodos de análisis dinámicos

En el presente análisis se van a tomar en cuenta sólo las edificaciones de 5; 15; 20 y 25 pisos; en éstas edificaciones se van a comparar sólo aquellas que tienen columnas con vigas Tipo 4 y 5, debido a que, en su mayoría, cumplen con las solicitaciones de la Norma E-0.30. Además sólo se va a comparar el primer modo de vibración en los edificios del mismo número de pisos.

#### a) Comparación de las fuerzas inerciales en edificios de 5 pisos

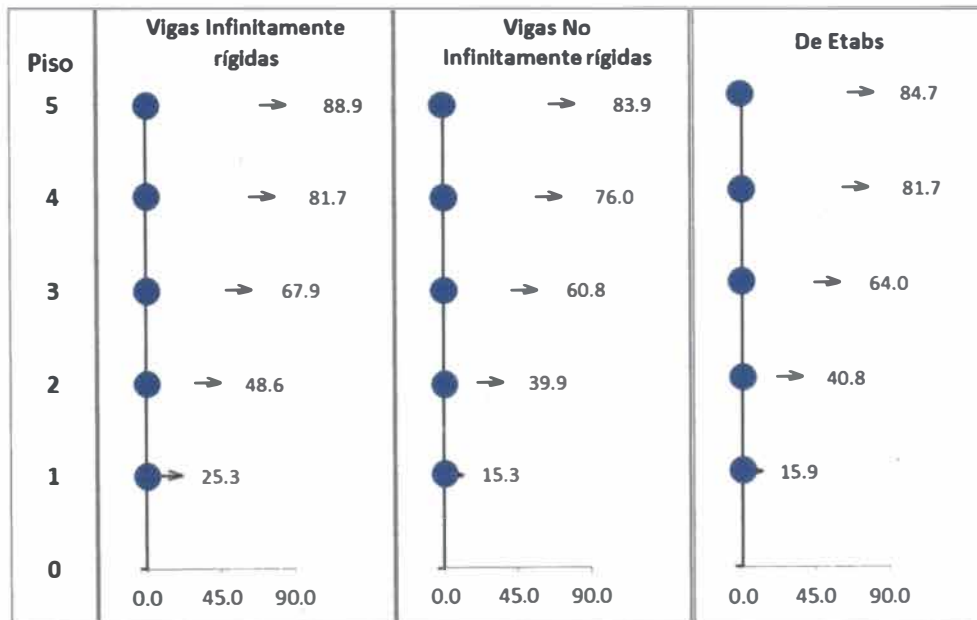


Figura N°3.11: Comparación de las fuerzas de Inercia en el 1º modo de vibración para un edificio de 5 pisos, Tipo 4

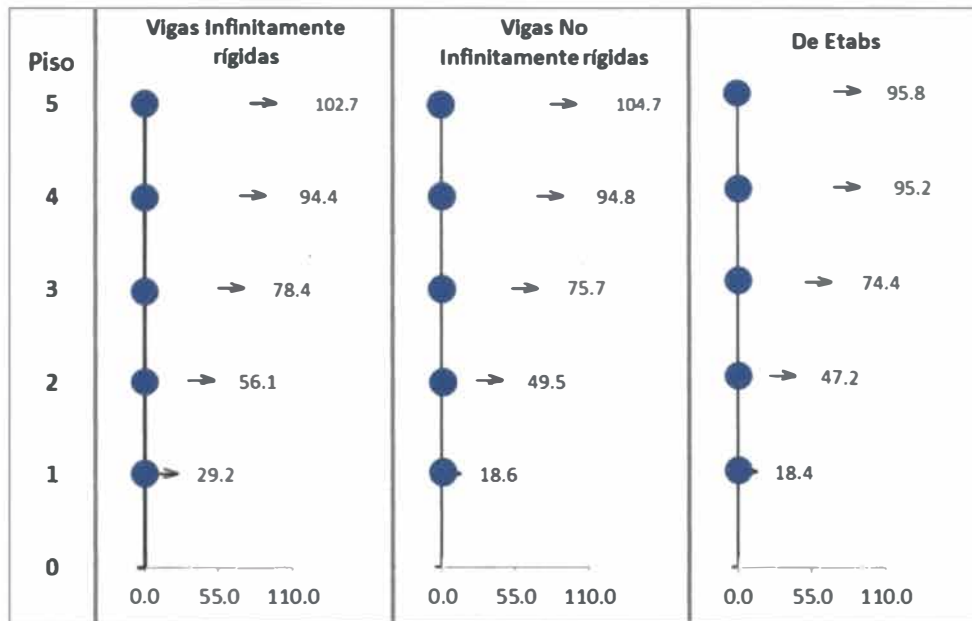


Figura N°3.12: Comparación de las fuerzas de Inercia en el 1º modo de vibración para un edificio de 5 pisos, Tipo 5

En la Figura N°3.11 y 3.12 se observa que para edificios de 5 pisos, las fuerzas de inercia en el primer modo de vibración son mayores para las estructuras con vigas infinitamente rígidas comparándolas con aquellas donde se emplean vigas no infinitamente rígidas y donde se usa el programa Etabs.

En los edificios, cuando se usan columnas C80x80 con vigas V40x85 (Figura N°3.11) se observa una diferencia en las fuerzas de un 6% entre las estructuras con vigas infinitamente rígidas y las analizadas con programa Etabs, siendo mayores las del primer método; esta diferencia se incrementa si se comparan los pisos inferiores.

De modo similar sucede con las estructuras que tienen columnas C100x100 con vigas V40x110 (Figura N°3.12).

De esto se concluye que mientras más rígidas o mayores dimensiones tengan sus elementos vigas-comunas, las fuerzas en los pisos serán mayores y la diferencia en los resultados de los tres métodos para el cálculo de las fuerzas serán menores.

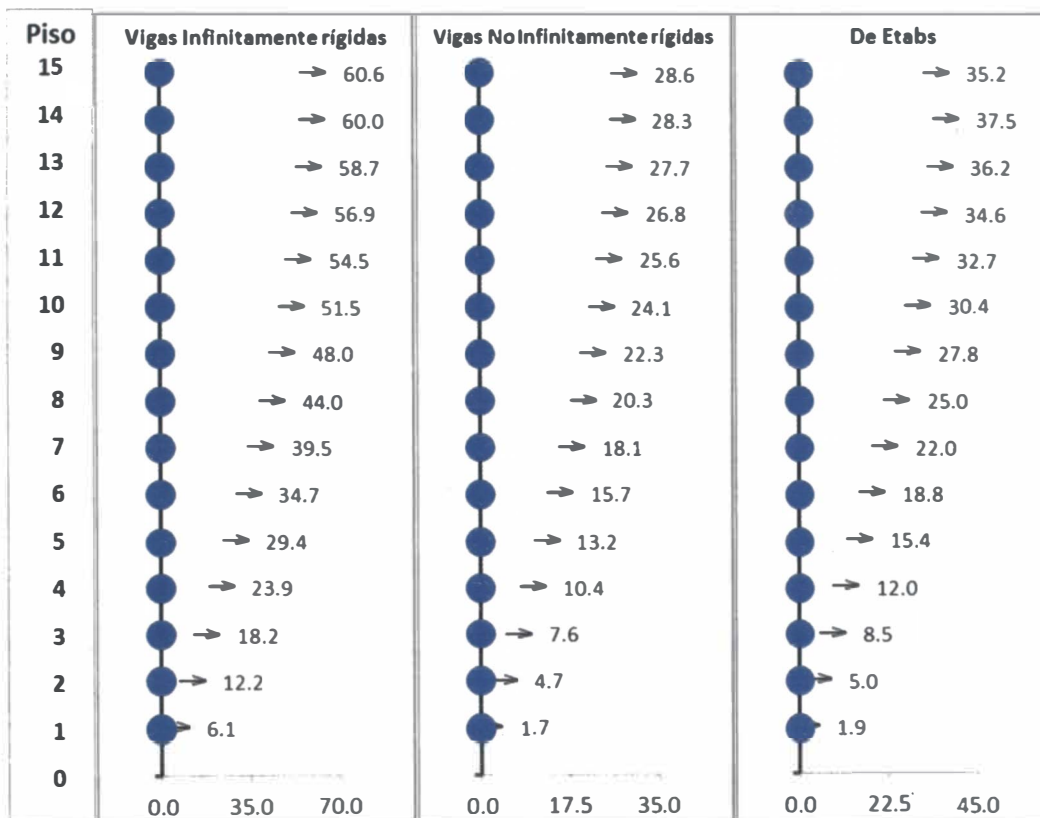
Al evaluar las respuestas de las edificaciones con vigas no infinitamente rígidas se observa que los resultados son menores que los otros dos métodos, salvo



cuando se emplean columnas C100x100, donde las fuerzas son mayores en casi todos los pisos.

De manera similar se cumplen estas diferencias cuando se comparan las respuestas en los modos superiores de vibración.

**b) Comparación de las fuerzas de inercia en edificios de 15 pisos**



**Figura N°3.13: Comparación de las fuerzas de Inercia en el 1º modo de vibración para un edificio de 15 pisos, Tipo 4**

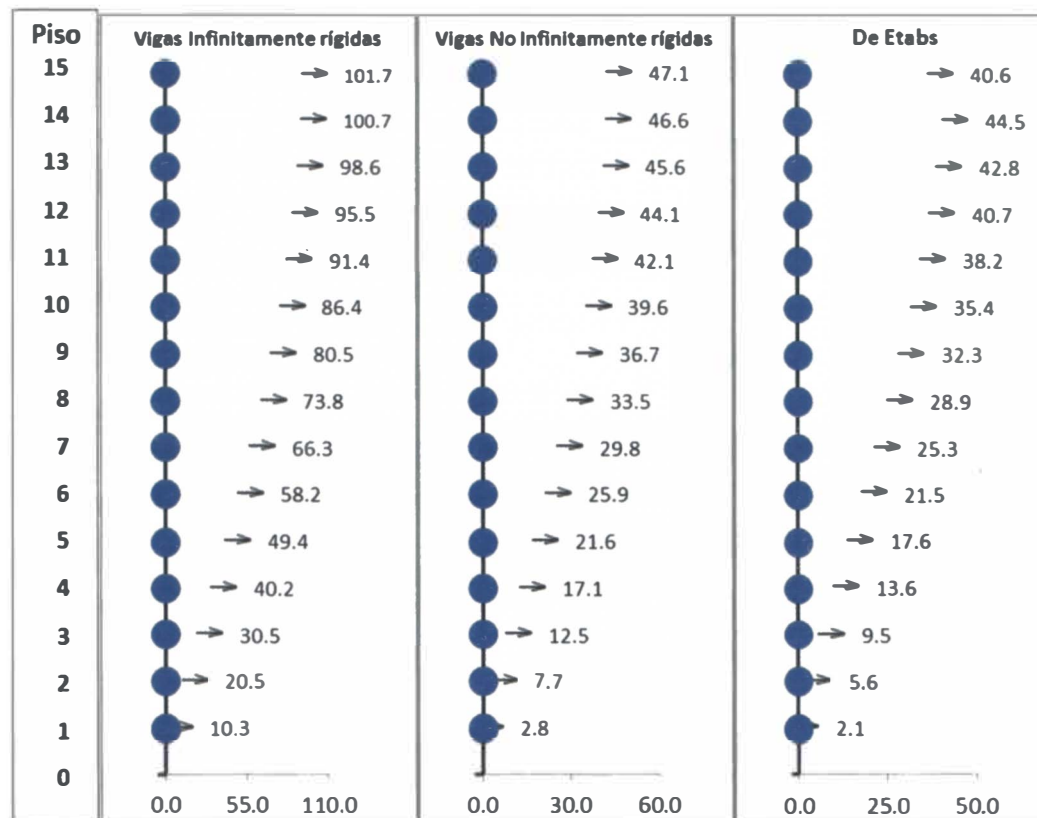


Figura N°3.14: Comparación de las fuerzas de Inercia en el 1º modo de vibración para un edificio de 15 pisos, Tipo 5

A continuación se enuncia la comparación de las fuerzas en edificios de 15 pisos con diferentes rigideces:

Cuando se usan columnas C80x80 con vigas V40x85 (Figura N°3.13) se observa una diferencia en el valor de las fuerzas de un 70% entre las estructuras analizadas con vigas infinitamente rígidas y las del programa Etabs, siendo mayores las del primer método. Pero las respuestas del programa Etabs son mayores que las obtenidas al hacer el análisis con vigas no infinitamente rígidas en todos los pisos de la estructura.

Cuando se analizan estructuras con columnas C100x100 con vigas V40x110 (Figura N°3.14) se observa que las fuerzas son menores cuando se usa el programa Etabs comparándola con los otros dos métodos, siendo similares los resultados de las estructuras con vigas no infinitamente rígidas y del programa Etabs.

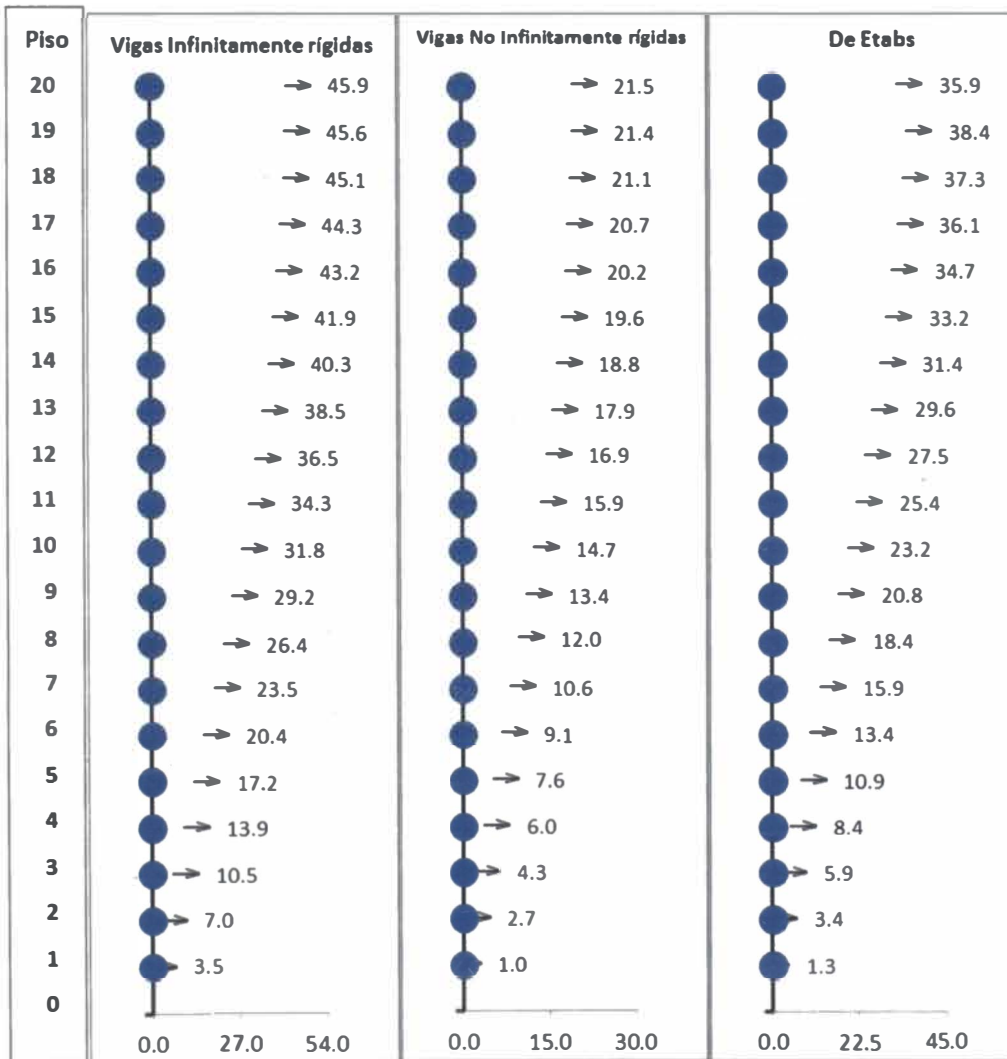
De esto se concluye que mientras más rígidas o mayores dimensiones tengan sus elementos vigas-comunas, las fuerzas en los pisos serán mayores y los

valores de las fuerzas en los pisos de las estructuras con vigas no infinitamente rígidas y las del programa Etabs se acercarán más.

Al evaluar las respuestas de las edificaciones con vigas no infinitamente rígidas se observa que los resultados son menores que los otros dos métodos, salvo cuando se comparan las estructuras con columnas C100x100 con vigas V40x110.

De manera similar se cumplen estas diferencias cuando se comparan las respuestas en los modos superiores de vibración.

**c) Comparación de las fuerzas de inercia en edificios de 20 pisos**



**Figura N°3.15: Comparación de las fuerzas de Inercia en el 1º modo de vibración para un edificio de 20 pisos, Tipo 4**

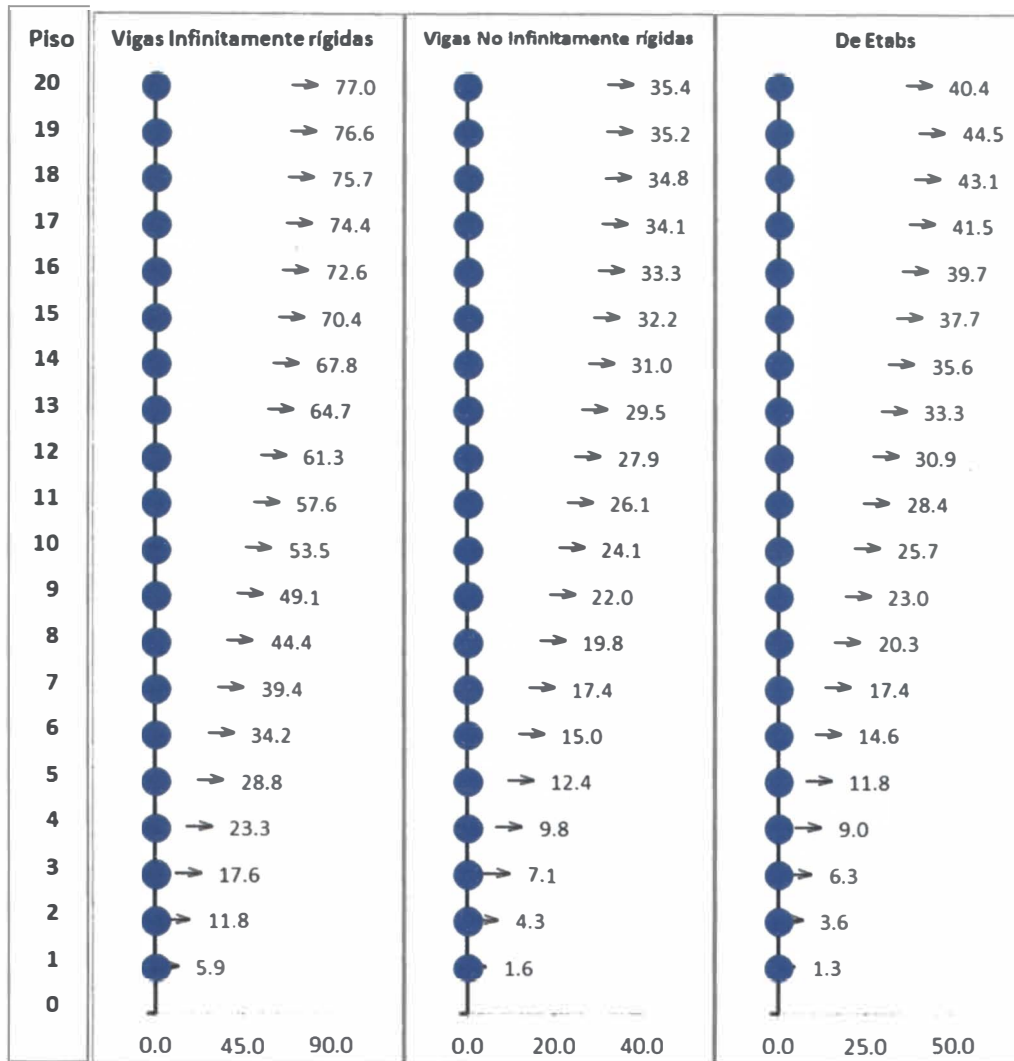


Figura N°3.16: Comparación de las fuerzas de Inercia en el 1º modo de vibración para un edificio de 20 pisos, Tipo 5

A continuación se enuncia la comparación de las fuerzas en edificios de 20 pisos con diferentes rigideces:

Cuando se usan columnas C80x80 con vigas V40x85 (Figura N°3.15) se observa una diferencia en las fuerzas de un 18% entre las estructuras analizadas con vigas infinitamente rígidas y las del programa Etabs, siendo mayores las del primer método. Pero las respuestas del programa Etabs son mayores que las obtenidas al hacer el análisis con vigas no infinitamente rígidas en todos los pisos de la estructura.

Cuando se analizan estructuras con columnas C100x100 con vigas V40x110 (Figura N°3.16) se observa que las fuerzas son menores en las estructuras con

vigas no infinitamente rígidas; siendo la diferencia menor (20% en promedio) si se compara con los resultados del programa Etabs.

De esto se concluye que mientras más rígidas o mayores dimensiones tengan sus elementos vigas-comunas, las fuerzas en los pisos serán mayores y los valores de las fuerzas en los pisos de las estructuras con vigas no infinitamente rígidas y las del programa Etabs se acercarán más.

Al evaluar las respuestas de las edificaciones con vigas no infinitamente rígidas se observa que los resultados son menores que los otros dos métodos.

De manera similar se cumplen estas diferencias cuando se comparan las respuestas en los modos superiores de vibración.

d) Comparación de las fuerzas de inercia en edificios de 25 pisos

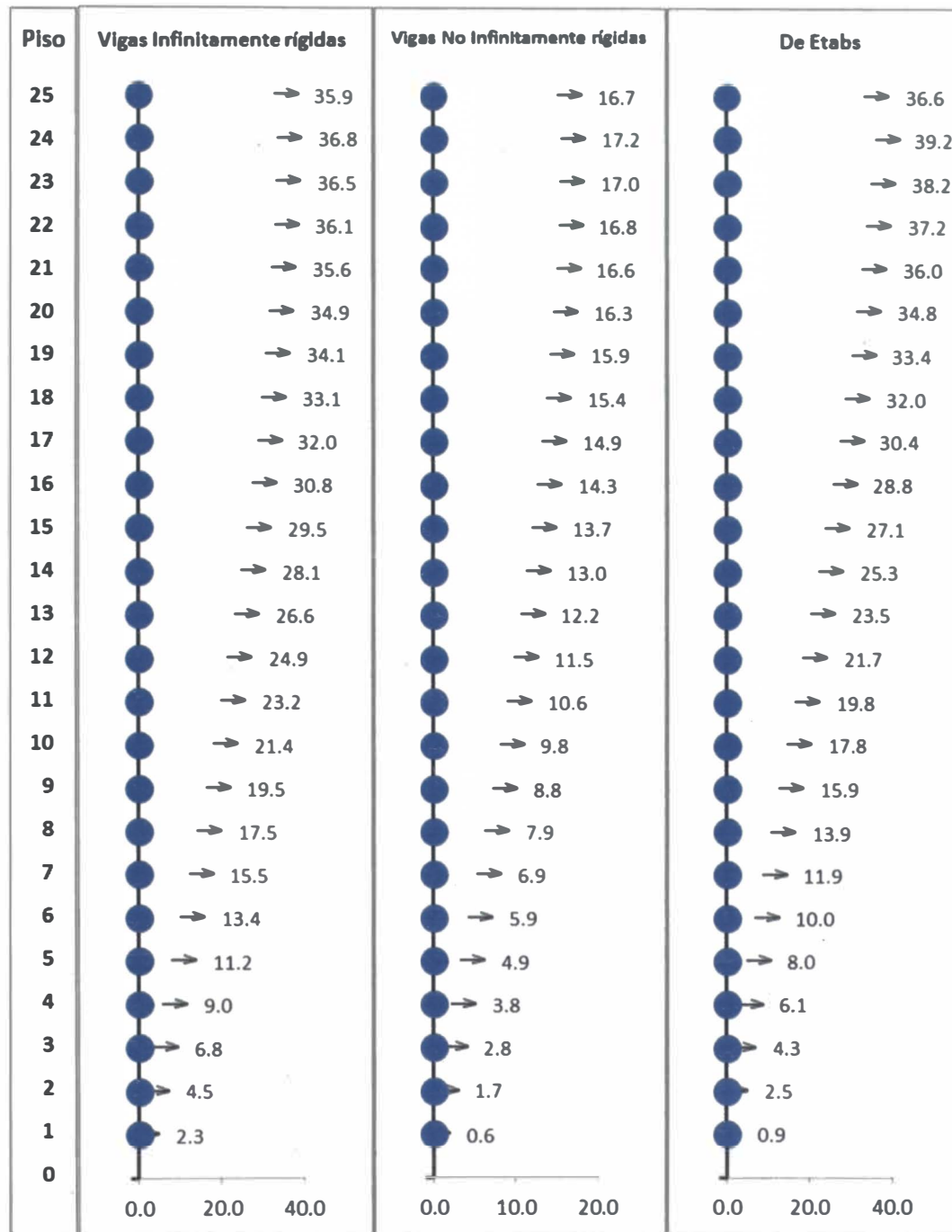


Figura N°3.17: Comparación de las fuerzas de Inercia en el 1º modo de vibración para un edificio de 25 pisos, Tipo 4

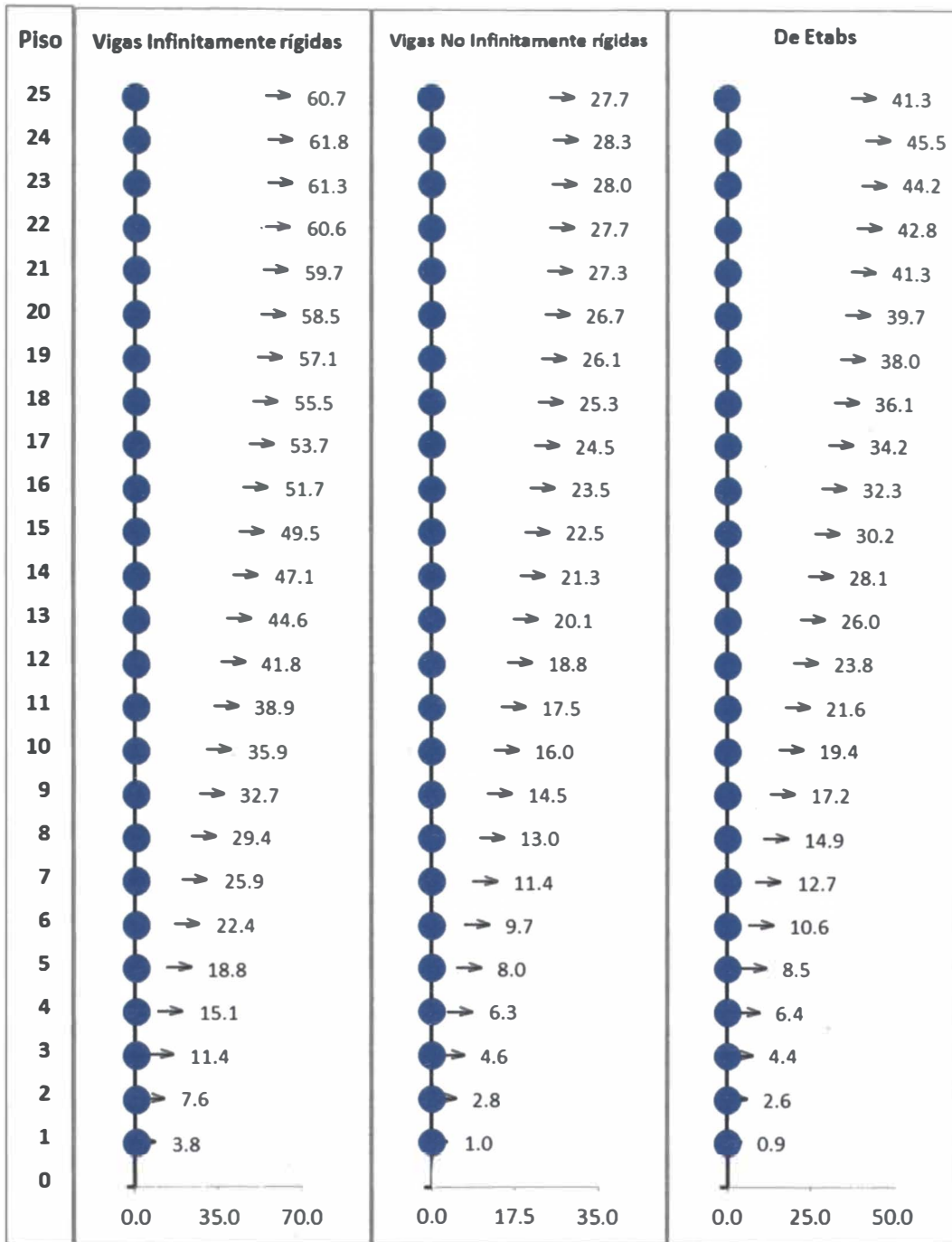


Figura N°3.18: Comparación de las fuerzas de Inercia en el 1º modo de vibración para un edificio de 25 pisos, Tipo 5

A continuación se enuncia la comparación de las fuerzas en edificios de 25 pisos con diferentes rigideces:

Cuando se usan columnas C80x80 con vigas V40x85 (Figura N°7.17) se observa una similitud en el valor de las fuerzas entre las estructuras analizadas con el

programa Etabs y las que poseen vigas infinitamente rígidas, siendo ligeramente mayor mayores las del Etabs (diferencia de 4% aproximadamente). Esta diferencia se incrementa (100% aproximadamente) si se comparan las respuestas del Etabs con las de las estructuras con vigas no infinitamente rígidas.

Cuando se analizan estructuras con columnas C100x100 con vigas V40x110 (Figura N°3.18) se observa que las fuerzas son mayores cuando se utilizan estructuras con vigas infinitamente rígidas. La diferencia es de un 35% si se compara con los resultados del programa Etabs.

De esto se concluye que mientras más rígidas o mayores dimensiones tengan sus elementos vigas-comunas, las fuerzas en los pisos serán mayores.

Al evaluar las respuestas de las edificaciones con vigas no infinitamente rígidas se observa que los resultados son menores que los otros dos métodos.

De manera similar se cumplen estas diferencias cuando se comparan las respuestas en los modos superiores de vibración.

### **3.3.2 Distorsiones de entrepiso por distintos métodos de análisis dinámicos**

#### **a) Distorsiones de entrepiso usando vigas infinitamente rígidas**

Al calcular las distorsiones de entrepiso se obtiene que todas las edificaciones, en todos sus niveles, cumplen con la distorsión máxima que establece la Norma E-0.30 para estructuras aporticadas.

#### **b) Distorsiones de entrepiso usando vigas no infinitamente rígidas**

Al calcular las distorsiones de entrepiso se obtiene que casi todas las edificaciones, en todos sus niveles, cumplen con la distorsión máxima que establece la Norma E-0.30 para estructuras aporticadas. Las excepciones son:

Edificio de 5 pisos, Tipo 1, donde en 3 niveles se supera la distorsión máxima.

Edificio de 5 pisos, Tipo 2, donde en un nivel se supera la distorsión máxima.



### c) Distorsiones de entrepiso usando programa Etabs

Usando el programa Etabs se obtiene el siguiente cuadro de número de pisos que no cumplen la distorsión máxima de la Norma E-0.30:

Cuadro N°3.15: Número de pisos que no cumplen distorsión máxima de Norma E-0.30, para cada edificio

EDIFICIO	N° PISOS							
	5	8	10	12	15	18	20	25
Tipo 1	3	3	8	11	14	18	20	25
Tipo 2	1	2	8	10	13	17	19	25
Tipo 3	0	0	4	6	11	15	17	24
Tipo 4	0	0	0	0	0	0	3	17
Tipo 5	0	0	0	0	0	0	0	0

Fuente: Elaboración propia

#### 3.3.3 Elección del tipo de análisis dinámico a usar

Según la comparación de las fuerzas de inercia de los distintos métodos de análisis dinámicos, se puede decir que los resultados del programa Etabs son los más adecuados para el análisis, ya que considera el giro en los nudos, y un modelo acoplado, a diferencia de los análisis dinámicos utilizando métodos iterativos como el de Holzer que considera modelos cercanamente acoplados, aun tratando de considerar giro en los nudos aplicando el método de Muto, se logra tener una matriz tridiagonal de rigideces; esto no sucede al aplicar el programa Etabs ya que éste lo desarrolla mediante el método de los elementos finitos.

De acuerdo al cálculo de las distorsiones de entrepiso, se observa que, al analizar las estructuras con métodos iterativos (Holzer), prácticamente todas las estructuras cumplen la distorsión máxima que establece la Norma E-0.30; lo que no sucede con los resultados del programa Etabs, como se puede observar en el Cuadro N°3.15; entonces, el programa nos ofrece resultados más precisos. Por lo tanto, el método a considerar para el análisis del momento de volteo y el cortante basal será mediante el programa Etabs.

A continuación se presentan las características principales de los edificios a estudiar.

**Cuadro N°3.16: Características principales de los edificios a estudiar**

EN EDIFICIO		N° PISOS							
		5	8	10	12	15	18	20	25
<b>Tipo 1</b> C40x40 V40x50	N° Modos cumplen 90%MP	2	2	2	2	2	2	2	2
	% contrib. de Modos 90%MP	94.24	92.40	91.81	91.43	91.05	90.79	90.66	90.38
	N° pisos no cumplen distorsiones de RNE-E.030	3	3	8	11	14	18	20	25
	Periodo fundamental T1 (s)	1.06	1.69	2.12	2.56	3.23	3.92	4.39	5.64
	N° pisos no cumplen área mínima de columnas	1	4	6	8	12	15	19	23
	SEGÚN NORMA E.030 Vb(Dinám.) ≥ 80%Vb(Est.)	NO	NO	NO	NO	--	--	--	--
<b>Tipo 2</b> C50x50 V40x50	N° Modos cumplen 90%MP	2	2	2	2	2	2	2	3
	% contrib. de Modos 90%MP	93.00	91.24	90.77	90.49	90.25	90.10	90.02	93.35
	N° pisos no cumplen distorsiones de RNE-E.030	1	2	8	10	13	17	19	25
	Periodo fundamental T1 (s)	0.88	1.43	1.81	2.18	2.76	3.36	3.77	4.83
	N° pisos no cumplen área mínima de columnas	0	0	2	4	7	10	13	18
	SEGÚN NORMA E.030 Vb(Dinám.) ≥ 80%Vb(Est.)	NO	NO	NO	NO	--	--	--	--
<b>Tipo 3</b> C60x60 V40x50	N° Modos cumplen 90%MP	2	2	2	2	2	3	3	3
	% contrib. de Modos 90%MP	92.79	91.02	90.56	90.29	90.06	93.45	93.36	93.22
	N° pisos no cumplen distorsiones de RNE-E.030	0	0	4	6	11	15	17	24
	Periodo fundamental T1 (s)	0.66	1.09	1.37	1.66	2.11	2.58	2.90	3.74
	N° pisos no cumplen área mínima de columnas	0	0	0	0	3	5	7	14
	SEGÚN NORMA E.030 Vb(Dinám.) ≥ 80%Vb(Est.)	NO	NO	NO	SI	--	--	--	--
<b>Tipo 4</b> C80x80 V40x85	N° Modos cumplen 90%MP	2	2	2	2	3	3	3	3
	% contrib. de Modos 90%MP	92.78	90.97	90.48	90.20	93.58	93.38	93.28	93.12
	N° pisos no cumplen distorsiones de RNE-E.030	0	0	0	0	0	0	3	17
	Periodo fundamental T1 (s)	0.41	0.67	0.86	1.04	1.34	1.65	1.86	2.45
	N° pisos no cumplen área mínima de columnas	0	0	0	0	0	0	0	2
	SEGÚN NORMA E.030 Vb(Dinám.) ≥ 80%Vb(Est.)	SI	SI	SI	SI	--	--	--	--
<b>Tipo 5</b> C100x100 V40x110	N° Modos cumplen 90%MP	2	2	2	2	3	3	3	3
	% contrib. de Modos 90%MP	92.77	90.90	90.40	90.08	93.51	93.29	93.19	93.01
	N° pisos no cumplen distorsiones de RNE-E.030	0	0	0	0	0	0	0	0
	Periodo fundamental T1 (s)	0.29	0.48	0.61	0.75	0.97	1.21	1.38	1.84
	N° pisos no cumplen área mínima de columnas	0	0	0	0	0	0	0	0
	SEGÚN NORMA E.030 Vb(Dinám.) ≥ 80%Vb(Est.)	SI	SI	SI	SI	--	--	--	--

 No cumplen con Norma E-0.30       Cumplen con Norma E-0.30

Fuente: Elaboración propia

Del cuadro anterior se concluye que las edificaciones a estudiar serán solo del Tipo 4 y 5.

A continuación se presentan las curvas de variación de la distorsión de entrepiso con el número de pisos.

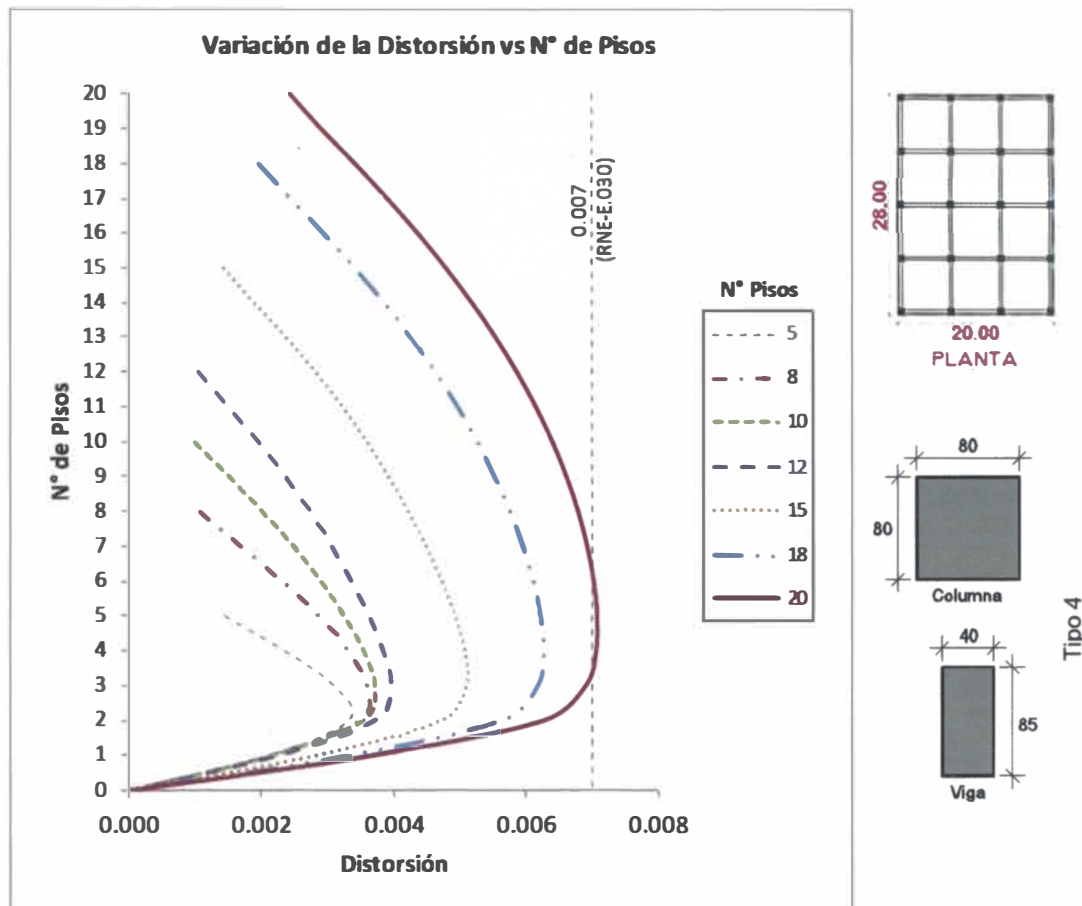


Figura N°3.19: Variación de la distorsión de entrepiso vs N° de Pisos en edificios Tipo 4, según Etabs

En la Figura N°3.19 y según el Cuadro N°3.16 se observa que las edificaciones Tipo 4 que cumplen los requisitos de la Norma E-0.30, son las de altura: 5; 8; 10; 12; 15 y 18 pisos. La edificación de 20 pisos tiene 3 pisos que no cumplen la distorsión máxima, pero superan mínimamente el límite, es por ello que se considera en el análisis, salvo ésta aclaración. El edificio de 25 pisos no se considera en el análisis ya que cuenta con 17 pisos que no cumplen las distorsiones máximas.

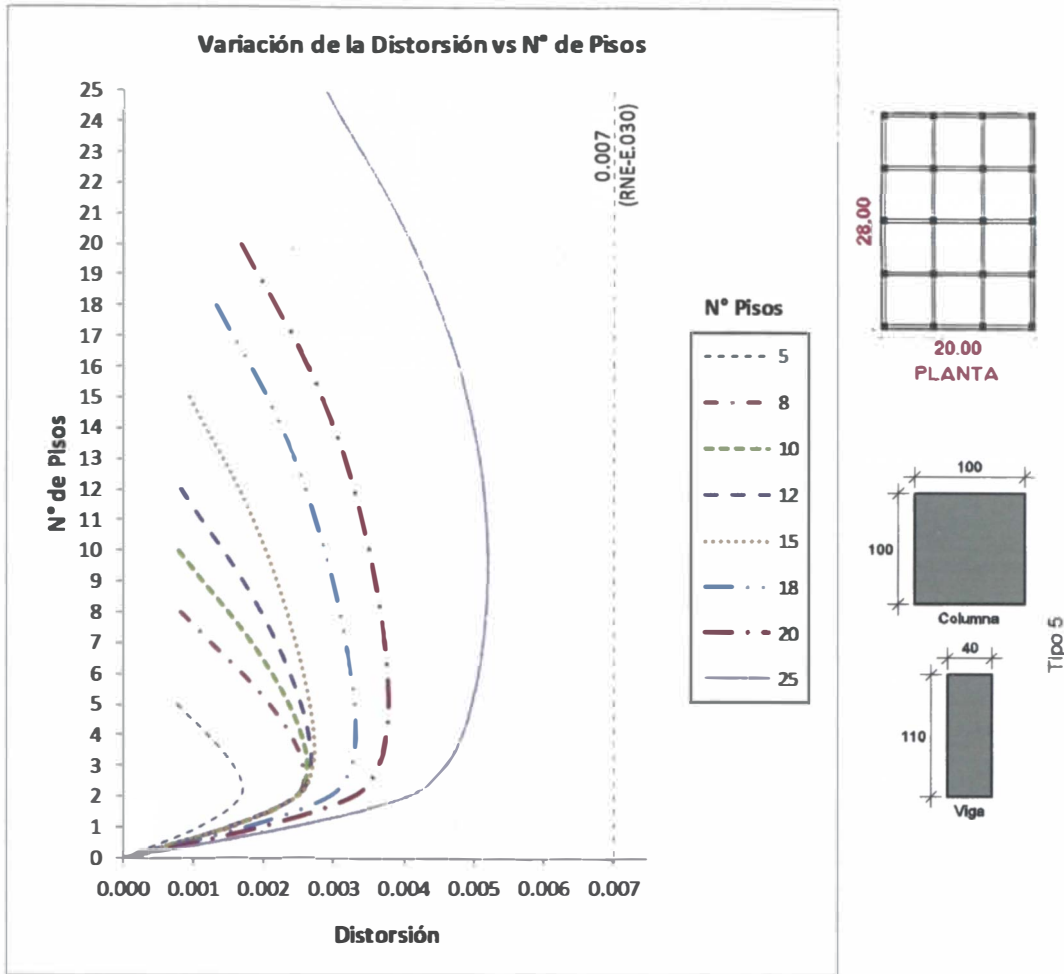


Figura N°3.20: Variación de la distorsión de entrepiso vs N° de Pisos en edificios Tipo 5, según Etabs

En la Figura N°3.20 se puede apreciar que todas las edificaciones Tipo 5 cumplen con la distorsión máxima de la Norma E-0.30, por lo que serán consideradas en el análisis.

### 3.4 ANÁLISIS DE LA FUERZA CORTANTE Y EL MOMENTO DE VOLTEO EN LOS EDIFICIOS A ESTUDIAR

#### 3.4.1 Variación del cortante basal con el N° de pisos considerando el 90% de masa participativa

A continuación se grafica la variación del cortante basal en el primer modo de vibración, según el número de pisos cuando se utilizan estructuras Tipo 4 y 5, mediante el método de combinación CQC. Tener en cuenta que las estructuras Tipo 4 sólo se grafican hasta una altura de 20 pisos ya que el edificio de 25 pisos

no cumple con los requisitos de la Norma peruana como se indica en el Cuadro N°3.16

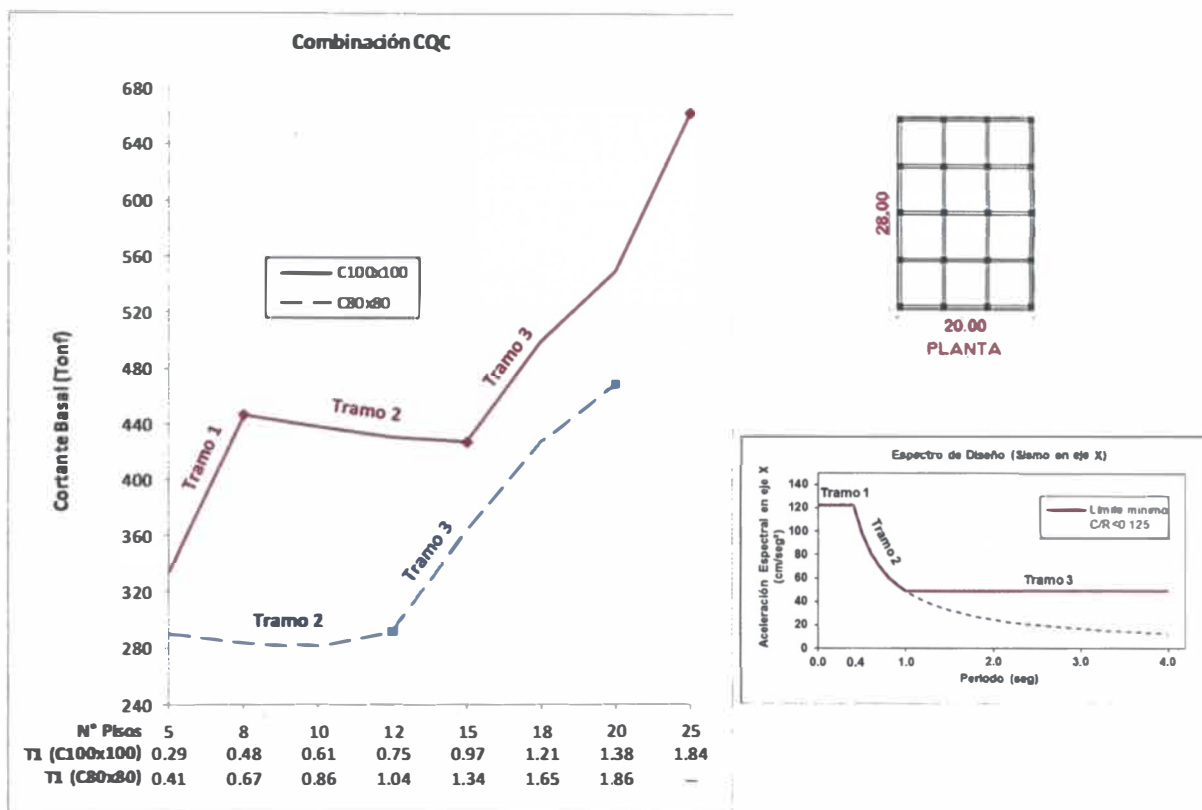


Figura N°3.21: Variación del Cortante basal vs N° de Pisos en edificios Tipo 4 y 5 (90% de masa participativa)

En la Figura N°3.21, para edificios con elementos resistentes Tipo 5 se observan tres tramos de diferentes tendencias. El tramo 1, de pendiente positiva se analiza de forma paralela con el tramo 1 de la curva del espectro de diseño, ya que cuando la aceleración es constante ( $122.6 \text{ cm}/\epsilon^2$ , de 0.0 a 0.4 seg.) y el número de pisos aumenta, el peso total es el que varía, por lo que aumenta el cortante basal. Siendo, en el edificio de 8 pisos el periodo de vibración del primer modo igual a 0.48 seg., se llega a tener una aceleración cercana a la máxima, es por ello que la curva es creciente. El tramo 2 de la gráfica del cortante basal se compara de igual modo con el tramo 2 de la curva del espectro en donde las aceleraciones son decrecientes cuando se incrementa el periodo, es por ello que las fuerzas en los pisos son menores y el cortante basal disminuye, siendo preponderante la aceleración sobre peso total según el número de pisos a considerar. Esta disminución se observa desde el edificio de 8 pisos hasta el de 15 pisos cuyo periodo es de 0.97 seg., en donde la aceleración es muy cercana

a la mínima. En el tramo 3 se tiene una aceleración constante, por lo que prevalece el número de pisos a considerar en el cálculo del cortante basal, como sucede en el tramo 1.

De modo similar, para las estructuras tipo 4 se tienen 2 tramos en la gráfica que se comparan con los tramos 2 y 3 del espectro de diseño. Al observar la figura, en el tramo 2 se tiene una curva en donde las cortantes basales se mantienen prácticamente constantes hasta llegar al edificio de 12 pisos (periodo de 1.04 seg.). En el tramo 3, al aumentar el número de pisos se incrementa el periodo del primer modo pero se mantiene constante la aceleración, es por ello que la curva es creciente en todo el tramo.

De acuerdo al Cuadro N°3.16, para los edificios Tipo 4 y 5 se tiene que los edificios de 5; 8 10 y 12 pisos, con dos modos cumplen con el 90% de la masa participativa que exige la Norma E-0.30, en cambio, para los edificios de 15; 18; 20 y 25 pisos se necesitan considerar 3 modos de vibración.

### **3.4.2 Variación del momento de volteo con el N° de pisos considerando el 90% de masa participativa**

A continuación se grafica la variación del momento de volteo en el primer modo de vibración, según el número de pisos cuando se utilizan estructuras Tipo 4 y 5, mediante el método de combinación CQC. De igual manera que en el ítem 3.4.1, las estructuras tipo 4 sólo se grafican hasta una altura de 20 pisos.

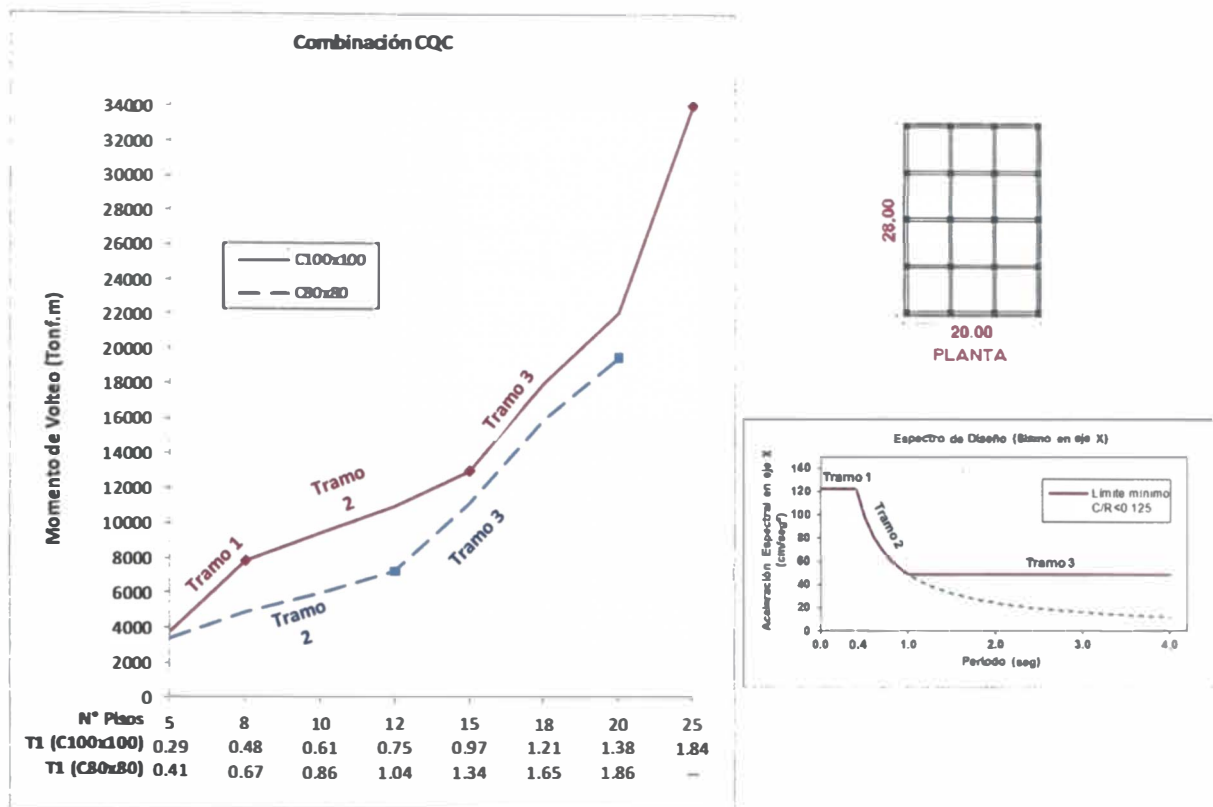


Figura N°3.22: Variación del Momento de volteo vs N° de Pisos en edificios Tipo 4 y 5 (90% de masa participativa)

En la Figura N°3.22, para edificios con elementos resistentes Tipo 5 se observan tres tramos de diferentes tendencias, todas positivas y muy parecidas. Los tramos 1; 2 y 3 se analizan de manera paralela con los tramos 1; 2 y 3 del espectro de diseño. En los edificios Tipo 4 se tienen los tramos 2 y 3 que se analizan con los tramos 2 y 3 del espectro; ambas tramos tienen tendencias muy similares. En ambos tipos de edificios se observa que el momento de volteo siempre aumenta y no se ve tan afectado en el tramo 2 (como sí sucede con el cortante basal); esto se debe a que, al calcular el momento de volteo en la base, las fuerzas de inercia son multiplicadas por la altura acumulada en cada nivel.

### 3.4.3 Contribución de los modos superiores en el cortante basal

#### a) Variación del cortante basal según modos usados

A continuación, en las Figuras N°3.23 y 3.24 se observa la contribución de los modos superiores al primero en el cortante basal. Se toman las respuestas del primer modo, los dos, tres, cuatro primeros y el total de modos en las edificaciones Tipo 4 y 5.

Contribución de los modos superiores al cortante basal en Edificaciones Tipo 4

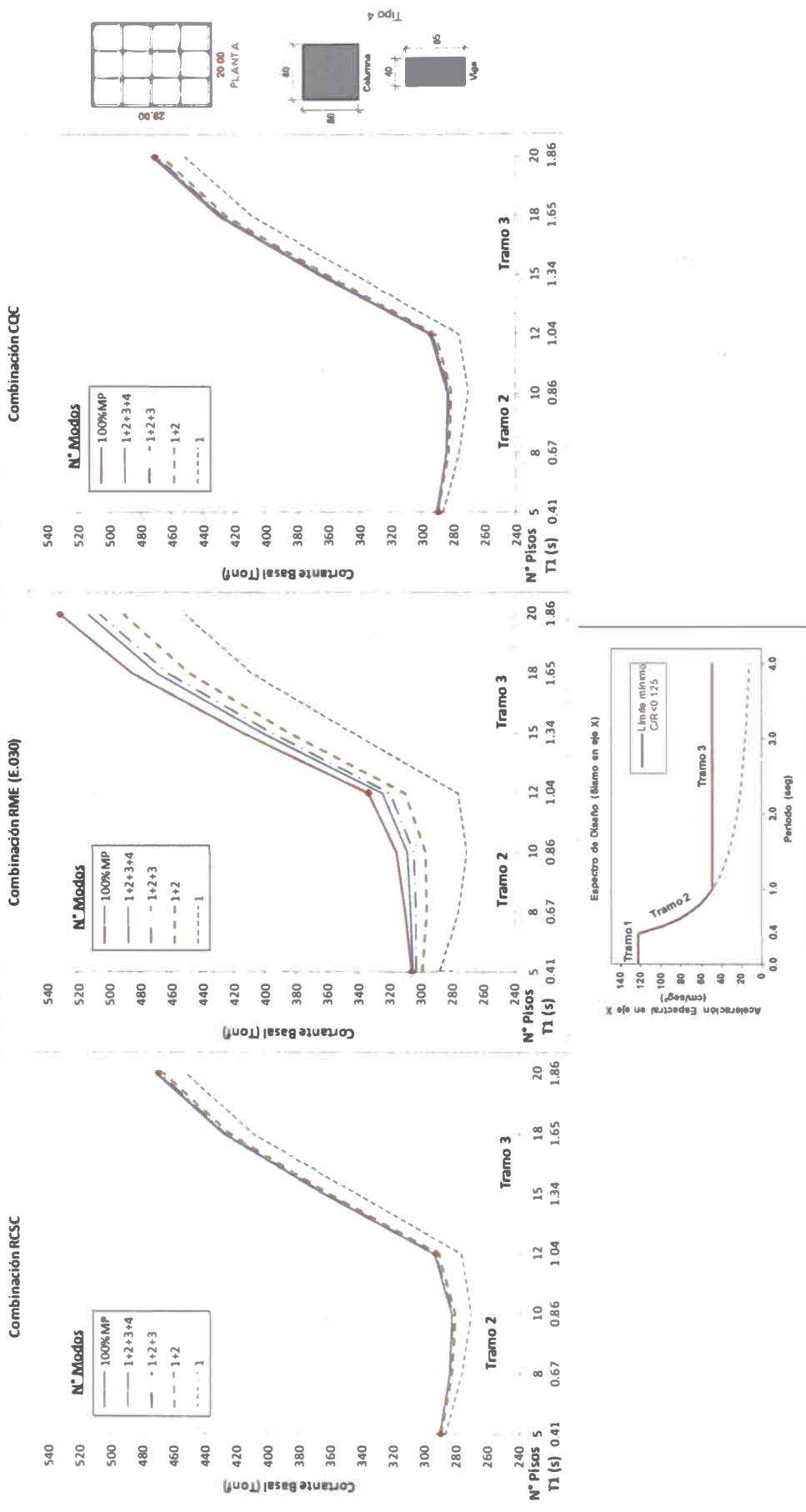


Figura N°3.23: Cortante basal vs N° Pisos, en edificios Tipo 4, según diferentes combinaciones



▪ Contribución de los modos superiores al cortante basal en Edificaciones Tipo 5

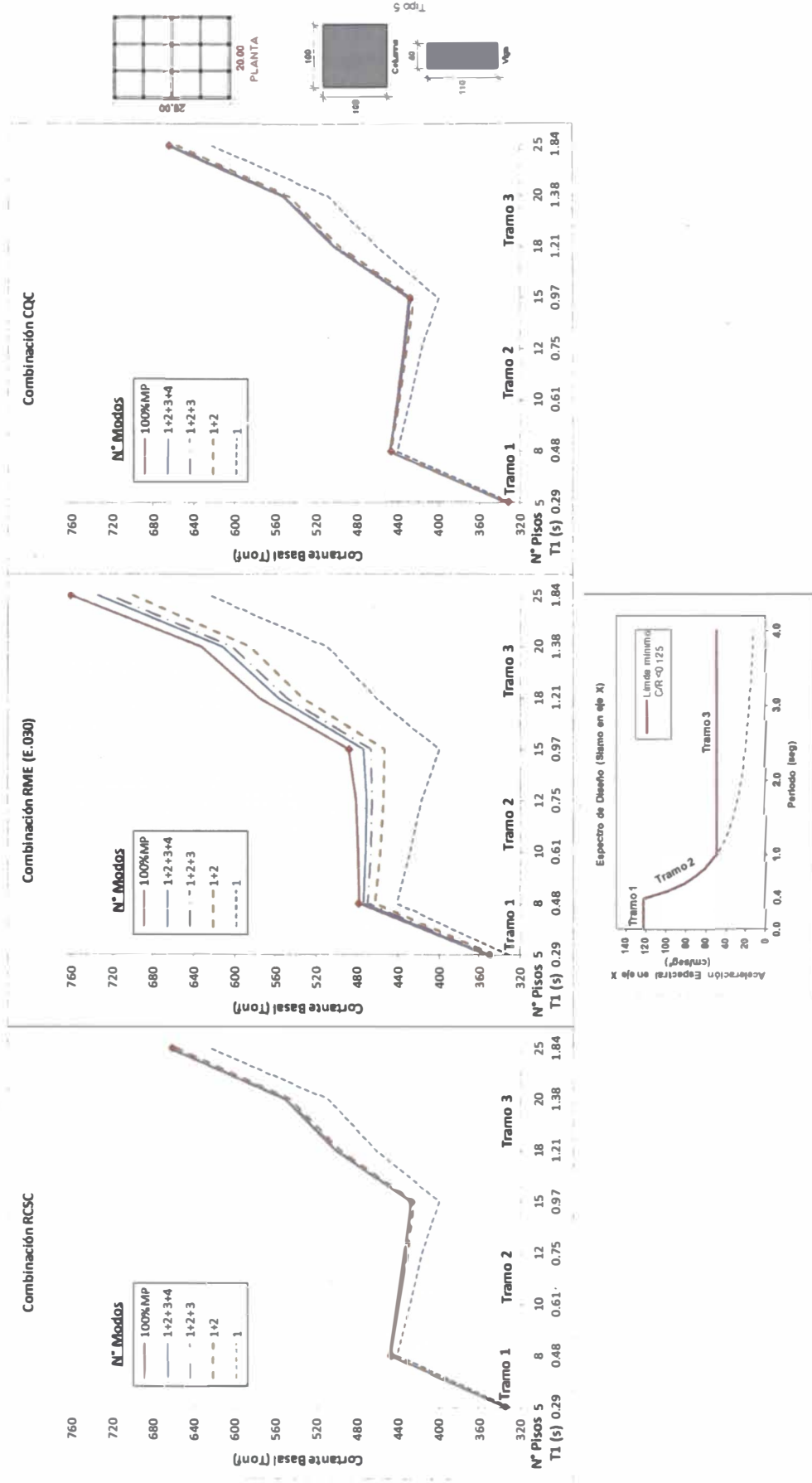


Figura N°3.24: Cortante basal vs N° Pisos, en edificios Tipo 5, según diferentes combinaciones

En las Figuras N°3.23 y 3.24 se observa la misma tendencia que se indica en los ítems 3.4.1 y 3.4.2. En la Figuras N°3.23 se puede observar un primer tramo (Tramo 2) en donde al incremento del periodo se le asocia una mayor contribución de los modos superiores ya que estos modos se separan del primero conforme se incrementa el número de pisos. Estas diferencias se pueden notar mejor cuando se utiliza la combinación de la Norma E-0.30.

Del mismo modo se observa la contribución de los modos superiores cuando se utilizan edificios Tipo 5 (Figura N°3.24), solo que en este caso se tienen tres tramos que se analizan de forma paralela con el espectro de diseño.

Un detalle importante que se puede observar es, que las respuestas que se obtienen con el método de combinación RME de la Norma E-0.30 son mayores que las de la combinación RCSC y CQC, si se utilizan estructuras Tipo 4 ó 5.

En el siguiente ítem se calcula el porcentaje de contribución de los modos superiores por 3 métodos de combinación.

**b) Porcentaje de contribución de los modos superiores en el cortante basal**

▪ **En edificios Tipo 4**

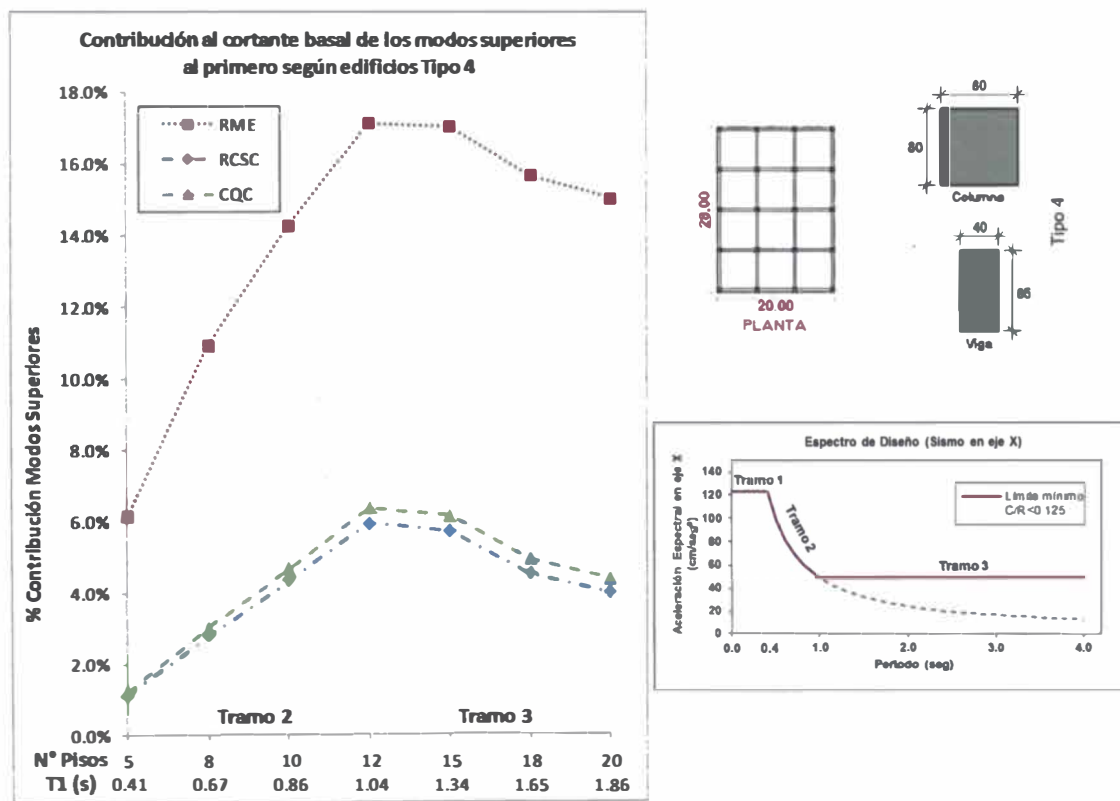


Figura N°3.25: Porcentaje de contribución de los modos superiores en el cortante basal en edificios Tipo 4

En la Figura N°3.25 se observa que, en edificios Tipo 4, al separar la gráfica en dos tramos correspondientes a las Figuras del ítem 3.4.3, la contribución al cortante basal de los modos superiores al primero es mayor cuando se utiliza la combinación de la Norma peruana. En el tramo 2 ésta contribución se incrementa según se aumenta el número de pisos y alcanza su pico en un edificio de 12 pisos; y luego, en el tramos 3, cuando la aceleración es constante (espectro de diseño), la contribución al cortante basal de los modos superiores va disminuyendo progresivamente. De las tres curvas se observa que la curva de la RME es mayor en aproximadamente 11% respecto de las otras dos.

**Cuadro N°3.17: Valores de las respuestas del cortante basal según número de modos usados para edificios Tipo 4**

N° PISOS	N° MODOS USADOS					N° MODOS USADOS					N° MODOS USADOS				
	Combinación RCSC					Combinación RME (NORMA E.030)					Combinación CQC				
	1	1+2	1+2+3	1+2+3+4	100% MP	1	1+2	1+2+3	1+2+3+4	100% MP	1	1+2	1+2+3	1+2+3+4	100% MP
5	286.95	289.68	290.12	290.22	290.23	286.95	298.92	303.25	305.20	305.78	286.95	289.89	290.40	290.53	290.55
8	276.36	282.81	283.76	284.05	284.21	276.36	296.21	302.72	306.17	310.24	276.36	283.14	284.26	284.63	284.89
10	270.35	280.57	281.94	282.36	282.66	270.35	296.77	304.73	308.91	315.48	270.35	281.00	282.60	283.16	283.63
12	276.17	290.87	292.66	293.20	293.64	276.17	310.03	319.45	324.31	333.31	276.17	291.39	293.51	294.23	294.94
15	342.95	360.41	362.56	363.19	363.72	342.95	383.75	395.23	401.04	413.50	342.95	361.04	363.60	364.45	365.37
18	408.39	423.72	426.32	427.05	427.68	408.39	448.13	461.82	468.62	484.40	408.39	424.38	427.39	428.38	429.51
20	451.20	465.47	468.39	469.20	469.88	451.20	490.50	505.74	513.22	531.16	451.20	466.13	469.47	470.57	471.83

Fuente: Elaboración propia

▪ En edificios Tipo 5

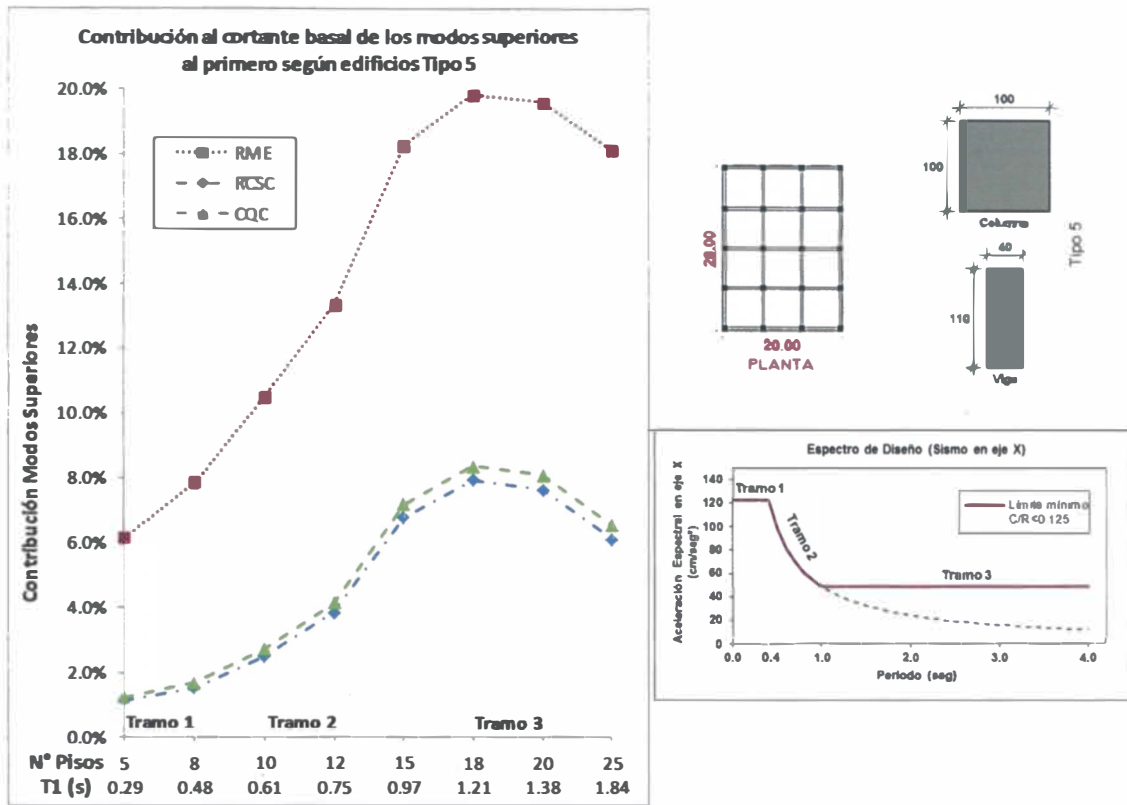


Figura N°3.26: Porcentaje de contribución de los modos superiores en el cortante basal en edificios Tipo 5

En la Figura N°3.26 se observa que, para edificios Tipo 5, al separar la gráfica en tres tramos correspondientes a las Figuras del ítem 3.4.3, la contribución al cortante basal de los modos superiores al primero es mayor cuando se utiliza la combinación de la Norma peruana. En los tramos 1 y 2 y en el tramo 3 hasta el edificio de 18 pisos, ésta contribución se incrementa según se aumenta el número de pisos; y luego (tramos 3), esta contribución disminuye. De las tres curvas se observa que la curva de la RME es mayor en aproximadamente 11% respecto de las otras dos.

En el Anexo 06 se presentan los valores de las respuestas del cortante basal según número de modos usados para edificios Tipo 5.

### 3.4.4 Contribución de los modos superiores en el momento de volteo

#### a) Variación del momento de volteo según modos usados

A continuación se muestra la variación del momento de volteo según el número de modos usados para edificaciones Tipo 4 y 5 según diferentes combinaciones de respuestas.

▪ Contribución de los modos superiores al momento de volteo en edificaciones Tipo 4

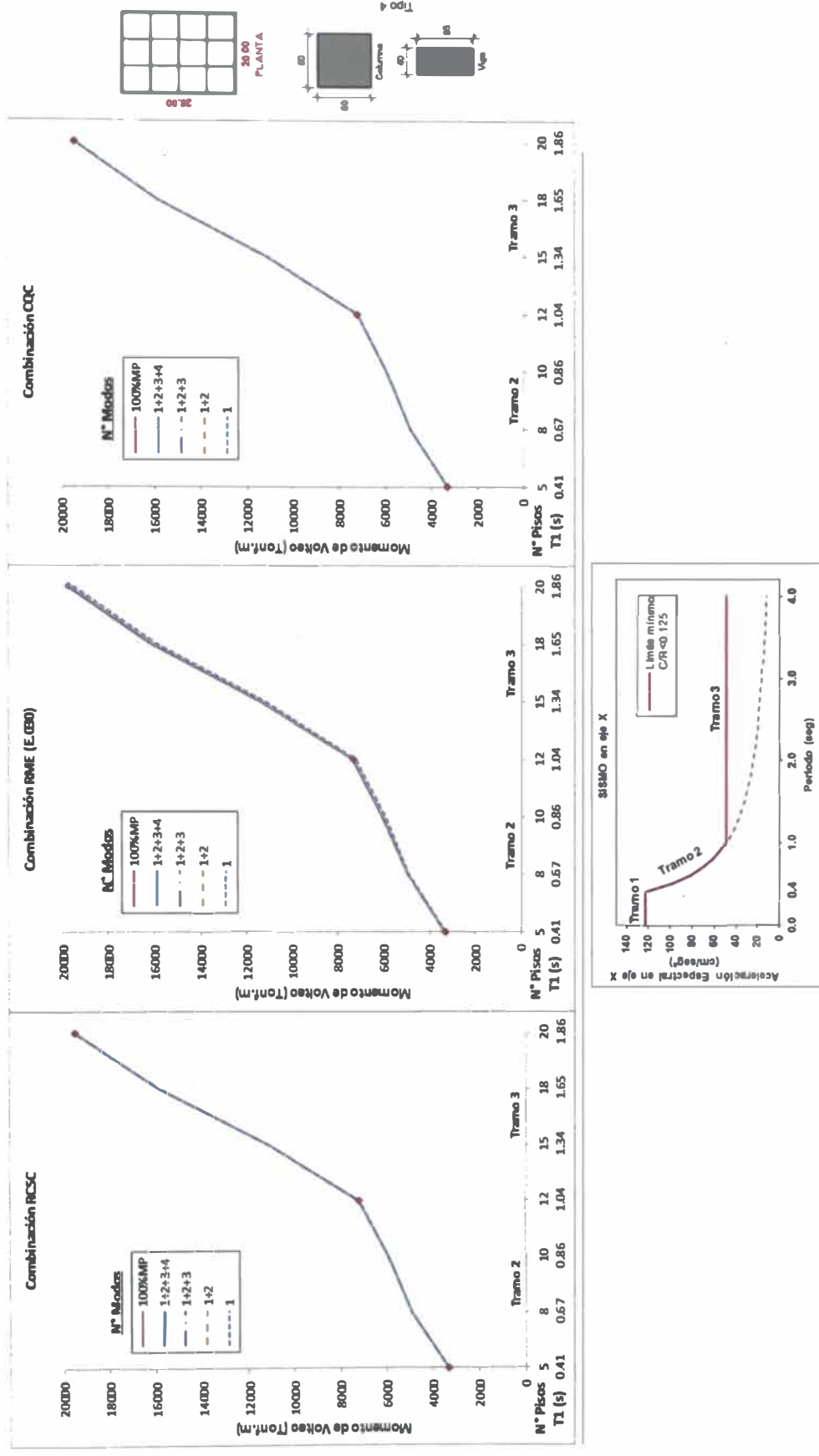


Figura N°3.27: Cortante basal vs N° Pisos, en edificios Tipo 4, según diferentes combinaciones

▪ Contribución de los modos superiores al momento de volteo en edificaciones Tipo 5

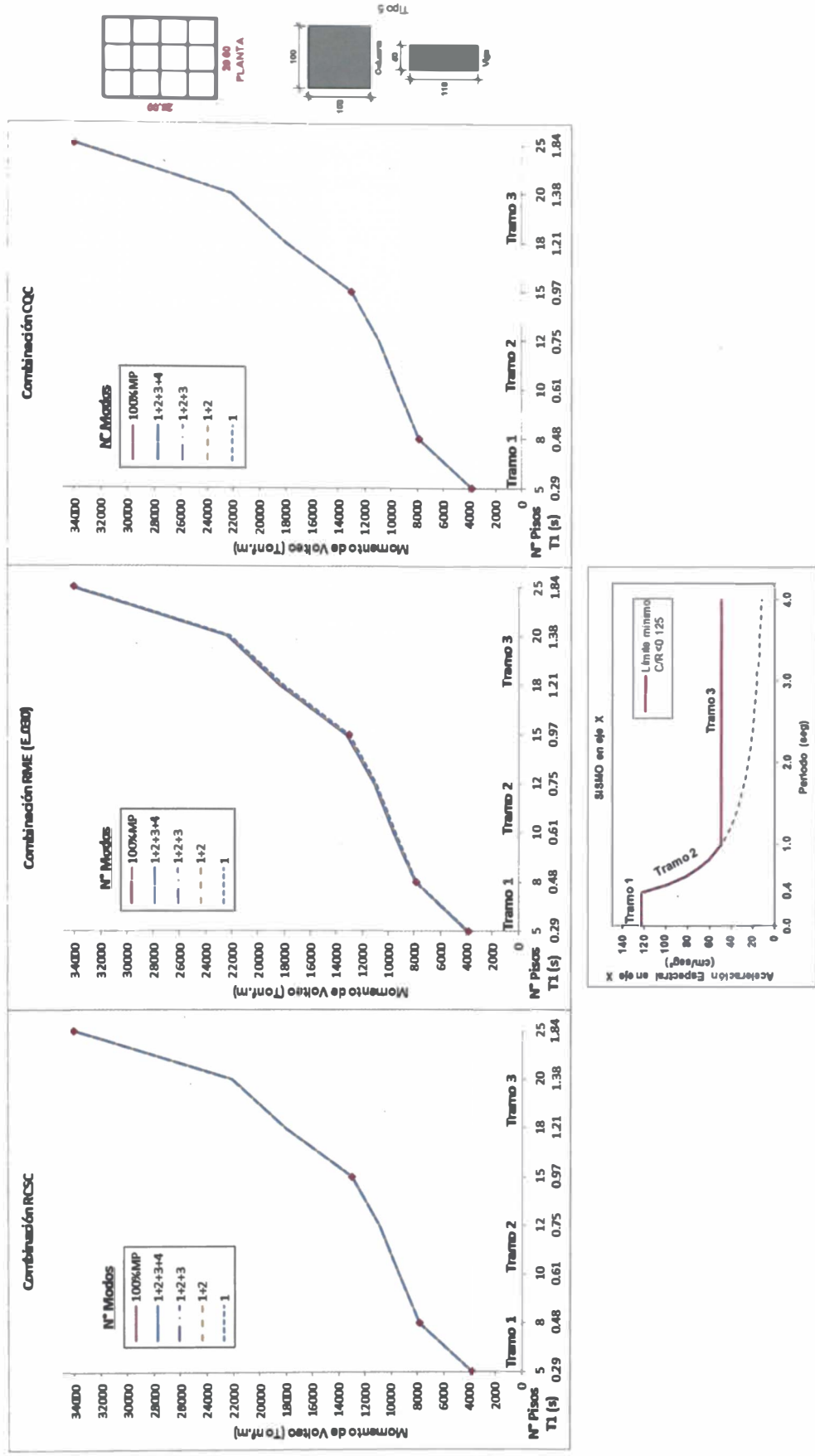


Figura N°3.28: Cortante basal vs Nº Pisos, en edificios Tipo 5, según diferentes combinaciones

En la Figura N°3.27 se tienen edificios Tipo 4, con dos tramos de curvas con tendencias diferentes en donde se puede observar que la contribución de los modos superiores al momento de volteo en la base es ínfima, ya que es casi lo mismo calcular el momento de volteo para un modo, para los dos, tres, cuatro y el 100% de la masa participativa; lo mismo sucede con los edificios Tipo 5, solo que en este tipo se definen tres tramos de diferente tendencia pero muy parecida. Las gráficas se analizan de forma paralela con las curvas del espectro de diseño de acuerdo a la variación de la aceleración espectral según el periodo de la edificación.

**b) Porcentaje de contribución de los modos superiores en el momento de volteo**

▪ **En edificios Tipo 4**

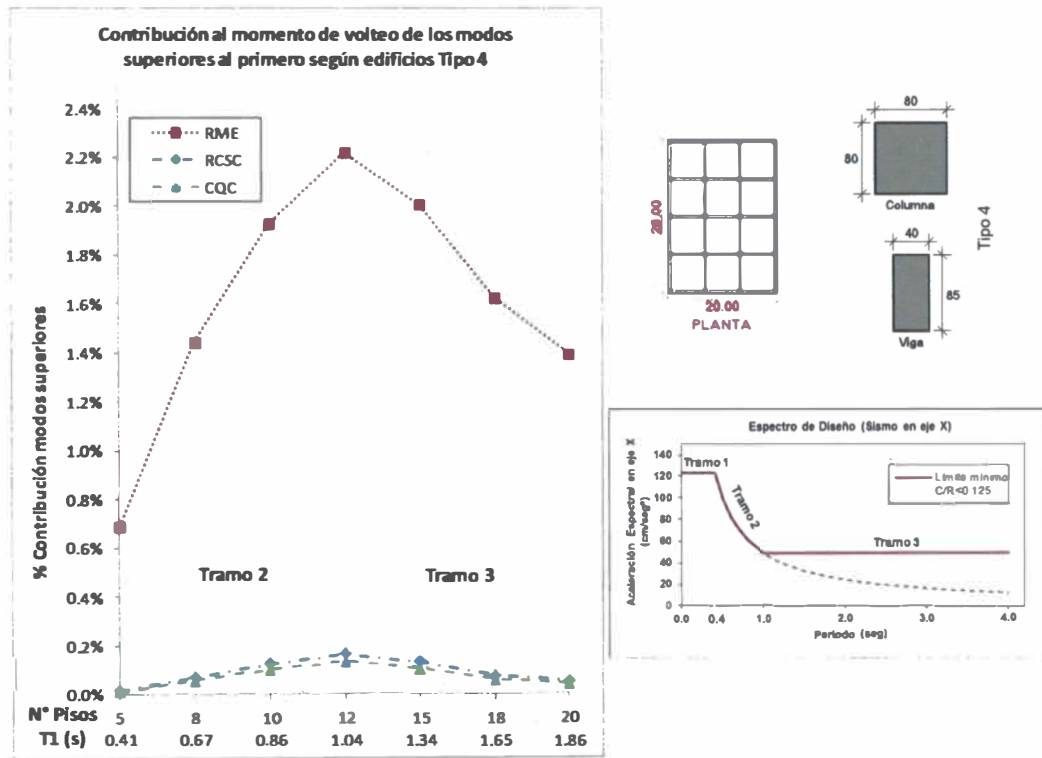


Figura N°3.29: Porcentaje de contribución de los modos superiores en el momento de volteo en edificios tipo 4

En la Figura N°3.29 se observan dos tramos de diferentes tendencias, donde la contribución de los modos superiores es creciente en el tramos 2 de la curva correspondiente al tramo 2 de la curva del espectro de diseño, y es decreciente en el tramo 3 cuando la aceleración es constante de acuerdo al espectro usado. El valor máximo de la contribución ocurre en el edificio de 12 pisos, pero

corresponde a una mínima contribución en donde la combinación de la Norma E-0.30 ofrece mayores valores si se compara con las combinaciones RCSC y CQC. A continuación se presentan los valores de momento de volteo obtenidos por los tres métodos de combinación.

Cuadro N°3.18: Valores de las respuestas de momento de volteo según número de modos usados para edificios Tipo 4

N° PISOS	N° MODOS USADOS					N° MODOS USADOS					N° MODOS USADOS				
	Combinación RCSC					Combinación RME (NORMA E.030)					Combinación CQC				
	1	1+2	1+2+3	1+2+3+4	100%MP	1	1+2	1+2+3	1+2+3+4	100%MP	1	1+2	1+2+3	1+2+3+4	100%MP
5	3326.11	3326.36	3326.63	3326.64	3326.64	3326.11	3336.52	3347.34	3348.44	3349.28	3326.11	3326.15	3326.47	3326.48	3326.48
8	4922.14	4924.60	4925.50	4925.50	4925.53	4922.14	4962.86	4987.04	4988.20	4994.29	4922.14	4923.70	4924.70	4924.69	4924.74
10	5940.58	5946.11	5947.83	5947.83	5947.89	5940.58	6008.86	6045.85	6047.00	6057.47	5940.58	5944.60	5946.42	5946.41	5946.51
12	7224.51	7233.94	7236.18	7236.19	7236.29	7224.51	7323.89	7370.58	7373.32	7388.52	7224.51	7231.74	7234.08	7234.06	7234.20
15	11142.98	11154.50	11157.40	11157.42	11157.56	11142.98	11278.34	11344.10	11349.24	11371.07	11142.98	11151.46	11154.54	11154.51	11154.70
18	15884.83	15893.38	15896.96	15896.99	15897.16	15884.83	16021.56	16108.61	16116.14	16147.51	15884.83	15890.26	15894.20	15894.16	15894.40
20	19495.68	19502.12	19506.09	19506.12	19506.30	19495.68	19625.82	19727.21	19735.21	19771.25	19495.68	19499.14	19503.60	19503.56	19503.81

Fuente: Elaboración propia

▪ En edificios Tipo 5

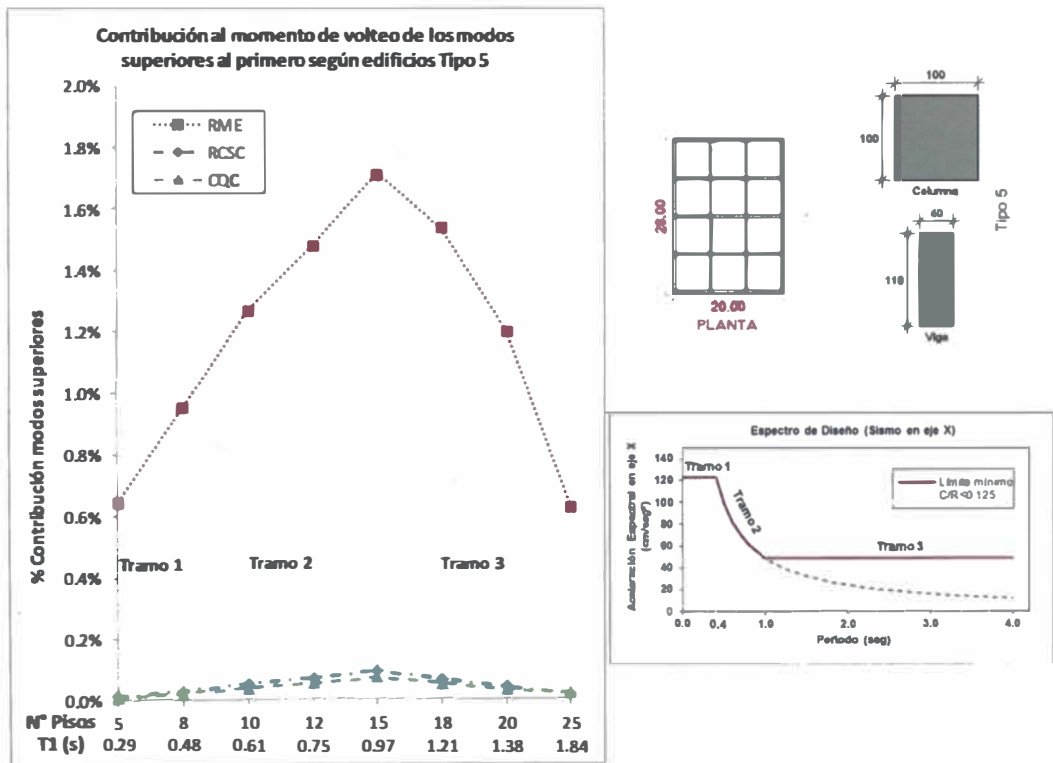


Figura N°3.30: Porcentaje de contribución de los modos superiores en el momento de volteo en edificios Tipo 5



En la Figura N°3.30 se observan tres tramos en las que los dos primeros tramos tienen tendencias positivas y la tercera nos ofrece una contribución decreciente de los modos superiores. El valor máximo de la contribución ocurre en el edificio de 15 pisos, pero corresponde a una mínima contribución en donde la combinación de la Norma E-0.30 ofrece mayores valores si se compara con las combinaciones RCSC y CQC.

#### **3.4.5 Variación del cortante basal y momento de volteo según rigidez relativa viga-columna ( $\rho$ )**

A continuación, se va a tomar en cuenta las respuestas del cortante basal y momento de volteo en la base de los edificios Tipo 1; 2; 3; 4 y 5, solo para observar que, aunque los tres primeros tipos de edificaciones no cumplen con los requisitos de la Norma peruana, nos permiten ver la variación de las respuestas según la variación en medidas de sus elementos resistentes viga-columna.

Se recuerda que en el ítem 3.1.8 se enuncia la relación de rigideces rigidez relativa viga-columna.

a) Variación del cortante basal según rigidez relativa viga-columna ( $\rho$ )

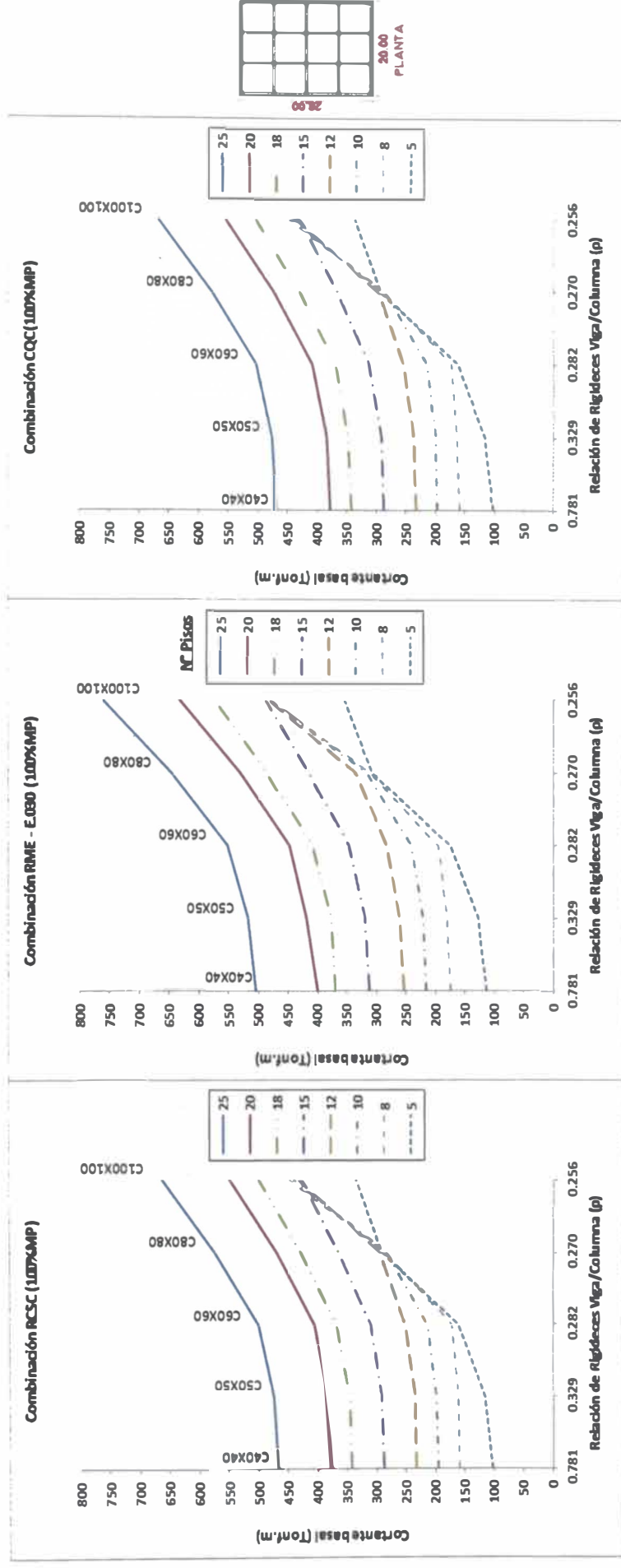


Figura N°3.31: Cortante basal vs N° Pisos, en todos los edificios, según diferentes combinaciones

$$\rho = \frac{\sum_{\text{vigas}} EI_v/L_v}{\sum_{\text{columnas}} EI_c/L_c}$$

**b) Variación del momento de volteo según rigidez relativa viga-columna ( $\rho$ )**

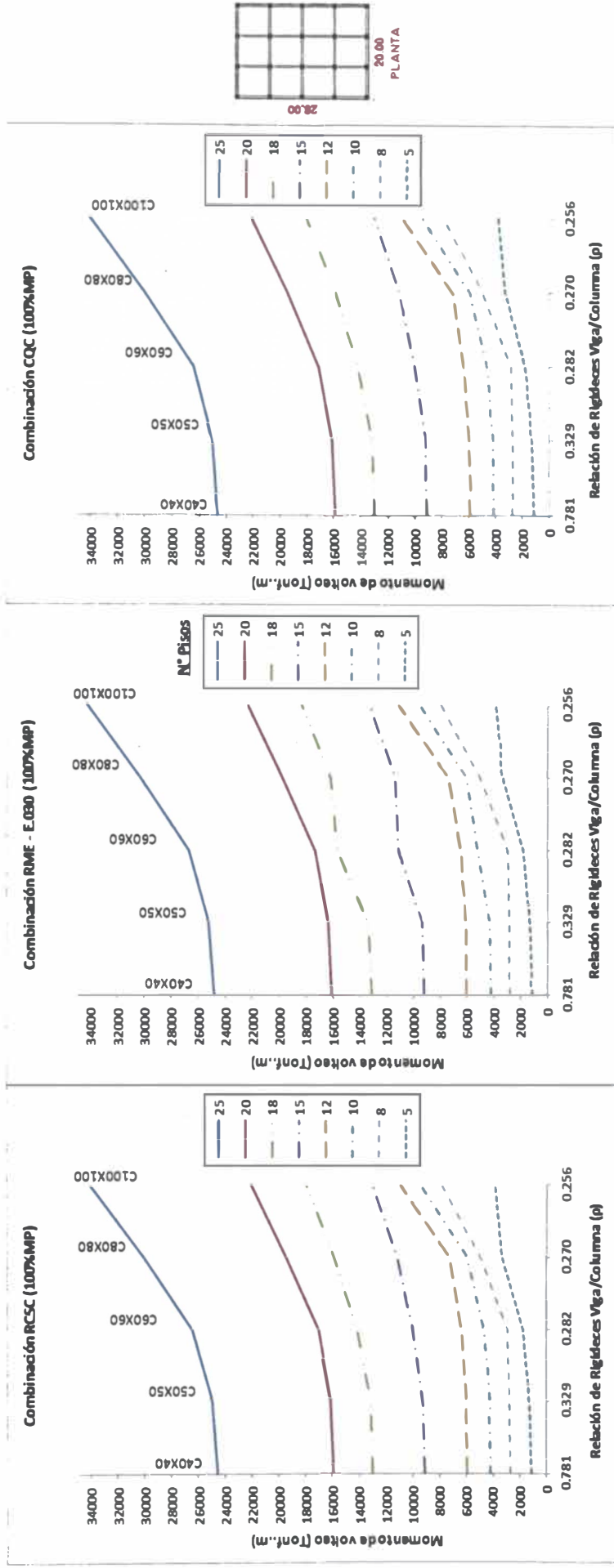


Figura N°3.32: Momento de volteo vs N° Pisos, en todos los edificios, según diferentes combinaciones

$$\rho = \frac{\sum_{\text{vigas}} EI_v/L_v}{\sum_{\text{columnas}} EI_c/L_c}$$

En las Figuras N°3.31 y 3.32 se observa un crecimiento casi constante en las curvas cuando se analizan edificios de distintos niveles. La tendencia del cortante basal y el momento de volteo en la base son crecientes en la medida que la rigidez relativa viga-columna disminuye, es decir, cuando se tiene columnas más robustas.

Como en todas las comparaciones, la combinación de las respuestas con el método RME de la Norma E-0.30 nos ofrece mayores resultados al compararla con los métodos de combinación RCSC y CQC.

### 3.5 Variación del factor de seguridad al volteo (FSV) según el número de pisos

A continuación se muestra la variación del factor de seguridad al volteo según el número de pisos y el tipo de edificación usado, según el método de combinación CQC considerando el 100% de masa participativa.

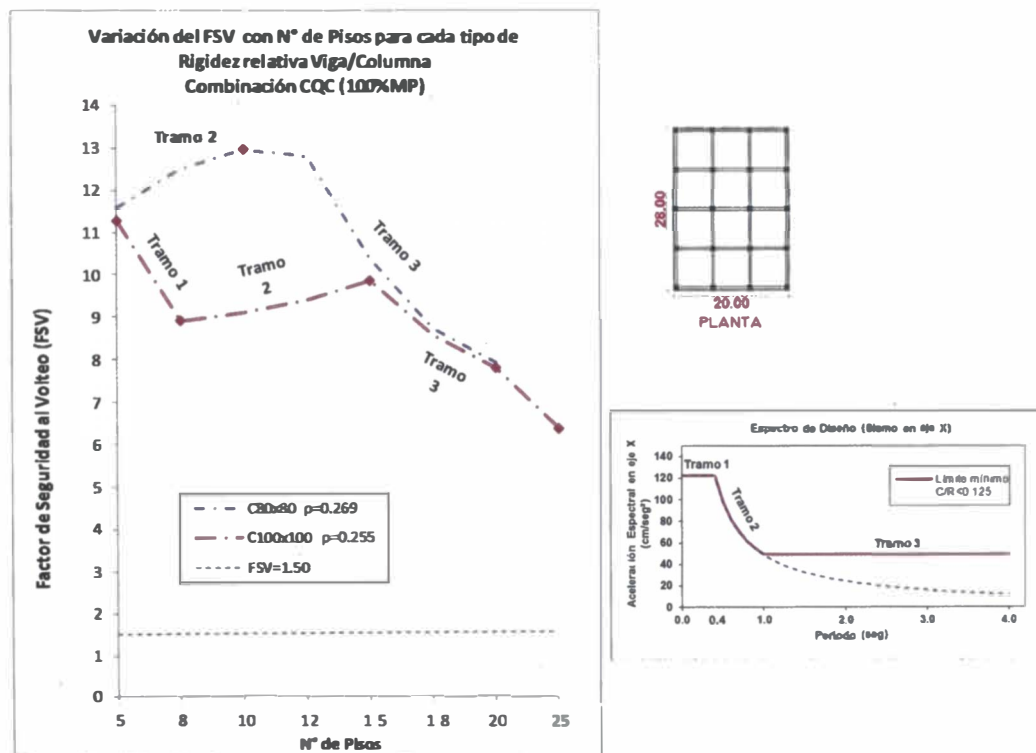


Figura N°3.33: Variación del factor de seguridad al volteo según el número de pisos y el tipo de edificación

Para edificios Tipo 4 (C80x80), se observa un primer tramo creciente y un segundo tramo decreciente. Para edificios tipo 5 (C100x100), se tiene un primer tramo decreciente, un segundo tramo creciente y un tercero nuevamente decreciente; esto se analiza de manera paralela con las curvas del espectro de diseño de la Norma E-0.30.

## CAPÍTULO IV: COMPARACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE EDIFICIOS SEGÚN DIVERSOS CÓDIGOS SÍSMICOS

La mayoría de los códigos permiten los procedimientos tanto del análisis del espectro de respuesta como del Análisis Tiempo-Historia para el análisis dinámico de las estructuras.

### 4.1 DINÁMICA ESTRUCTURAL EN LOS CÓDIGOS DE CONSTRUCCIÓN

La mayoría de los requerimientos sísmicos contenidos en los códigos de edificaciones vienen o están relacionados con la teoría de la dinámica estructural.

A continuación se presenta una comparación de los Códigos sísmicos NBCC (Canadá), IBC (EEUU), MFDC (Distrito federal de México), el Eurocódigo (Europa) y el RNE E-0.30 (Perú).

#### 4.1.1 Periodo de vibración fundamental

El período fundamental se estima con fórmulas empíricas tales como  $T = C_T \cdot h^p$ , donde  $C_T$  depende de las características de la estructura.  $h$  es la altura de la edificación. El exponente es en algunos códigos 2/3 (UBC, IBC, NBCC, México DF) y en otros casos 3/4 (NSR 98) ó 1 (NTE E-030).

Como alternativa, la mayor parte de los códigos plantean una expresión de la forma:  $T = 2\pi \left[ \frac{\sum w_i \cdot u_i}{g \sum F_i \cdot u_i} \right]$  (Cociente de Rayleigh). En la norma canadiense  $F_i = u_i$ . El resultado no debe ser mayor que un cierto porcentaje del valor calculado por las fórmulas empíricas; esto para evitar una subestimación de las rigideces. En algunas normas este control no se hace directamente en  $T$ , sino en los resultados calculados a partir de los períodos obtenidos.

#### 4.1.2 Coeficiente elástico de diseño

El coeficiente sísmico elástico  $C_e$  está relacionado al espectro de pseudo aceleración para sistemas linealmente elásticos. En un sistema de un grado de libertad de peso  $W$ , el cortante sísmico máximo en la base es:

$$V_b = \frac{A}{g} \cdot W$$

Donde:

$$C_e = \frac{A}{g}$$

El cortante de diseño es:

$$V_b = \frac{1}{R_w} \cdot C_e \cdot W \quad \text{Según el código IBC de los EEUU}$$

$$V_b = \frac{1}{R_d \cdot R_0} \cdot C_e \cdot W \quad \text{Según el código NBCC de Canadá}$$

$$V_b = \frac{1}{Q'} \cdot C_e \cdot W \quad \text{Según el código MFDC del Distrito Federal de México}$$

$$V_b = \frac{1}{R} \cdot C_e \cdot W \quad \text{Según el código RNE E-0.30 del Perú}$$

$$V_b = \frac{C_e}{(OS)q'} \cdot W \quad \text{Según el Eurocódigo}$$

De las ecuaciones anteriores, si:  $R_w = R_d = Q' = R = (OS)q' = 1$ , está claro que  $C_e$  en los códigos sísmicos de edificaciones corresponde a  $A/g$ , la pseudo aceleración para sistemas linealmente elásticos normalizados con respecto a la aceleración de la gravedad. Los valores de  $C_e$  y  $A/g$  como se especifica en los códigos no son idénticos; sin embargo como se ve en las figuras:

Según el código americano:

$$T_L := 12\text{sec}$$

$$Cl(T_1) := \begin{cases} 1.0 & \text{if } (T_1 \leq 0.4\text{sec}) \\ \frac{0.4\text{sec}}{T_1} & \text{if } 0.4\text{sec} < T_1 \leq T_L \\ \frac{0.4\text{sec} T_L}{T_1^2} & \text{if } T_1 > T_L \end{cases}$$

$$Al(T_1) := \begin{cases} \left[ 0.4 + 7.5 \cdot \left( \frac{T_1}{\text{sec}} \right) \right] \cdot g & \text{if } 0.0\text{sec} < T_1 \leq 0.08\text{sec} \\ (1.0) \cdot g & \text{if } 0.08\text{sec} < T_1 \leq 0.40\text{sec} \\ \left[ \frac{0.4}{T_1 \cdot \left( \frac{1}{\text{sec}} \right)} \right] \cdot g & \text{if } T_1 > 0.4\text{sec} \end{cases}$$

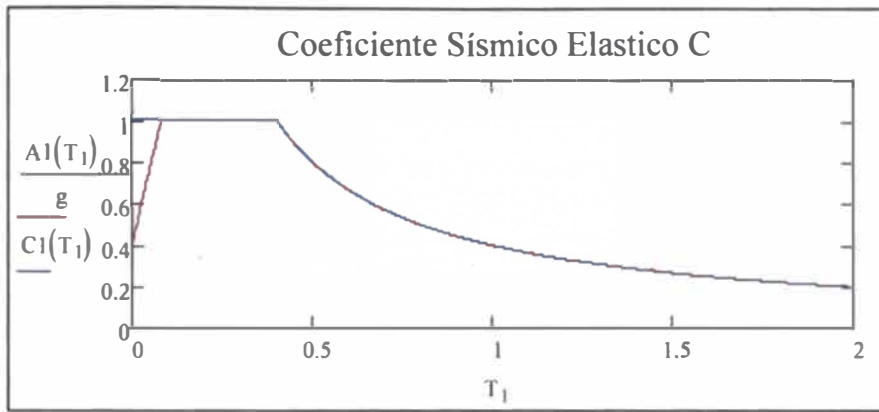


Figura N°4.01: Coeficiente sísmico elástico C, código americano

Según el código mexicano:

Construyendo un espectro para Zona I:

$$\hat{a}_{00} := 0.04 \quad A_m := 0.16 \quad T_b := 0.20\text{sec} \quad T_c := 1.35\text{sec} \quad r := 1$$

$$A_2(T_n) := \begin{cases} g \cdot \left[ a_0 + (A_m - a_0) \cdot \left( \frac{T_n}{T_b} \right) \right] & \text{if } T_n < T_b \\ g \cdot (A_m) & \text{if } T_b \leq T_n \leq T_c \\ g \cdot \left[ A_m \cdot \left( \frac{T_c}{T_n} \right)^r \right] & \text{if } T_n > T_c \end{cases}$$

$$C_2(T_1) := \begin{cases} \frac{A_2(T_1)}{g} & \text{if } T_1 \leq T_c \\ \frac{A_2(T_1)}{g} \cdot \left[ 1 + 0.5 \cdot r \cdot \left[ 1 - \left( \frac{T_c}{T_1} \right)^r \right] \right] & \text{if } T_1 > T_c \end{cases}$$

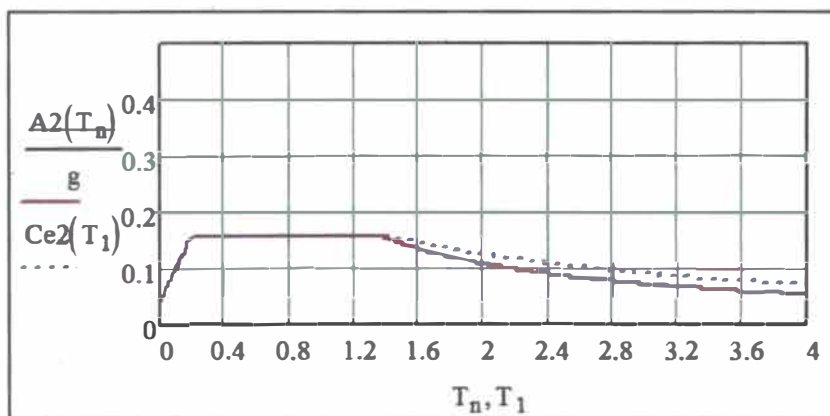


Figura N°4.02: Coeficiente sísmico elástico C, código mexicano

Comparando las relaciones de  $C_e/(A/g)$  para los códigos mexicano (1) y americano (2) se tiene que:

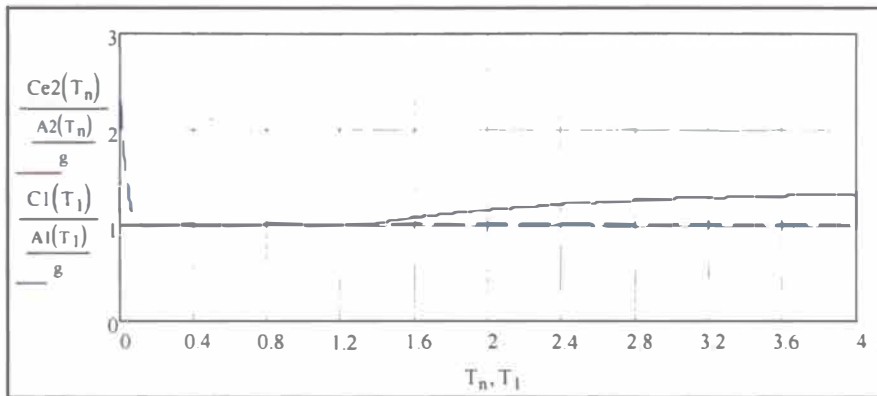


Figura N°4.03: Comparación del coeficiente sísmico elástico C, entre códigos americano y mexicano

Se puede observar aquí que el valor de  $C_e/(A/g)$  en el código americano es mayor que la unidad para estructuras de periodos cortos. Mientras que, en el código mexicano el valor de  $C_e/(A/g)$  es mayor que la unidad para periodos mayores que  $T_c$  (estructuras de periodos largos).

En el caso del código peruano el valor de  $C_e/(A/g) = 1$  para todos los periodos.

El coeficiente sísmico  $C_e$  es especificado mayor que  $A/g$  para tomar en cuenta la dinámica compleja de la respuesta de los edificios de múltiples piso vibrando en todos los periodos naturales de vibración y por el reconocimiento de las incertidumbres en un valor calculado del periodo de vibración fundamental.

Según la dinámica estructural el valor pico del cortante en la base debido a 'n' modos de vibración es:

$$V_{bn} = \frac{A_n}{g} \cdot W_n^x$$

Donde  $W_n^x$  es el peso efectivo y  $A_n/g$  es la pseudo aceleración normalizada, ambos para el modo 'n'. El valor del cortante máximo en la base considerando muchos modos es generalmente estimado usando la fórmula de SRSS según:

$$r_o = \sqrt{\sum_{n=1}^N r_{no}^2}$$



Sin embargo, alternativamente podemos usar la parte significativa de la siguiente fórmula:

$$r_o = \sum_{n=1}^N |r_{bo}|$$

Para la obtención de cortante máximo en la base:

$$V_b = \sum_{n=1}^N |V_{bn}|$$

Si todos los valores de  $A_n$  son iguales a  $A_1$ , de la ecuación anterior se obtiene:

$$V_b = \frac{A_1}{g} \cdot \sum_{n=1}^N (W_n^x) = \frac{A_1}{g} \cdot W$$

Donde la segunda mitad de la ecuación es obtenida después de usar la fórmula:

$$\sum_{n=1}^N (M_n^x) = \sum_{j=1}^N M_j$$

Entonces para un sistema de múltiples grados de libertad  $C_e$  y  $A_1/g$  tienen un valor similar pero esto no significa que sean lo mismo.

Es de interés comparar el espectro de pseudo aceleraciones de diseño especificado en los códigos dentro de dos niveles - 50% percentil y 84.1% percentil - de un espectro de diseño para un suelo firme.

Todos los espectros son representados en la siguiente figura.

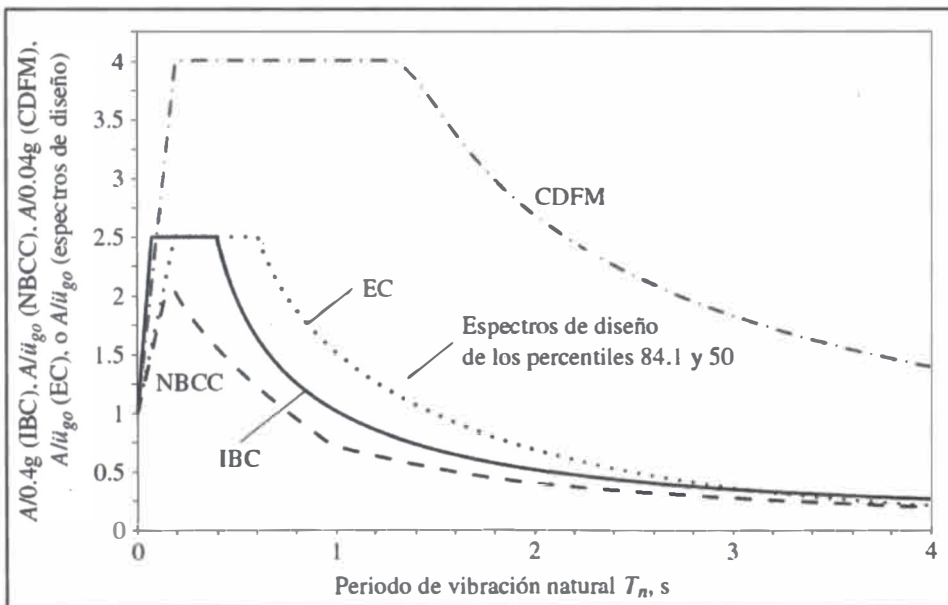


Figura N°4.04: Comparación del espectro de diseño de pseudo aceleración en los códigos de construcción. Estos corresponden a los espectros de los percentiles 84.1 y 50 para un amortiguamiento del 5%.

Fuente: Libro: Dinámica de Estructuras, Chopra K. Anil, Pág. 848

Las pseudo aceleraciones son normalizadas respecto de su valor para un periodo  $T=0$ seg, tal normalización respecto al valor pico de la aceleración del terreno es ampliamente usada pero no la mejor opción. Esta normalización remueve cualquier diferencia en la máxima aceleración del terreno en los espectros y provee de una comparación de las formas espectrales.

Los espectros de los códigos son por lo general poco diferentes de los códigos de diseño porque son desarrollados por métodos diferenciales.

Un espectro de código es desarrollado para un sitio en el sentido de que está basado en un análisis probabilísticamente del riesgo sísmico considerando todas las fuentes de falla relevantes al sitio.

En contraposición, un espectro genérico está basado en la estadística de muchos registros de movimientos del terreno.

#### 4.1.3 Fuerza sísmica reducida

La mayoría de los códigos especifican el cortante de diseño menor que el cortante elástico (determinado usando el coeficiente elástico  $C_e$ ). Para los códigos estudiados la reducción son  $R_w$ ,  $R$ ,  $Q'$  y  $q'$ :

$$V_b = \frac{1}{R_w} \cdot C_e \cdot W \quad \text{Según el código IBC de los EEUU}$$

$$V_b = \frac{1}{R_d \cdot R_0} \cdot C_e \cdot W \quad \text{Según el código NBCC de Canadá}$$

$$V_b = \frac{1}{Q'} \cdot C_e \cdot W \quad \text{Según el código MFDC del distrito federal de México}$$

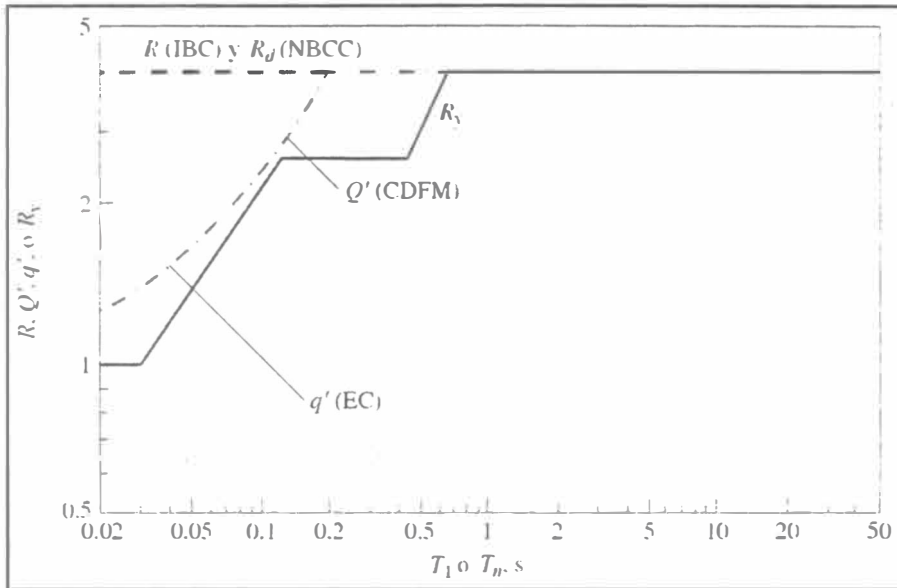
$$V_b = \frac{1}{R} \cdot C_e \cdot W \quad \text{Según el código NTE 030 del Perú}$$

$$V_b = \frac{C_e}{(OS)q'} \cdot W \quad \text{Según el Eurocódigo}$$

Los factores de reducción  $R_w$ ,  $R$ ,  $Q'$  y  $q'$  especificados son comparados con el factor de reducción de la fuerza de fluencia  $R_y$  de los sistemas elastoplásticos. Los factores de reducción de los códigos son planteados como una función del periodo fundamental  $T$  para  $R = R_d = Q = 4$ . Ellos son independientes del periodo  $T$  en la norma IBC (EEUU), NBCC (Canadá). Pero en los códigos MFDC (México) y EC (Eurocódigo) son definidos por las siguientes ecuaciones

$$Q'(T_1, Q) = \begin{cases} 1 + \left(\frac{T_1}{T_b}\right) \cdot (Q - 1) & \text{if } T_1 < T_b \\ Q & \text{if } T_1 \geq T_b \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{Según el código MFDC del} \\ \text{Distrito Federal de México} \end{array}$$

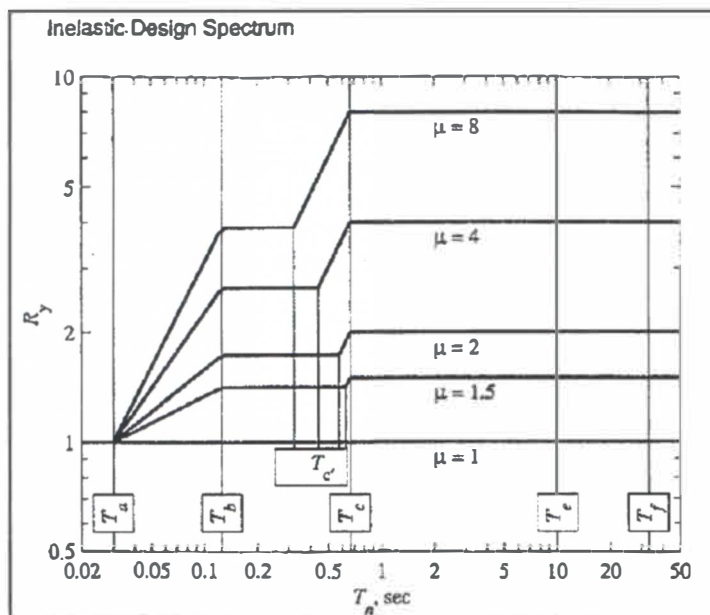
$$q' = \begin{cases} 1 + \left(\frac{T_1}{T_b}\right) \cdot (q_y - 1) & \text{if } T_1 < T_b \\ q_y & \text{if } T_1 \geq T_b \end{cases} \quad \text{Según el Eurocódigo}$$



**Figura N°4.05:** Comparación de los factores de reducción de la resistencia a la cedencia ( $R$ ,  $R_d$ ,  $Q'$  y  $q'$ ) en cuatro códigos de construcción con el factor de reducción de la resistencia a la cedencia  $R_y$  para un sistema elastoplástico de 1GDL;  $R = R_d = Q' = q_y = \mu = 4$ .

Fuente: Libro: Dinámica de Estructuras, Chopra K. Anil, Pág. 849

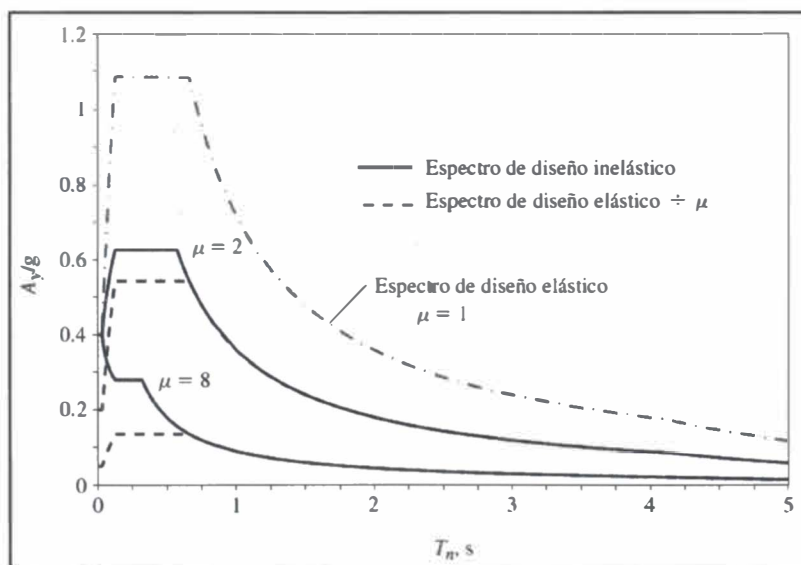
Los factores de reducción  $R_y$  determinadas por sistemas de un grado de libertad para esfuerzos de fluencia de sistemas elastoplásticos correspondientes al factor de ductilidad 4, mostrado en la Figura N°4.06.



**Figura N°4.06: Valores de diseño del factor de reducción de la resistencia a la cedencia**

Fuente: Libro: Dinámica de Estructuras, Chopra K. Anil, Pág. 290

De la comparación de los coeficientes de reducción entre MFDC y EC, estos varían con el periodo de vibración en una manera consistente con la dinámica estructural. Sin embargo, el periodo es independiente del factor R en el IBC y  $R_d$  en el NBCC y contradice los resultados de la respuesta dinámica para estructuras con un periodo en la región sensible a las aceleraciones del espectro de diseño. Esta discrepancia resultante en el espectro de diseño es visto para dos factores de  $\mu$  ( $\mu=2$  y  $\mu=8$ ) en la siguiente figura:



**Figura N°4.07: Comparación entre el espectro de diseño inelástico y el espectro de diseño elástico reducido por el factor  $\mu$  independiente del periodo**

Fuente: Libro: Dinámica de Estructuras, Chopra K. Anil, Pág. 850

El espectro de diseño elástico reducido por un factor  $\mu$  independiente del periodo menor en la región de periodos sensible a las aceleraciones. El hecho de ignorar la dependencia del periodo del coeficiente de reducción del esfuerzo de fluencia, los códigos pueden dar excesivamente pequeños fuerzas de diseño para estructuras en esta región. Esto quiere decir que la fuerza de demanda en un edificio excede la fuerza de diseño especialmente para estructuras de periodo pequeño.

Así es que las provisiones de los códigos pueden ser no conservadoras en algunos casos.

Por otro lado, la resistencia real de un edificio excede su resistencia de diseño, especialmente para estructuras de periodo muy cortos. Esto es llamado Sobre resistencia (Overstrength).

La Sobre resistencia que depende de una variedad de factores. Ejemplos de la diferencia entre la resistencia de diseño y la resistencia teórica para elementos estructurales se pueden deber a:

- 1) La diferencia entre esfuerzos admisibles y de fluencia,
- 2) Los efectos de las cargas de gravedad en elementos esforzados,
- 3) Sobre resistencia del elemento debido a opciones discretas de tamaño del elemento,
- 4) Sobre resistencia del elemento debido a los requerimientos de rigidez (distorsión),
- 5) Incremento de la resistencia estructural debido a una redistribución de las fuerzas de los elementos en el rango inelástico y
- 6) La contribución de todos los elementos estructurales y no estructurales que en el proceso de diseño no son considerados como parte del sistema resistente a cargas laterales.
- 7) Otros...

La Sobre resistencia de una edificación es reconocida explícitamente en algunos códigos, tales como el NBCC (Canadá) y EC (Eurocódigo).

#### 4.1.4 Distribución de la fuerza lateral

La dinámica estructural da el cortante basal y la fuerza estática inercial equivalente en el nivel  $j$  para el modo  $n$  de un edificio de múltiples niveles.

$$V_{bn} = M_n^x \cdot A_n \quad f_{(j,n)} = \Gamma_n \cdot m_j \cdot \phi_{jn} \cdot A_n$$

Así mismo, usando las definiciones para  $M_n^x$  y  $\Gamma_n$ ,  $f_{(j,n)}$  puede ser expresado en términos de  $V_{bn}$

$$f_{(j,n)} = V_{bn} \cdot \frac{w_j \cdot \phi_{jn}}{\sum_{i=1}^N (w_i \cdot \phi_{in})}$$

Ahora compararemos esta distribución de fuerzas desde la dinámica estructural con las especificaciones de los códigos.

Según el código IBC de los EEUU

$$F_j = (V_b) \cdot \frac{w_j \cdot h_j^k}{\sum_{i=1}^N (w_i \cdot h_i^k)}$$

Según el código NBCC de Canadá

$$F_j = (V_b - F_t) \cdot \frac{w_j \cdot h_j}{\sum_{i=1}^N (w_i \cdot h_i)}$$

Según el código MFDC del distrito federal de México

$$F_j = (V_b) \cdot \frac{w_j \cdot h_j}{\sum_{i=1}^N (w_i \cdot h_i)} \quad \text{si } T_1 \leq T_c$$

$$F_j = V_b^{(1)} \cdot \frac{w_j \cdot h_j}{\sum_{i=1}^N (w_i \cdot h_i)} + V_b^{(2)} \cdot \frac{w_j \cdot h_j^2}{\sum_{i=1}^N (w_i \cdot h_i^2)} \quad \text{si } T_1 > T_c$$

Según el Eurocódigo:

$$F_j = (V_b) \cdot \frac{w_j \cdot \phi_{j1}}{\sum_{i=1}^N (w_i \cdot \phi_{i1})} \quad \text{o} \quad F_j = (V_b) \cdot \frac{w_j \cdot h_j}{\sum_{i=1}^N (w_i \cdot h_i)}$$

Según el código NTE E-0.30 del Perú:

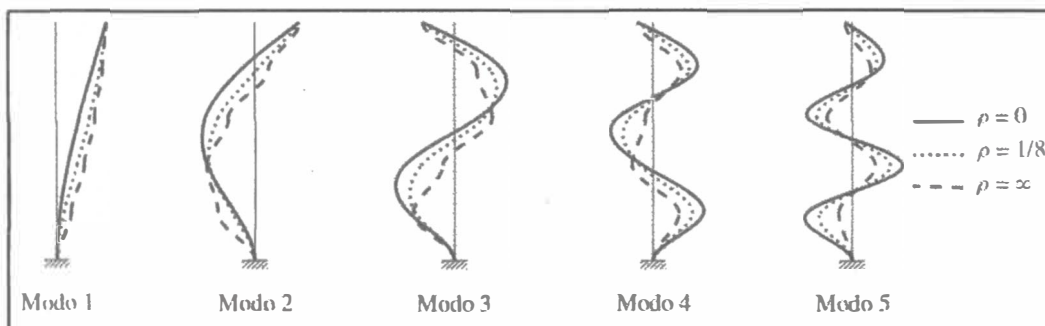
$$F_i = \frac{w_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^N (w_j \cdot h_j)} \cdot (V_b - F_a)$$

Si  $k=0$  en el código IBC (EEUU),  $F_t = 0$  en el código NBCC (Canadá), si  $T < T_c$  para el código MFDC (México),  $F_a = 0$  en el código NTE E-0.30 (Perú). Entonces todas las fórmulas dan lo mismo.

Esta distribución de fuerzas es equivalente con la siguiente ecuación:

$$f_{(j,n)} = V_{bn} \cdot \frac{w_j \cdot \phi_{jn}}{\sum_{i=1}^N (w_i \cdot \phi_{in})}$$

Si es que  $\phi_{jn}$  es proporcional a  $h_j$ , y esto significa que la forma de modo sea lineal. Esta es una suposición razonable para el periodo fundamental de muchos edificios como se muestra en la siguiente figura para formas de modo fundamentales entre dos valores extremos 0 y  $\infty$  para una viga en voladizo de rigidez constante.



**Figura N°4.08: Modos naturales de vibración del marco uniforme de cinco niveles para tres valores de  $\rho$**

Fuente: Libro: Dinámica de Estructuras, Chopra K. Anil, Pág. 760

En el código IBC la distribución a lo largo de la altura está basada en la asunción de que los desplazamientos laterales son proporcionales a  $h_j$  para  $T < 0.5 \text{ seg.}$ ,  $h_j^2$

para  $T > 2.5$  seg. y a un exponente intermedio de  $h_j$  para valores intermedios de  $T$ . Esta distribución intenta reconocer el cambio del modo fundamental y el incremento de las contribuciones de los modos superiores a la respuesta estructural con el incremento de  $T$ .

La asignación de una fuerza adicional  $F$  en la parte alta del edificio en adición a las fuerzas inerciales se usa en los códigos NBCC (Canadá) y NTE 030 (Perú) para considerar aproximada y simplificada la influencia de modos de vibración superior en la distribución de fuerzas. La fuerza  $F$  incrementa el cortante en los pisos superiores relativos al cortante en la base. Así mismo, esto es consistente con las predicciones de la dinámica estructural de que los modos superiores afectan las fuerzas en los pisos superiores más que en los inferiores. En ambos códigos se dan valores para  $F = 0$  para estructuras de periodo corto de hasta  $0.25V_b$  (para el código NBCC) y  $0.15V_b$  (para el código NTE 030) para edificios de periodos largos, para los cuales la dinámica estructural demuestra que la respuesta de los modos superiores es significativa.

En el código mexicano MFDC, si  $T < T_c$  la distribución en la altura de las fuerzas laterales considera solo la contribución del modo fundamental asumiendo una forma lineal de la deformada. Sin embargo, para  $T > T_c$ , el código mexicano especifica otra distribución basado en desplazamientos de entrepiso proporcionales a  $h_j$  a  $T = t_c$  y  $h_j^2$  para  $T$  mayores a  $T_c$ , e intermedios entre formas lineales y parabólicas para valores intermedios de  $T$ . Esta variación en la forma deflectada y por ende distribución de la fuerza, intenta reconocer el cambio en la forma del modo de vibración fundamental y el incremento de las respuestas de los modos superiores con el incremento del periodo fundamental.

El Eurocódigo considera las dos formulaciones mostradas anteriormente, y se observa que la distribución de las fuerzas laterales está basada enteramente en el modo de vibración fundamental sin considerar el incremento por la contribución de los modos superiores en la respuesta con valores altos de  $T$ .

#### 4.1.5 Momento de volteo

Algunos códigos, incluyendo el NBCC (Canadá) y MFDC (México), aceptan reducciones en el momento de volteo relativo a los valores calculados de la fuerza  $F_j$  por estadísticas.



Los momentos de volteo calculados de las fuerzas inerciales de los códigos, supuestamente calibrados contra los resultados de la respuesta dinámica para proveer los correctos cortantes de entrepiso podrían exceder los valores predichos por el análisis dinámico y podrían por consiguiente ser reducidos.

El factor de reducción en la base es 0.80 en el código MFDC (México), y es independiente del periodo  $T$  o la altura. En el código NBCC (Canadá) en factor de reducción en la base del edificio está en un rango de 1.0 para edificios con  $T < 0.50$  seg. a valores de 0.7; 0.8 ó 1.0 para edificios con  $T > 2.0$  seg. en el este de Canadá, dependiendo del sistema estructural. El IBC (EEUU), EC (Eurocódigo) y NTE 030 (Perú) no permiten reducción en el momento de volteo relativo a los valores calculados de las fuerzas laterales a través de la estática.

## CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 5.1 CONCLUSIONES

- La contribución de los modos superiores al primero para el caso del momento de volteo en la base va incrementándose cuando se aumenta la altura del edificio y están en el orden del 1%.
- La contribución de los modos superiores al primero para el caso del cortante basal va incrementándose cuando se aumenta la altura del edificio y están en el orden del 10%.
- La contribución de los modos superiores al primero es más significativo para el cortante basal que para el momento de volteo.
- Para todos los casos, la combinación de la respuesta máxima elástica de la Norma E.030 nos proporciona mayores valores de las respuestas tanto para el momento de volteo y el cortante basal.
- Considerando vigas infinitamente rígidas en las estructuras, se obtienen mayores respuestas de momento de volteo y cortante basal que cuando se consideran posibles giros en los nudos (método de Muto).
- El momento de volteo aumenta al incrementar la rigidez de las columnas y el número de pisos.
- El cortante basal aumenta al incrementar la rigidez de las columnas solo en los tramos del espectro de diseño donde la aceleración espectral es constante. En el tramo del espectro donde los periodos varían de 0,4 a 1,0 segundos, el cortante basal disminuye ya que las fuerzas disminuyen debido a que la aceleración espectral también disminuye.
- El momento de volteo y el cortante basal aumentan al disminuir la relación de rigideces viga-columna.
- Las estructuras con columnas de ancho 40; 50 y 60cm, no cumple en ninguno de los casos el requisito de la Norma, como por ejemplo el cortante basal mínimo y las distorsiones de entrepiso.
- Las estructuras con columnas de ancho 80x80cm y 100x100cm cumplen con el requisito de la Norma para el cortante basal mínimo en edificios de hasta 12 pisos; en el presente Informe de Suficiencia no se compara el cortante

basal dinámico y el estático en edificaciones de 15 pisos a más, ya que la norma solo permite un análisis estático para edificios de hasta 45m. de altura.

- Al aumentar el número de pisos, la contribución del primer modo al cortante basal y momento de volteo se hace menor.
- Tanto para edificaciones con columnas de ancho 80x80cm y 100x100cm se supera el 90% de masa participativa al considerar dos modos cuando se analizan edificios de 5; 8; 10 y 12 pisos. Para estas mismas edificaciones se supera el 90% de masa participativa al considerar tres modos de vibración cuando se estudian edificios de 15; 18; 20 y 25 pisos.
- El método de combinación CQC nos ofrece una respuesta más certera ya que considera el acoplamiento entre los modos de acuerdo a la cercanía o no de los periodos de vibración.
- Al disminuir la relación de rigideces vigas-columnas, el factor de seguridad al volteo disminuye para todas la edificaciones.
- El análisis estático de la Norma peruana es más conservador si se compara con el código americano con respecto a la altura máxima a analizar con este método. El código peruano considera una altura máxima de análisis de 45m., y el código norteamericano considera una altura máxima a analizar de 73m.
- Las expresiones para el espectro de pseudo aceleración en los distintos códigos en los análisis dinámicos son muy similares. Aun cuando son presentadas de diferentes formas, las expresiones son equivalentes a 
$$V = \frac{ZUCS}{R} \cdot P$$
- El coeficiente de reducción de la respuesta en la mayoría de los códigos es independiente del periodo. Pero se encuentran algunas excepciones como en la norma chilena y la mexicana.

## 5.2 RECOMENDACIONES

- Una manera de solucionar el problema de la estabilidad al volteo en edificios esbeltos consiste en adicionar sótanos a la estructura para aumentar su momento resiste, ya que al considerar sótanos, aumenta el peso total de la edificación.
- También se puede solucionar el problema de volcamiento, anclando su base mediante pilotes hasta encontrar roca firme.
- Se pueden mitigar los efectos del sismo utilizando aisladores sísmicos en su base.
- También se pueden mitigar los efectos sísmicos utilizados amortiguadores sísmicos o disipadores de energía.
- De todos modos es recomendable el uso de programas de cómputo modernos ya que nos brindan resultados más precisos.
- Es recomendable usar el método de combinación modal CQC, ya que al considerar un acoplamiento modal de acuerdo a las frecuencias de los modos, nos ofrece mejores resultados al evaluar edificios de gran altura.

## BIBLIOGRAFÍA

- Bazán Enrique - Roberto Meli. *“Diseño sísmico de edificios”*. Cuarta edición. Limusa. México, 2001.
- Chopra K. Anil. *“Dinámica de Estructuras”*. Cuarta edición. Pearson Education. México, 2014.
- García Reyes Luis Enrique. *“Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico”*. Segunda Edición. Universidad de los Andes. Bogotá, 1999.
- Gómez Chávez Salvador Ismael. *“Análisis sísmico moderno”*. Primera edición. Trillas. México, 2007
- Gonzales Fernández Helbert Fredy. *“Comportamiento sísmico de edificios con muros delgados de hormigón. Aplicación a zonas de alta sismicidad de Perú”*. Tesis para optar el grado de Doctor. Universidad Politécnica de Catalunya. Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. Barcelona, 2010.
- Vallecilla B. Carlos Ramiro *“Fuerzas Sísmicas - Principios y aplicaciones NSR-98”*. Primera edición. Bauen. Bogotá, 2003.
- Vargas Alzate Yeudy F.. *“Análisis estructural estático y dinámico probabilista de edificios de hormigón armado. Aspectos metodológicos y aplicaciones a la evaluación del daño”*. Tesis para optar el grado de Doctor. Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. Universidad Politécnica de Catalunya. Barcelona, 2013.
- Wilson Edward L.. *“Análisis Estático y Dinámico de Estructuras”*. Primera edición en español. Búho. Santo Domingo, 2009.
- <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/2488/sanchezmeza.pdf?sequence=1>; 04-06-2014.

## ANEXOS

	Pág.
ANEXO N°01: Cálculo del peso y masa en el edificio E5-A1	110
ANEXO N°02: Frecuencias y los periodos de vibración de la estructura E5-A1 – Método de Holzer	111
ANEXO N°03: Momento de volteo y cortante basal según la regla de combinación CQC – Método de Holzer	117
ANEXO N°04: Frecuencias y los periodos de vibración de la estructura E5-A1 – Método de Holzer y Muto	120
ANEXO N°05: Momento de volteo y cortante basal según la regla de combinación CQC – Método de Holzer y Muto	125
ANEXO N°06: Valores de las respuestas del cortante basal según número de modos usados para edificios Tipo 5	127