

# UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería

Comparación de las fuerzas de sismo establecidas por el método de análisis modal espectral contra fuerzas de sismo obtenidas por método estático conforme a la norma NSE-2010 en tipologías comúnmente utilizadas en Guatemala.

Trabajo de graduación presentado por Oscar Renato Valdés Córdoba para optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala

2015



Comparación de las fuerzas de sismo establecidas por el método de análisis modal espectral contra fuerzas de sismo obtenidas por método estático conforme a la norma NSE-2010 en tipologías comúnmente utilizadas en Guatemala.

# UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería


Comparación de las fuerzas de sismo establecidas por el método de análisis modal espectral contra fuerzas de sismo obtenidas por método estático conforme a la norma NSE-2010 en tipologías comúnmente utilizadas en Guatemala.

Trabajo de graduación presentado por Oscar Renato Valdés Córdoba para optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil


Guatemala

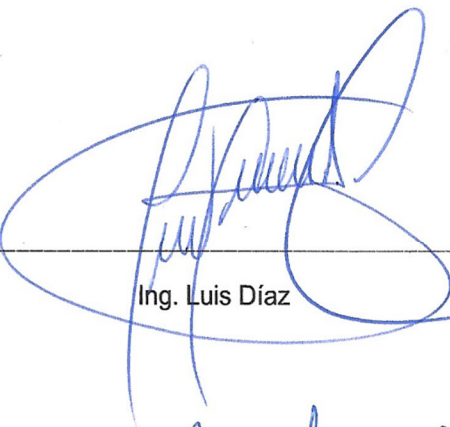
2015

Vo. Bo. :

(f)   
Ing. Jorge Mario Rosales Chinchilla

Tribunal Examinador:

(f)   
Ing. Jorge Mario Rosales Chinchilla

(f)   
Ing. Luis Díaz

(f)   
Ing. Roberto Godo Levensen

Fecha de aprobación: Guatemala, 9 de diciembre de 2015.

## PREFACIO

La idea de realizar este trabajo surgió de las inquietudes presentadas a partir del trabajo diario que se realiza en la empresa de diseño estructural en la cual laboro acerca de la calibración del análisis modal del 85% propuesta en la normativa AGIES. Estas inquietudes van dirigidas hacia la exactitud o razones de este valor. Quería profundizar entonces en el estudio de la obtención de las fuerzas sísmicas en las estructuras, proceso que realizaré constantemente durante mi vida profesional.

### **Agradecimientos especiales para:**

-**Mi padre**, Oscar por su ayuda y consejo constante durante mi proceso de formación.

-**Mi asesor**, el Ing. Jorge Rosales por su ayuda y consejo durante la ejecución de este trabajo.

### **Dedicatoria especial:**

-**A mis padres**, Oscar y Marbella por su cariño y apoyo incondicional.

- **A mi hermana**, Suzette por su cariño fraternal.

## TABLA DE CONTENIDO

LISTA DE FIGURAS.....	vii
LISTA DE CUADROS .....	viii
LISTA DE GRÁFICAS.....	ix
RESUMEN .....	xi
I. INTRODUCCIÓN .....	1
II. OBJETIVOS .....	3
A. General .....	3
B. Específicos .....	3
III. TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES.....	4
A. Tipologías estructurales permitidas en Guatemala.....	4
1. Sistemas E1 .....	5
2. Sistemas E2.....	6
3. Sistemas E3.....	6
4. Sistemas E4.....	6
5. Sistemas columnas voladizas E5-1 o péndulo invertido E5-2.....	6
B. Descripción de las tipologías utilizadas en este estudio.....	6
1. Sistema de marcos rígidos en concreto reforzado E1.....	6
2. Sistema de cajón E2.....	12
3. Sistema dual con marcos arriostrados en acero E4.....	17
IV. MARCO TECTÓNICO Y ASPECTOS SÍSMICOS EN GUATEMALA .....	21
A. Marco tectónico en Guatemala.....	21
B. Aspectos sísmicos.....	22
1. Índice de sismicidad.....	23
2. Clasificación de obra.....	24
3. Nivel de protección sísmica.....	25
4. Sismos para diseño estructural.....	26
5. Selección de parámetros sísmicos.....	27
6. Elaboración de los espectros de diseño según la norma AGIES NSE 2-10.....	32
V. MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO .....	34
A. Método de la carga sísmica estática equivalente.....	34
1. Definición.....	34
2. Cálculo del cortante basal al límite de cedencia.....	34
3. Cálculo del período de vibración $T$ de la estructura.....	35
4. Distribución vertical de las fuerzas sísmicas.....	37
5. Distribución horizontal de las fuerzas sísmicas.....	38
B. Método de análisis modal espectral .....	39
1. Definición y aplicación.....	39
2. Procedimiento del análisis .....	41

3. Usos permitidos y calibración del cortante basal obtenido por el método estático equivalente.....	43
VI. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y REALIZACIÓN DE LOS MODELOS MATEMÁTICOS PARA LA COMPARACIÓN ENTRE LAS FUERZAS DE SISMO OBTENIDAS MEDIANTE LOS DOS MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO EN LAS TIPOLOGÍAS PRESENTADAS. ....	46
A. Planteamiento del problema.....	46
B. Elaboración de los modelos matemáticos.....	47
1. Modelo de marcos rígidos de concreto reforzado (E1).....	47
2. Modelo de sistema tipo cajón E2. ....	49
3. Modelo de sistema dual con riostras concéntricas E4.....	51
4. Integración de las cargas gravitacionales.....	52
5. Parámetros sísmicos para la Ciudad de Guatemala. ....	54
6. Espectros de respuesta obtenidos para las 3 tipologías. ....	55
VII. RESULTADOS.....	58
A. Edificio de concreto reforzado E1.....	59
1. Corte sísmico aplicado por nivel. ....	59
2. Corte sísmico acumulado por nivel.....	61
3. Desplazamientos del centro de masa por nivel. ....	63
4. Desplazamientos del centro de masa acumulados por nivel.....	65
5. Comparación de los cortantes basales.....	67
6. Comparación de los desplazamientos máximos. ....	68
7. Análisis de los resultados. ....	68
B. Edificio de sistema tipo cajón. ....	72
1. Corte sísmico aplicado por nivel. ....	72
2. Corte sísmico acumulado por nivel.....	74
3. Desplazamientos del centro de masa por nivel. ....	77
4. Desplazamientos acumulados del centro de masa por nivel. ....	79
5. Comparación de los cortantes basales.....	81
6. Comparación de los desplazamientos máximos. ....	82
7. Análisis de los resultados. ....	82
C. Edificio de sistema dual con riostras concéntricas.....	84
1. Corte sísmico aplicado por nivel. ....	84
2. Corte sísmico acumulado por nivel.....	86
3. Desplazamientos de centro de masa por nivel.....	88
4. Desplazamientos del centro de masa acumulados por nivel.....	90
5. Comparación de los cortes basales.....	92
6. Comparación de los desplazamientos máximos. ....	93
7. Análisis de los resultados. ....	93
VIII. CONCLUSIONES .....	96

IX.	RECOMENDACIONES .....	97
X.	GLOSARIO.....	98
XI.	BIBLIOGRAFÍA. ....	100

## LISTA DE FIGURAS.

<b>Figura.</b>	<b>Página.</b>
Figura No. 1 Mecanismo de falla sísmica esperada en marcos de concreto .....	7
Figura No. 2 Confinamiento típico de columnas y vigas.....	8
Figura No. 3 Confinamiento de nudos columna-viga.....	8
Figura No. 4 Límites dimensionales de vigas y columnas sísmicas.....	9
Figura No. 5 Algunas configuraciones irregulares en planta.....	10
Figura No. 6 Algunos ejemplos de irregularidades verticales.....	10
Figura No. 7 Ejemplo de efecto de columna corta.....	11
Figura No. 8 Centro Comercial en la Zona 10. ....	11
Figura No. 9 Edificio de Oficinas en la Zona 5 .....	12
Figura No. 10 Componentes típicos de una obra tipo cajón.....	13
Figura No. 11 Configuraciones en planta de muros estructurales .....	14
Figura No. 12 Formación de piso débil por irregularidad vertical .....	14
Figura No. 13 Comportamiento de muros esbeltos y bajos.....	15
Figura No. 14 Ejemplo de muros acoplados en fachadas .....	16
Figura No. 15 Algunas secciones típicas de muros en sistema cajón .....	16
Figura No. 16 Edificio de Apartamentos en la Zona 18 .....	17
Figura No. 17 Configuraciones de arriostamiento concéntrico. ....	18
Figura No. 18 Riostra fallada por pandeo y placa de unión deformada .....	19
Figura No. 19 Edificio de oficinas Zona 9. ....	19
Figura No. 20 Centro Comercial en Zona 10.....	20
Figura No. 21 Fronteras de las placas tectónicas en Guatemala.....	21
Figura No. 22 Principales sistemas de fallas en Guatemala. ....	22
Figura No. 23 Zonificación sísmica para la República de Guatemala.....	23
Figura No. 24 Distribución típica de fuerzas estáticas equivalentes .....	34
Figura No. 25 Factor de amplificación torsional sísmico (Figura 2-1 NSE 3-10).....	39
Figura No. 26 Masas concentradas de un nivel .....	40
Figura No. 27 Sistema de masas concentradas de una estructura.....	40
Figura No. 28 Primeros tres modos de vibración de una estructura .....	41
Figura No. 29. Vistas en planta y tridimensional del edificio con sistema E1.....	48
Figura No. 30 Vistas en planta y tridimensional del edificio con sistema E2.....	49
Figura No. 31. Planta acotada del edificio con sistema E2. ....	50
Figura No. 32 Vistas en planta y tridimensional del edificio con sistema E4.....	51

## LISTA DE CUADROS

<b>Cuadro.</b>	<b>Página.</b>
Cuadro 1. Sistemas sismo resistentes (Tabla 1-1 NSE 3-10).....	4
Cuadro 2. Nivel mínimo de protección y probabilidad del sismo de diseño .....	26
Cuadro 3. Listado de amenaza sísmica por municipios .....	27
Cuadro 4. Guía para clasificación de clase de sitio .....	29
Cuadro 5. Tipos de fuente sísmica (Tabla 4-5 NSE 2-10).....	30
Cuadro 6. Factores $N_a$ para períodos cortos de vibración (Tabla 4-6 NSE 2-10).....	30
Cuadro 7. Factores $N_v$ para períodos largos de vibración (Tabla 4-7 NSE 2-10).....	30
Cuadro 8. Coeficiente $F_a$ (Tabla 4-2 NSE 2-10).....	31
Cuadro 9. Coeficientes (Tabla 4-3 NSE 2-10) .....	31
Cuadro 10. Valores $K_d$ según nivel de diseño.....	32
Cuadro 11. Características irregulares en planta (Tabla 1-2 NSE 3-10).....	44
Cuadro 12. Características irregulares en elevación (Tabla 1-3 NSE 3-10) .....	44
Cuadro 13. Secciones de los elementos para el tipo E1.....	49
Cuadro 14. Secciones de los elementos para el tipo E2.....	51
Cuadro 15. Secciones de los elementos para el tipo E3.....	52
Cuadro 16. Peso propio por nivel sistema de marcos rígidos de concreto E1.....	52
Cuadro 17. Peso propio por nivel sistema tipo cajón E2.....	53
Cuadro 18. Peso propio por nivel sistema dual en acero tipo E4.....	53
Cuadro 19. Carga muerta sobrepuesta aplicada a los modelos .....	53
Cuadro 20. Cargas vivas utilizadas en los modelos .....	54
Cuadro 21. Parámetros sísmicos para la Ciudad de Guatemala .....	55
Cuadro 22. Coeficientes sísmicos para estructuras tipo E1-A. ....	56
Cuadro 23. Coeficientes sísmicos para estructuras E2-A. ....	56
Cuadro 24. Coeficientes sísmicos sistema dual E4-A. ....	57
Cuadro 25. Cortantes basales y factores de calibración. ....	67
Cuadro 26. Desplazamientos máximos para los edificios con sistema E1. ....	68
Cuadro 27. Comparación de los desplazamientos máximos edificios sistema E2. ....	82
Cuadro 28 Cortantes basales y factores de calibración. ....	92
Cuadro 29. Comparación de los desplazamientos máximos de edificios sistema E4. ....	93

## LISTA DE GRÁFICAS

<b>Gráfica.</b>	<b>Página.</b>
Gráfica 1. Ejemplo de espectro de respuesta.....	33
Gráfica 2. Espectro de respuesta inelástico Ciudad de Guatemala, Sistema E1-A.....	56
Gráfica 3. Espectro de respuesta inelástico Ciudad de Guatemala, Sistema cajón E2-A. ....	57
Gráfica 4. Espectro de respuesta inelástico Ciudad de Guatemala, Sistema dual E4-A. ....	57
Gráfica 5. Corte sísmico por nivel 3N .....	59
Gráfica 6. Corte sísmico por nivel 4N .....	59
Gráfica 7. Corte sísmico por nivel 8N .....	60
Gráfica 8. Corte sísmico por nivel 12N .....	60
Gráfica 9. Corte sísmico por nivel 16N. ....	60
Gráfica 10. Corte sísmico acumulado por nivel 3N. ....	61
Gráfica 11. Corte sísmico acumulado por nivel 4N. ....	61
Gráfica 12. Corte sísmico acumulado por nivel 8N. ....	62
Gráfica 13. Corte sísmico acumulado por nivel 12N. ....	62
Gráfica 14. Corte sísmico acumulado por nivel 16N. ....	62
Gráfica 15. Desplazamientos del centro de masa por nivel 3N.....	63
Gráfica 16. Desplazamientos del centro de masa por nivel 4N.....	63
Gráfica 17. Desplazamiento del centro de masa por nivel 8N.....	64
Gráfica 18. Desplazamiento del centro de masa por nivel 12N. ....	64
Gráfica 19. Desplazamiento del centro de masa por nivel 16N. ....	64
Gráfica 20. Desplazamientos acumulados centro de masa 3N.....	65
Gráfica 21. Desplazamientos acumulados centro de masa 4N.....	65
Gráfica 22. Desplazamientos acumulados centro de masa 8N.....	66
Gráfica 23. Desplazamientos acumulados centro de masa 12N.....	66
Gráfica 24. Desplazamientos acumulados centro de masa 16N.....	66
Gráfica 25. Comparación de los cortantes basales entre los cinco edificios con sistema E1.....	67
Gráfica 26. Comparación de los desplazamientos máximos edificios sistema E1.....	68
Gráfica 27. Corte sísmico aplicado por nivel 3N.....	72
Gráfica 28. Corte sísmico aplicado por nivel 4N.....	73
Gráfica 29. Corte sísmico aplicado por nivel 8N.....	73
Gráfica 30. Corte sísmico aplicado por nivel 12N.....	73
Gráfica 31. Corte sísmico aplicado por nivel 16N.....	74
Gráfica 32. Corte sísmico acumulado por nivel 3N. ....	74
Gráfica 33. Corte sísmico acumulado por nivel 4N. ....	75
Gráfica 34. Corte sísmico acumulado por nivel 8N. ....	75

Gráfica 35. Corte sísmico acumulado por nivel 12N. ....	76
Gráfica 36. Corte sísmico acumulado por nivel 16N. ....	76
Gráfica 37. Desplazamientos del centro de masa por nivel 3N. ....	77
Gráfica 38. Desplazamientos del centro de masa por nivel 4N. ....	77
Gráfica 39. Desplazamientos del centro de masa por nivel 8N. ....	78
Gráfica 40. Desplazamientos del centro de masa por nivel 12N. ....	78
Gráfica 41. Desplazamientos del centro de masa por nivel 16N. ....	78
Gráfica 42. Desplazamientos acumulados centro de masa por nivel 3N. ....	79
Gráfica 43. Desplazamientos acumulados centro de masa por nivel 4N. ....	79
Gráfica 44. Desplazamientos acumulados centro de masa por nivel 8N. ....	80
Gráfica 45. Desplazamientos acumulados centro de masa por nivel 12N. ....	80
Gráfica 46. Desplazamientos acumulados centro de masa por nivel 16N. ....	80
Gráfica 47 Comparación de los cortantes basales entre los cinco edificios con sistema E2. ....	81
Gráfica 48 Cortantes basales y factores de calibración. ....	81
Gráfica 49. Comparación de los desplazamientos máximos entre los edificios sistema E2. ....	82
Gráfica 50. Corte sísmico aplicado por nivel 3N. ....	84
Gráfica 51. Corte sísmico aplicado por nivel 4N. ....	84
Gráfica 52. Corte sísmico aplicado por nivel 8N. ....	85
Gráfica 53. Corte sísmico aplicado por nivel 12N. ....	85
Gráfica 54. Corte sísmico aplicado por nivel 16N. ....	85
Gráfica 55. Corte sísmico acumulado por nivel 3N. ....	86
Gráfica 56. Corte sísmico acumulado por nivel 4N. ....	86
Gráfica 57. Corte sísmico acumulado por nivel 8N. ....	87
Gráfica 58. Corte sísmico acumulado por nivel 12N. ....	87
Gráfica 59. Corte sísmico acumulado por nivel. ....	87
Gráfica 60. Desplazamientos centro de masa por nivel 3N. ....	88
Gráfica 61. Desplazamientos centro de masa por nivel 4N. ....	88
Gráfica 62. Desplazamientos centro de masa por nivel 8N. ....	89
Gráfica 63. Desplazamientos centro de masa por nivel 12N. ....	89
Gráfica 64. Desplazamientos centro de masa por nivel 16N. ....	89
Gráfica 65. Desplazamientos acumulados del centro de masa por nivel 3N. ....	90
Gráfica 66. Desplazamientos acumulados del centro de masa por nivel 4N. ....	90
Gráfica 67. Desplazamientos de centro de masa acumulados por nivel. ....	91
Gráfica 68. Desplazamientos de centro de masa acumulados por nivel 12N. ....	91
Gráfica 69. Desplazamientos de centro de masa acumulados por nivel 16N. ....	91
Gráfica 70. Comparación de los cortes basales de los edificios con sistema E4. ....	92
Gráfica 71. Comparación de los desplazamientos máximos de los edificios sistema E4. ....	93

## RESUMEN

En las Normas de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica -AGIES- se presentan los parámetros sísmicos aplicables en Guatemala para la integración de la carga sísmica que se debe aplicar a una edificación para su posterior análisis.

En dichas normas, se presentan igualmente los dos métodos permitidos para el análisis sísmico. El primer método es el Estático Equivalente, el cual por ser empírico posee limitaciones en su utilización y el método Modal Espectral, el cual no posee limitaciones en su utilización, pero requiere del método estático equivalente para su calibración, calibración definida al 85% del cortante basal obtenido por el método Estático Equivalente.

En este trabajo se presenta la manera para obtener estos parámetros sísmicos y el posterior análisis sísmico mediante los dos tipos de análisis sísmicos así como la calibración del análisis modal en tres tipologías o sistemas estructurales diferentes.

Con los resultados obtenidos, se analizó qué tan ajustado a la realidad es la calibración de los resultados del método Modal Espectral al 85% de método Estático Equivalente.

Estos tres sistemas estructurales se modelaron con cinco variaciones distintas de altura para analizar su comportamiento al momento que una misma estructura se vuelve más alta y de esta manera observar el método sísmico más propicio para cada estructura.

Entre los resultados obtenidos se muestran gráficas y cuadros que presentan las fuerzas y deformaciones encontradas en cada uno de los modelos tridimensionales realizados los cuales se compararon y analizaron.

Cada tipología presentó un comportamiento propio en la distribución de fuerzas y deformaciones ante las cargas de sismo que se le aplicaron debido al principio propio de sismo resistencia de cada una de ellas.

## I. INTRODUCCIÓN

Las necesidades de un mayor aprovechamiento de los espacios físicos en la Ciudad de Guatemala debido a un crecimiento demográfico acelerado han provocado un crecimiento vertical y la realización de obras de Ingeniería Civil de mayor tamaño en los últimos años. Entre estas obras, se encuentran edificios para albergar viviendas u oficinas ubicados en diferentes zonas de la ciudad capital. Adicionalmente a esto, Guatemala se encuentra en una zona altamente sísmica lo cual ha provocado pérdidas tanto humanas y materiales a lo largo del tiempo. Esta situación presenta entonces un reto importante para la Ingeniería Civil y Estructural en nuestro país.

Para disminuir este riesgo sísmico y obtener estructuras seguras, es importante identificar dos etapas importantes en diseño de éstas. La primera de ellas es el correcto análisis de las fuerzas sísmicas ante las cuáles puede sometida una estructura al momento de un terremoto y la segunda etapa es el correcto diseño de los elementos estructurales ante estas fuerzas. En este trabajo se tratará la primera etapa y para ello, se estudiarán las diferentes metodologías que se presentan en la normativa guatemalteca para el análisis sísmico.

En el año 2010, se actualizaron las Normas de Seguridad Estructural -NSE- de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica -AGIES- en las que se incluyeron los parámetros sísmicos por zonas en el territorio de Guatemala según su índice de sismicidad, el tipo de suelo y otros factores. Adicionalmente a esto, estas normas presentan los dos tipos de análisis sísmicos permitidos los cuáles son el análisis Estático Equivalente y el método Modal Espectral.

El análisis estático equivalente es un método de obtención empírico y directo de las fuerzas de sismo inducidas a un edificio, el cual posee una aplicación limitada debido a que no considera la rigidez real de los elementos presentes en la estructura. En la normativa AGIES, el uso de este tipo de análisis está restringido a un pequeño número de estructuras las cuales deben ser simétricas y sin irregularidades verticales significativas o respetar un límite de altura determinado.

Por otra parte, se tiene el análisis modal espectral el cual se puede utilizar en cualquier caso y este permite obtener un análisis más real de la estructura. Esto es debido a los períodos de vibración provocados por las fuerzas horizontales equivalentes dónde se considera empíricamente el análisis dinámico y se definen los modos naturales de vibración en modelos en tres dimensiones dónde se considera la rigidez de todos los componentes. Estos modelos en tres dimensiones se pueden realizar de manera eficiente mediante el uso de software comercial que permita modelar dichas estructuras. Sin embargo, si se va a utilizar este tipo de análisis es necesario considerar que para que sea válida su utilización posteriormente en el diseño estructural, se considere que el corte en la base por método Modal Espectral debe ser, al menos, el 85% del corte en la base obtenido mediante el método Estático Equivalente. Si el corte basal obtenido en el análisis modal

espectral es menor al 85%, entonces es necesario calibrar este análisis de tal forma que ese cortante sea del 85% del obtenido por el método estático.

En este trabajo se presenta un estudio en el cual se encuentran los resultados de estos dos tipos de análisis sísmicos para edificios de tres tipologías estructurales diferentes con cinco variaciones diferentes de nivel para observar el comportamiento de los mismos cuando se van volviendo más altos e igualmente se realizó una comparación entre ambos y la calibración del 85% estipulada en la normativa AGIES.

Para ello, se presentan las tipologías estructurales permitidas en Guatemala según las normas AGIES. Además de esto las tres tipologías escogidas para realizar el estudio así como sus características principales y una descripción de cómo es su comportamiento de respuesta ante un evento sísmico.

Seguidamente a esto, se presenta el marco tectónico y sísmico de Guatemala así como el procedimiento para elegir los parámetros sísmicos que se deben utilizar para el diseño de estructuras según las condiciones del sitio y la ubicación en la cual se vaya a ejecutar una obra.

Como tercer punto, se presentan el análisis estático equivalente, análisis modal espectral y se describe el procedimiento que se debe seguir para utilizarlos.

Posteriormente a ello, se presenta el planteamiento del problema y los aspectos generales de los modelos utilizados y su modelado en tres dimensiones con el software comercial ETABS.

Por último se presentan los resultados obtenidos del estudio así como las conclusiones a y las recomendaciones que se identificaron a partir de estos resultados.

## II. OBJETIVOS

### A. General

Estudiar las diferencias que existen en la determinación de fuerzas y deformaciones por nivel en una estructura según los dos métodos de análisis sísmicos descritos en las normas NSE-AGIES cuando se varía la altura de la misma.

### B. Específicos

1. Cuantificar las diferencias en las fuerzas y deformaciones para los diferentes métodos de análisis sísmico.
2. Establecer una comparación de los resultados obtenidos con la calibración al 85% del método estático descrito en AGIES.
3. Estudiar el comportamiento sísmico esperado de diferentes tipologías estructurales utilizadas comúnmente en Guatemala.
4. Aprender acerca del modelado matemático estructural en tres dimensiones utilizando el software comercial ETABS.

### III. TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES.

#### A. Tipologías estructurales permitidas en Guatemala.

En Guatemala, se utilizan diversos sistemas estructurales que difieren en sus materiales, comportamientos y alcances. Estos sistemas estructurales se encuentran descritos en la norma NSE 3-10 de AGIES. Dichas tipologías se presentan en este capítulo, sin embargo el estudio que se presenta en este trabajo se basa en tres de las tipologías comúnmente utilizadas para edificios en Guatemala E1, E2 y E4, las cuales se explican más a profundidad para una mejor comprensión de su comportamiento sísmico.

**Cuadro 1. Sistemas sismo resistentes (Tabla 1-1 NSE 3-10).**

	SISTEMA ESTRUCTURAL (sección 1.5)	Sistema Constructivo Véase Secc1.5.8	R	$\Omega_r$	$C_d$	Limite de altura en metros			
						Nivel de Protección			
						B	C	D	E
E1	SISTEMA DE MARCOS								
E1-A	Marcos tipo A De concreto reforzado De acero estructural	NSE 7.1 NSE 7.5	8 8	3 3	5.5 5.5	SL SL	SL SL	SL SL	SL SL
E1-B	Marcos tipo B De concreto reforzado De acero estructural	NSE 7.1 NSE 7.5	5 4.5	3 3	4.5 4	50 50	30 30	12 12	NP NP
E1-C	Marcos tipo C De concreto reforzado De acero estructural	NSE 7.1 NSE 7.5	3 3.5	3 3	3 2.5	30 30	NP NP	NP NP	NP NP
E2	SISTEMA DE CAJON								
	Con muros estructurales De concreto reforzado A	NSE 7.1	5	2.5	5	SL	75	50	30
	De concreto reforzado B	NSE 7-1	4	2.5	4	50	50	30	NP
	De concreto reforzado BD	1.5.8	5	2.5	3	30	30	15	12
	De mampostería reforzada A	NSE 7.4	4	2.5	3	30	30	20	15
	Paneles de Concreto prefabricado	NSE 7.3	4	3	3.5	30	30	15	12
	Con paneles de madera	NSE 7.6	6	3	4	20	20	15	20
E3	SISTEMA GENERAL								
	Con muros estructurales De concreto reforzado A	NSE 7.1	6	2.5	5	SL	75	50	50
	De concreto reforzado B	NSE 7.1	5	2.5	4	SL	50	30	NP
	De mampostería reforzada A	NSE 7.4	5.5	3	3.5	SL	SL	50	50
	Paneles de concreto prefabricado	NSE 7.3	4.5	3	3.5	SL	30	30	20
	Marcos de acero arriostrado Tipo A con riostras excéntricas	NSE 7.5	8	2	4	SL	50	50	30
	Tipo A con riostras concéntricas	NSE 7.5	6	2	5	SL	50	30	20
	Tipo B con riostras concéntricas	NSE 7.5	3.5	2	3.5	30	12	12	NP

Continuación Cuadro 1.

	SISTEMA ESTRUCTURAL (sección 1.5)	Sistema Constructivo Véase Secc1.5.8	R	$\Omega_r$	$C_d$	Límite de altura en metros			
						Nivel de Protección			
						B	C	D	E
E4	SISTEMA DUAL								
	Marcos de concreto reforzado A Con muros estructurales	NSE 7.1	7	2.5	5.5	SL	SL	SL	SL
	De concreto reforzado A De mampostería reforzada A	NSE 7.4	5.5	3	5	SL	SL	SL	SL
E5	Marcos de acero tipo A con riostras excéntricas con riostras concéntricas especiales	NSE 7.5	8	2.5	4	SL	SL	SL	SL
		NSE 7.5	7	2.5	5.5	SL	SL	SL	SL
E5	COLUMNAS VOLADIZAS o PÉNDULO INVERTIDO								
	De concreto reforzado Confinado	NSE 7.1	2.5	1.2	2.5	12	12	12	12
	De estructura de acero Con detalles sísmicos	NSE 7.5	2.5	1.2	2.5	12	12	12	12
E6	De estructura de madera	NSE 7.7	1.5	1.5	1.5	12	12	12	12
	OTRO TIPO								
	Clasificar como E5, o bien, consultar exclusiones en NSE 3.1, NSE 4, NSE 5 o NSE 6.								

Fuente: Norma AGIES NSE 3-10, 2010.

En el Cuadro 1, se presentan los seis sistemas estructurales y sus posibles configuraciones. Se presentan igualmente los factores sísmicos  $R$ ,  $\Omega_r$ ,  $C_d$ ; los cuales se describen a continuación: el factor  $R$ , hace referencia al Factor Genérico de Reducción de Respuesta Sísmica, el factor  $\Omega_r$  es el Factor de Sobre-resistencia el cuál se utiliza para aumentar la resistencia en ciertos componentes críticos y por último el factor  $C_d$ , es el Factor de Amplificación Post-elástico, el cual se utiliza para la estimación de la derivas elásticas máximas a partir de las derivas máximas post-elásticas admisibles.

Adicionalmente a esto, se muestra el límite de altura en metros sobre la base que puede tener cada sistema estructural por encima de su nivel de base y para cada Nivel de Protección, los cuales se describirán más adelante.

1. Sistemas E1. Esta tipología se explica a profundidad en la sección B-1 de este capítulo.

2. Sistemas E2. Esta tipología se explica a profundidad en la sección B-2 de este capítulo.

3. Sistemas E3. Esta tipología se forma mediante un sistema combinado de losas actuando como diafragmas horizontales los cuáles se soportan mediante muros estructurales y marcos o entre los marcos y riostras si la estructura es de acero. Las solicitaciones sísmicas se dividen entre las rigideces de los elementos en el plano vertical. Algunos marcos pueden excluirse del sistema de resistencia lateral, sin embargo deben ser capaces de soportar las derivas inducidas por las cargas laterales sin comprometer su integridad para soportar cargas gravitacionales. En este caso, si la estructura es de concreto las losas pueden ser planas o con vigas. Los muros estructurales o riostras pueden ser Especiales (tipo A) u Ordinarios (tipo B) dependiendo de las demandas sísmicas.

4. Sistemas E4. Esta tipología se explica a profundidad en la sección B-3 de este capítulo.

5. Sistemas columnas voladizas E5-1 o péndulo invertido E5-2. Los sistemas de columnas voladizas E5-1 son estructuras que constituyen la parte superior de otras estructuras en las que columnas o muros soportan las cargas verticales cómo horizontales. No tienen acción de marco en la dirección de la carga horizontal.

Los sistemas de péndulo invertido E5-2 son sistemas esbeltos en dirección de la carga horizontal en la cual funcionan como un voladizo vertical aislado. En estos sistemas, al menos el 50% de la masa de la estructura se debe encontrar en la parte superior y la estabilidad lateral depende de restricciones a momento. Estos sistemas pueden ser tanques elevados de agua, entre otros.

#### B. Descripción de las tipologías utilizadas en este estudio.

1. Sistema de marcos rígidos en concreto reforzado E1. Este tipo de estructuras se encuentran constituidas por un sistema integrado de marcos compuestos por columnas y vigas en concreto unidos entre sí por un diafragma horizontal de piso. Estos marcos son los que soportan todas las cargas, tanto verticales cómo horizontales. Este tipo de estructuras conforman la familia E1. Estos marcos puede ser Marcos Especiales a Momento (tipo A) u Ordinarios (tipo B). (AGIES NSE 3-10, 2010:6).

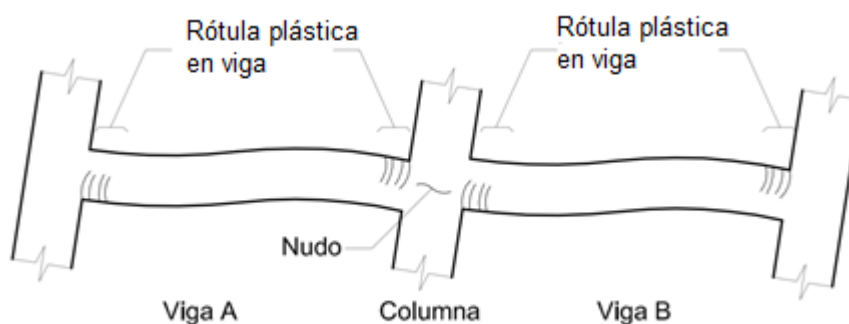
Los marcos rígidos en concreto reforzado se utilizan como sistema sismo- resistente cuando se requiere flexibilidad arquitectónica en el diseño de una estructura ya que permiten la modificación de los espacios internos de la estructura y los usos de los mismos. Este sistema se puede utilizar en lugares con una alta sismicidad bajo el sistema de marcos especiales a momento cuyas características están especificadas en el código ACI 318-14.

El comportamiento sísmico de las estructuras de marcos en concreto reforzado depende principalmente de la ductilidad de los mismos y de su correcta configuración para proporcionar la estabilidad necesaria a la estructura. El principio de diseño sísmico de los marcos rígidos de concreto se basa en estos cuatro conceptos principales (Moehle, 2015:708):

- Sistema de columna fuerte – viga débil.
- Detallado de columnas y vigas para garantizar una respuesta dúctil.
- Evitar fallas frágiles por cortante y fuerzas axiales.
- Evitar la interacción con elementos no estructurales.

En este sistema estructural se espera que el modo de falla ante un evento sísmico de gran magnitud se dé bajo el criterio de “columna fuerte-viga débil” ante lo cual se espera que las articulaciones plásticas de falla se encuentren antes en las vigas que en las columnas para evitar el colapso de la estructura. Esto debido a que las vigas son mucho más redundantes que las columnas, como se muestra en la Figura No.1.

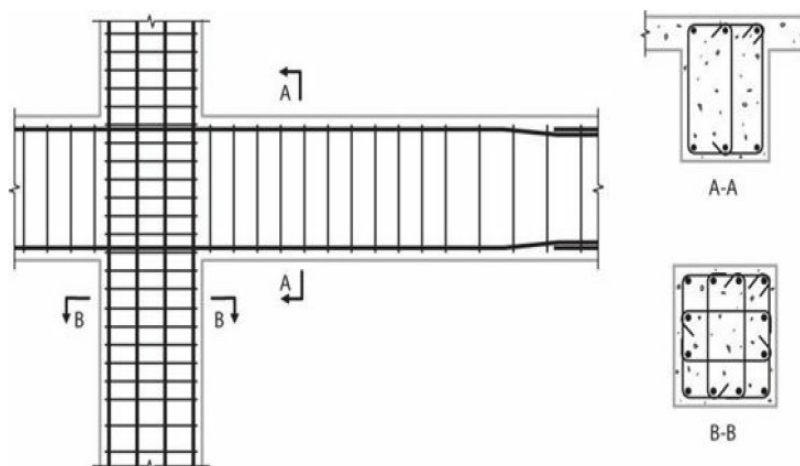
**Figura No. 1 Mecanismo de falla sísmica esperada en marcos de concreto**



Fuente: Elaboración propia

La respuesta dúctil de las vigas y las columnas depende de que estas estén debidamente reforzadas con acero. El refuerzo de estas secciones se realiza con varillas de acero longitudinales a la sección y son confinadas mediante estribos y eslabones. A mayor confinamiento, la sección será más dúctil, pero se deben respetar los límites de acero estipulados en la norma ACI 318R-14. A continuación se muestran unos confinamientos típicos que se pueden encontrar tanto en columnas como en vigas.

**Figura No. 2 Confinamiento típico de columnas y vigas**



Fuente: Moehle, 2015.

**Figura No. 3 Confinamiento de nudos columna-viga.**



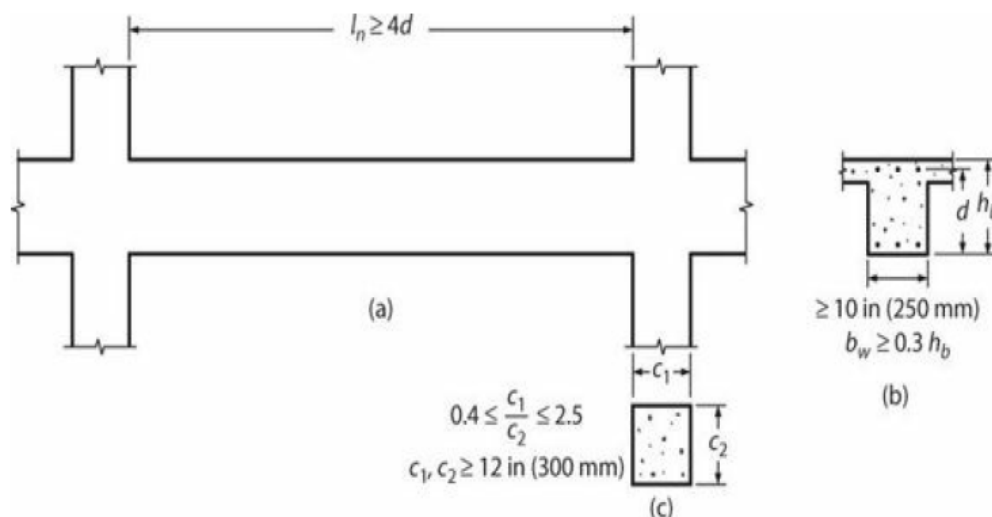
Fuente: Moehle, 2015.

En este caso, las vigas trabajan principalmente en flexión y consecuentemente se produce un efecto cortante en las mismas. Los momentos de flexión son soportados por el refuerzo longitudinal presente que consta de al menos dos varillas corridas de refuerzo tanto en el lecho superior como inferior de la viga. Según el código ACI 318R-14 (ACI, 2014:275) para zonas con una sismicidad alta se deben utilizar Marcos Especiales a Momento. Para garantizar el buen comportamiento de las vigas ante estas condiciones sísmicas, éstas deben tener al menos una luz libre de 4 veces su peralte y una base de al menos 25 cm o 0.3 veces su peralte. Igualmente se recomienda que la luz libre de estas vigas esté comprendida entre 6 y 9 metros ya que las vigas

con esta luz libre pueden tener un peralte adecuado para soportar las cargas gravitacionales sin sobrecargar las juntas y las columnas adyacentes a ellas (Moehle, 2015:706).

Por otro lado, las columnas son elementos que soportan una compresión axial, la cuál puede ser concéntrica (aplicada en el eje centroidal) o excéntrica (paralela al eje centroidal). Las fallas en las columnas en este tipo de estructuras son asociadas muchas veces a la longitud de las mismas. Una longitud muy grande comparada con su área de base puede provocar el pandeo y pérdida de resistencia de las mismas, al igual que una columna corta puede fallar por aplastamiento del material. Otra causa de falla sísmica en columnas es la falta de confinamiento de las mismas para asegurar que su comportamiento sea dúctil, es decir que permita que se puedan deformar antes de fallar. Las columnas deben al igual que las vigas tener unas medidas mínimas para garantizar su adecuado comportamiento sísmico. Las dimensiones de la base de las columnas deben de ser al menos de 30 cm y en caso de ser rectangulares, entonces el lado corto debe ser al menos 0.4 veces el largo. De lo contrario, las columnas deben ser consideradas como muros (ACI, 2014:281).

**Figura No. 4 Límites dimensionales de vigas y columnas sísmicas.**



Fuente: Moehle, 2015.

Adicionalmente a lo presentado anteriormente, es importante tomar en cuenta la configuración general de la estructura para predecir su comportamiento sísmico. Tendrán una mejor respuesta aquellas estructuras que tengan una distribución geométrica y uniforme de las masas y las rigideces a lo alto y ancho de su geometría. Para lograr esto, es importante que las columnas estén distribuidas de la manera más regular y ordenada posible, así como una continuidad del diafragma de piso y si hubiera agujeros, que estos estén distribuidos de la mejor

manera para evitar efectos torsionales que puedan castigar a la estructura. Estas geometrías irregulares pueden incluir edificios con configuraciones en planta cómo las que se muestran en la siguiente figura.

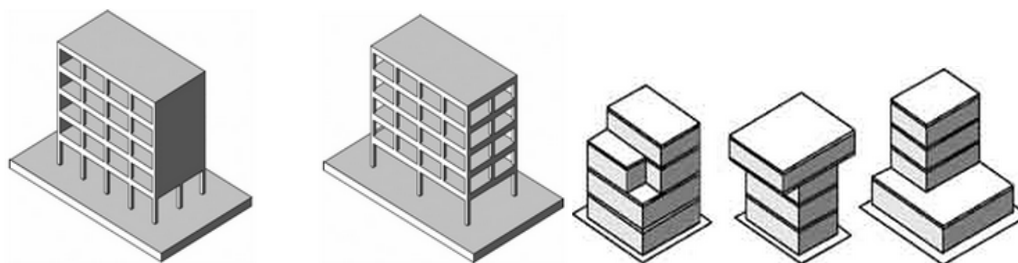
**Figura No. 5 Algunas configuraciones irregulares en planta.**



Fuente: Organización Panamericana de la Salud, 2000.

Por otro lado, al igual que es importante cuidar la configuración en planta, es importante garantizar la correcta transmisión de los esfuerzos, tanto sísmicos cómo gravitacionales verticalmente hasta las cimentaciones. Para ello es importante evitar o tomar en consideración las irregularidades en elevación que pueden conllevar a cambios de rigidez muy importantes y a la concentración de esfuerzos en lugares no deseados. Entre estas irregularidades se encuentran la discontinuidad de columnas en los niveles inferiores lo que puede provocar pisos suaves, cambios en la altura de los niveles lo que puede provocar que unos niveles sean más flexibles que otros por la esbeltez de las columnas. Igualmente puede haber columnas de diferentes alturas en un mismo nivel si los edificios se encuentran en laderas o barrancos. Así mismo la irregularidad se puede dar en los diafragmas, dónde es común que en los pisos superiores existan “setbacks” o aberturas que provoquen una mayor flexibilidad en los pisos superiores y por ende concentración de esfuerzos en los pisos inferiores.

**Figura No. 6 Algunos ejemplos de irregularidades verticales**



Fuente: Guevara, 2012.

Por último, es importante, para el buen comportamiento sísmico que en esta tipología estructural se evite la interacción de los componentes estructurales con aquellos no estructurales. Usualmente esto se da con los muros que funcionan como tabicaciones los cuáles no soportan cargas y en muchos casos son muros rígidos de mampostería. La rigidez de estos elementos

muchas veces no se toman en consideración al momento de diseñar los elementos principales lo cual puede conllevar a efectos dañinos al momento de un sismo. Uno de los fenómenos más comunes en estos casos es el efecto de columna corta, en el cual un muro bajo de mampostería con una rigidez muy grande se encuentra en el eje de la columna y al momento de un sismo provoca que esta columna estructural falle por fuerzas cortantes muy elevadas.

**Figura No. 7 Ejemplo de efecto de columna corta.**



Fuente: Moehle, 2015

En Guatemala, este es el sistema estructural más utilizado para obras de tamaño mediano a grande. Esto incluye edificios residenciales, edificios de oficinas, hospitales, centros comerciales, entre otros. A continuación se presentan unos ejemplos de obras que funcionan bajo este sistema.

**Figura No. 8 Centro Comercial en la Zona 10.**



Fuente: Elaboración propia

**Figura No. 9 Edificio de Oficinas en la Zona 5**

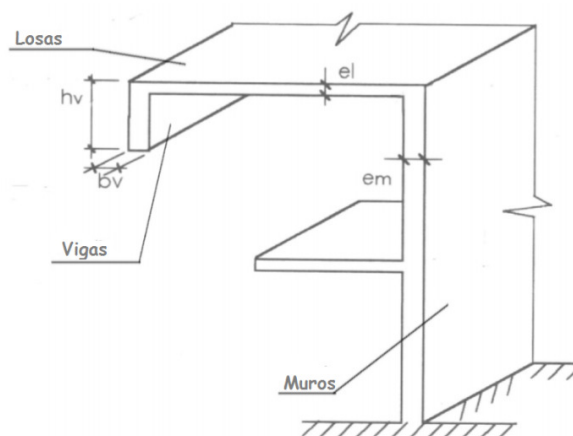


Fuente: Elaboración propia

Se puede concluir entonces que este sistema estructural proporciona un comportamiento flexible de la estructura produciendo una buena disipación de la energía inducida por los sismos.

2. Sistema de cajón E2. Es un sistema de diafragmas horizontales los cuales están sostenidos por muros estructurales unidos entre sí de forma monolítica. Estos muros deben ser capaces de soportar tanto las demandas verticales como horizontales. La totalidad de los muros y losas serán de concreto fundido in situ. Algunas cargas que no sean soportadas por los muros estructurales pueden ser soportadas por columnas de concreto o acero las cuales pueden o no ser parte del sistema de resistencia lateral, sin embargo deben ser capaces de soportar acciones inducidas por las derivas laterales. Por otro lado, las losas pueden ser planas o con vigas incorporadas, las cuáles no necesitan tener una función sismo resistente. Este tipo de estructuras conforman la familia tipo E2. (AGIES NSE 3-10, 2010:7).

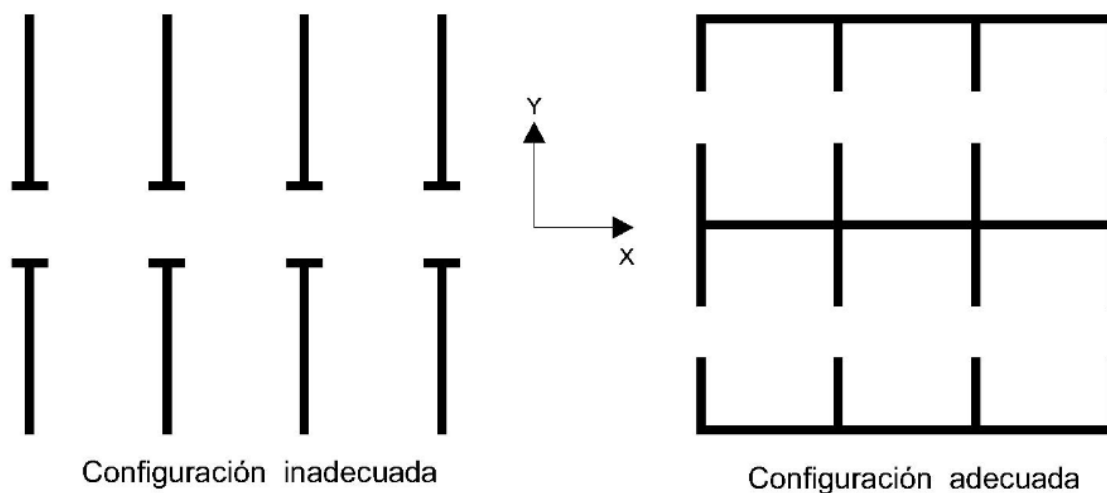
**Figura No. 10 Componentes típicos de una obra tipo cajón**



Fuente: Elaboración propia.

Los muros estructurales de concreto reforzado son elementos muy eficientes para resistir fuerzas de sismo en edificios debido a su gran rigidez y capacidad a cargas laterales (Monsalve, 2005; 3). Para que este tipo de edificios puedan tener un buen desempeño sísmico es importante que los muros se distribuyan uniformemente en las direcciones ortogonales, es decir una configuración geométrica adecuada y simétrica que permita distribuir correctamente las rigideces en todo el edificio y de esta forma se puedan evitar efectos torsionales dañinos al momento de que exista un sismo de gran magnitud. La mejor configuración es aquella dónde se disponga de muros con longitudes adecuadas de muros alineados en las dos direcciones ortogonales para tener una proporción grande entre el área de todas secciones de los muros que dan resistencia en una dirección y el área total del piso que resisten. En la siguiente figura se muestra de primero una configuración inadecuada de los muros en dónde hay una cantidad adecuada de muros paralelos al eje "Y", lo que proporciona una resistencia sísmica muy buena en esta dirección, sin embargo los muros en la dirección "X" son escasos y de tamaño muy pequeño, por lo que la estructura puede resultar inestable en esta dirección. Por otra parte, en la segunda imagen se muestra una figura con una configuración mejor, en la cual se hayan cuatro ejes de muros paralelos en la dirección "Y", divididos pero con una longitud adecuada y en la dirección "X" se observan un muro central y dos muros perimetrales de gran longitud, los cuales ofrecen una mejor respuesta sísmica que los presentados anteriormente.

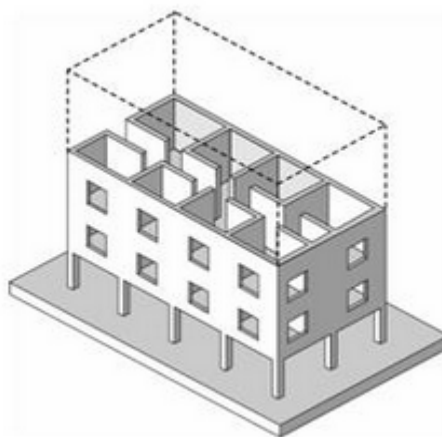
**Figura No. 11 Configuraciones en planta de muros estructurales**



Fuente: Elaboración propia

Por otra parte, se deben tener igualmente consideraciones especiales en la configuración vertical del edificio. Al existir cambios bruscos de rigidez y resistencia se pueden producir problemas en la estabilidad de una estructura sometida a sismos de gran magnitud. La irregularidad vertical más común en este sistema estructural es la discontinuidad de muros de carga en los niveles inferiores para tener espacios libres para estacionamientos los cuáles si no se consideran correctamente pueden provocar cambios de rigideces importantes que conllevan a incrementos de esfuerzos que pueden provocar fallas en los niveles inferiores y la inadecuada transmisión de las cargas verticales hasta la cimentación.

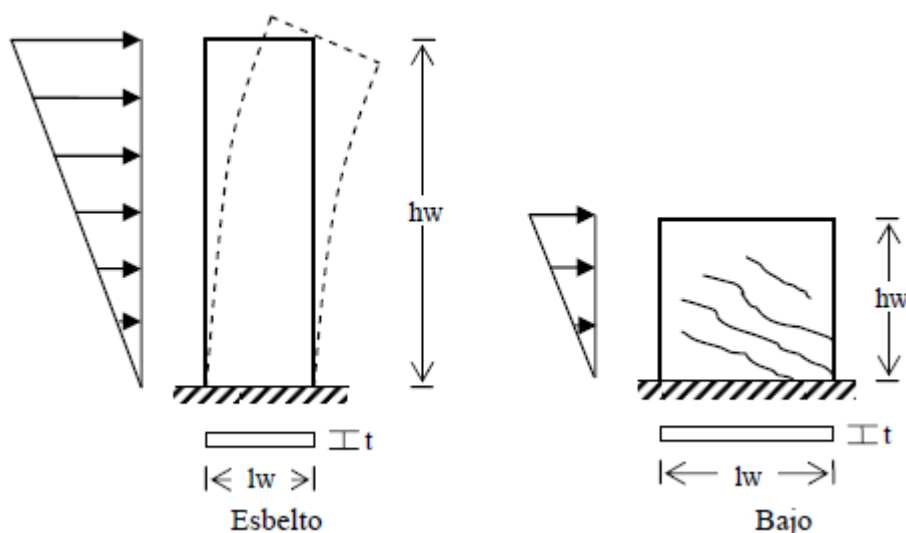
**Figura No. 12 Formación de piso débil por irregularidad vertical**



Fuente: Guevara, 2012.

Otro aspecto a considerar para el buen comportamiento sísmico de esta tipología estructural es la geometría propia de cada uno de los muros. El comportamiento de los muros estructurales depende de su relación de esbeltez y de su interacción con los muros adyacentes a ellos. El primer tipo de muro que se pueden encontrar son los muros aislados los cuáles no tienen interacción con ningún otro muro estructural y su comportamiento depende directamente de su relación entre la base y la altura. Los muros con una altura mucho más grande que su base son muros esbeltos, se pueden comportar como vigas, por lo que su comportamiento es esencialmente a flexión, mientras que los muros cuya base es mayor a su altura, son muros denominados bajos y su comportamiento está dominado por el corte (Monsalve, 2010;4).

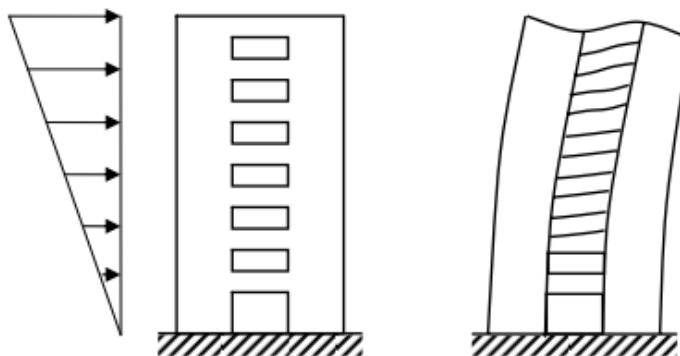
**Figura No. 13 Comportamiento de muros esbeltos y bajos**



Fuente: Monsalve, 2005.

Estos edificios, para su funcionalidad arquitectónica deben poseer aberturas en los muros estructurales para permitir la colocación de ventanas, puertas y accesos a ductos de instalaciones. Estas aberturas provocan la conexión entre dos muros aislados por medio de dinteles o vigas de acoplamiento entre los muros. Estos muros tienen un comportamiento sísmico bueno debido a que las rótulas de falla comienzan en los dinteles, permitiendo la disipación de energía bajo cargas sísmicas considerables, lo que no compromete la estabilidad vertical de la estructura y de igual forma se pueden reparar más fácilmente.

**Figura No. 14 Ejemplo de muros acoplados en fachadas**



Fuente: Monsalve, 2005

Las secciones transversales de los muros estructurales varían dependiendo de la geometría propia del edificio, aunque se pueden destacar algunas secciones comúnmente utilizadas. El espesor del muro depende de las solicitaciones de carga que estos tengan y por los valores mínimos para evitar el pandeo y la inestabilidad de la estructura. En Guatemala, se utilizan comúnmente muros de 10 cm, 12 cm y 15 cm con una altura 2.50 m piso-piso, con el cuál se cumple con el mínimo especificado en la Tabla 11.3.1.1 de ACI 318-14 el cuál describe una relación de  $h/25$  como el espesor mínimo para muros que soportan cargas. Estos muros suelen poseer una o dos capas de refuerzo ya sea con electro mallas o con varillas de acero. En los extremos poseen elementos de borde que pueden estar confinados o no dependiendo de las solicitaciones de carga que estos reciban.

**Figura No. 15 Algunas secciones típicas de muros en sistema cajón**



Fuente: Monsalve, 2005.

En Guatemala, esta tipología estructural aunque es relativamente reciente ha tenido un crecimiento muy rápido debido a que es una solución más económica y rápida en su ejecución por el encofrado de muros y losas. Se utiliza principalmente para la construcción de edificios de apartamentos de altura media.

**Figura No. 16 Edificio de Apartamentos en la Zona 18**



Fuente: Elaboración propia

Se puede concluir entonces que el sistema estructural E2 proporciona estructuras básicamente rígidas, por lo que se castiga a la misma con fuerzas de sismo mayores, ya que la disipación de la energía inducida por los sismos es menor.

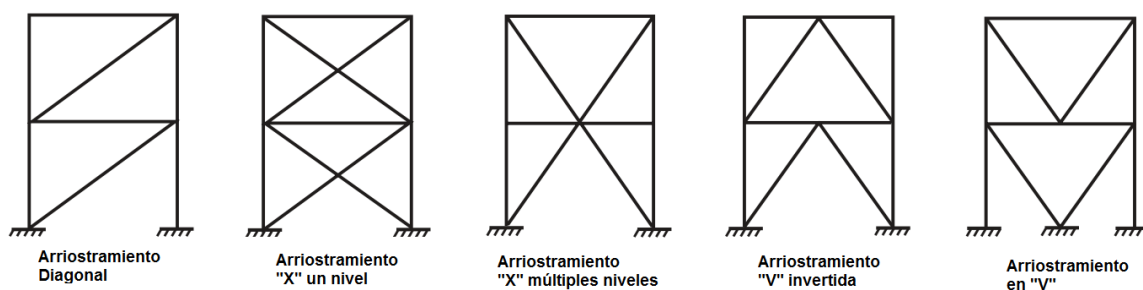
3. Sistema dual con marcos arriostrados en acero E4. Este tipo de estructura está compuesto por diafragmas horizontales soportados por marcos rígidos (columnas + vigas) y riostras en acero los cuales cumplen la función sismo resistente principal de la misma. Estas estructuras deben poseer marcos especiales cuya capacidad residual será de al menos el 25% de las demandas sísmicas. Estas estructuras corresponden a la familia E4. (AGIES NSE 3-10, 2010:7).

Un sistema dual es aquel que posea dos sistemas de resistencia lateral en la dirección de análisis. Los marcos arriostrados se definen como marcos con una armadura esencialmente vertical que puede ser concéntrica o excéntrica que se proporciona a un marco para resistir fuerzas sísmicas (ASCE 7-10, 2010: 59). En este caso se presentan los sistemas que están compuestos por riostras concéntricas como principal sistema de resistencia lateral y marcos rígidos de acero como el sistema residual de resistencia. Esto quiere decir que los marcos a momento deben estar diseñados para soportar al menos 25% de las solicitaciones sísmicas una vez que las riostras hayan fluido y posteriormente fallado. Este sistema se utiliza en muchas ocasiones para estructuras grandes o complejas en las cuales los sistemas individuales de resistencia lateral no son suficientes para soportar las cargas laterales y las derivas inducidas por un sismo.

Los arriostramientos concéntricos son aquellos donde los ejes de los elementos del marco se alinean concéntricamente en las uniones de los elementos. Este tipo de arriostramientos tienden a ser eficientes en resistir fuerzas laterales porque pueden proveer una alta resistencia y rigidez. Sin embargo puede igualmente proveer problemas de respuesta sísmica ya que estos sistemas tienen una capacidad menor a las deformaciones y por ende pueden estar sometidas a aceleraciones mayores del suelo, además que este sistema solo puede ser utilizado en edificios cuya arquitectura permita el uso de estas ya que pueden restringir la circulación o la abertura de puertas y ventanas (Sabelli *et al*, 2013:3).

Existen diferentes configuraciones de arriostramientos concéntricos entre los cuáles se puede destacar las configuraciones en “V”, “V invertida”, “X” en uno o múltiples niveles y diagonales.

**Figura No. 17 Configuraciones de arriostramiento concéntrico.**



Fuente: Elaboración propia

Estos marcos arriostrados funcionan bajo el principio de diseño por capacidad en el cual las riostras son el fusible del sistema y dónde estas se espera tengan una gran capacidad para deformarse inelásticamente, esto permite evitar una posible inestabilidad de la estructura que pueda inducir al colapso. Bajo esta idea es entonces importante que estas riostras no se sobreestimen y brinden una capacidad limitada para así evitar un sobreesfuerzo de los elementos a los cuáles están conectadas. En este sistema es importante que se formen las rótulas plásticas se formen en varios niveles simultáneamente y no se concentren en un solo nivel. Igualmente, es importante tomar en cuenta que las riostras brindan un mejor comportamiento a la estructura si se colocan en el perímetro ya que estas ayudan a controlar los efectos torsionales siempre y cuando se coloquen lo más simétricamente posible. (Sabelli *et al*, 2013:2).

Las conexiones de estas riostras deben ser más resistentes que la riostra en sí para que así la riostra pueda desarrollar toda la capacidad para la cual fue diseñada. La falla se debe dar entonces por fractura de la riostra ya sea por tensión o por pandeo en el centro de las riostras en

los ciclos que se encuentre sometida a compresión. Las placas de unión o “*gussetplate*”, por su lado suelen deformarse, pero no deben desprenderse o romperse. (Sabelli *et al*, 2013:4)

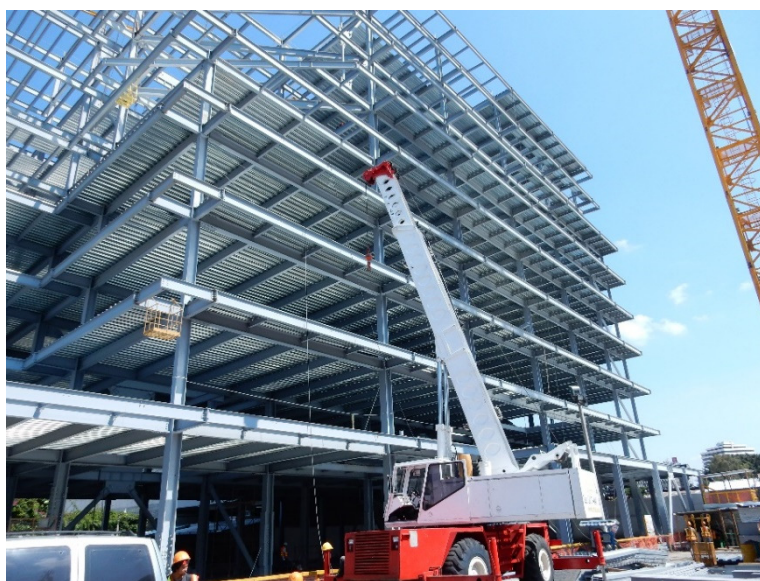
**Figura No. 18 Riostra fallada por pandeo y placa de unión deformada**



Fuente: Sabelli *et al*, 2013.

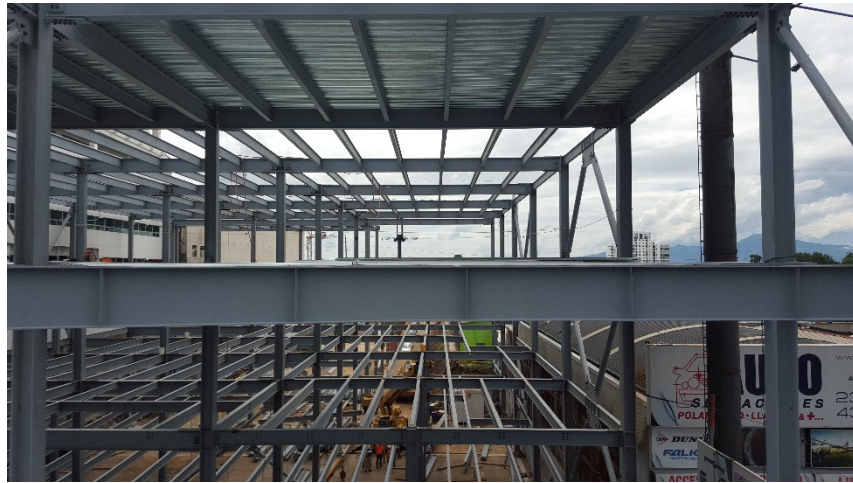
En Guatemala, este sistema estructural se ha utilizado poco en edificios. La utilización del acero se ha utilizado principalmente para construcción de edificaciones livianas como naves industriales, sin embargo recientemente se ha empezado a utilizar más y se muestran dos ejemplos a continuación.

**Figura No. 19 Edificio de oficinas Zona 9.**



Fuente: Elaboración propia.

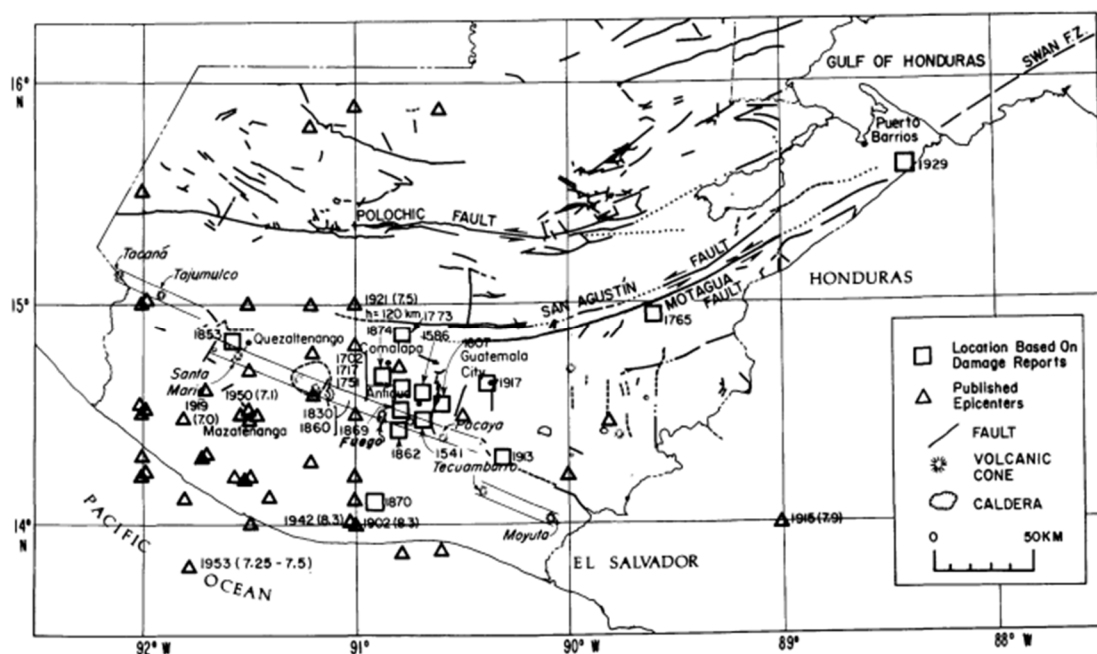
**Figura No. 20 Centro Comercial en Zona 10**



Fuente: Elaboración propia



Figura No. 22 Principales sistemas de fallas en Guatemala.



Fuente: Espinoza, 1976.

En el siglo XX se registraron sismos de gran magnitud en Guatemala, entre ellos el sismo de 1942, el de mayor magnitud registrada con un valor de 8.3 que ocasionó daños principalmente en el departamento de Guatemala. Sin embargo, el sismo que ha ocasionado los mayores daños materiales y pérdidas humanas ha sido el terremoto de 1976, en el cual los efectos de la ruptura fueron desastrosos, se registraron mediciones de desplazamiento horizontal de más de 3.00 m. en algunas partes a lo largo de la falla, se crearon aceleraciones muy altas que ocasionaron la destrucción de miles de viviendas en las zonas adyacentes, incluyendo el valle de la ciudad capital, se registrando cerca de 25,000 muertos y 75,000 heridos y aunque no se fijaron cifras exactas, se calcula que las pérdidas excedieron un mil doscientos cincuenta mil millones de dólares estadounidenses (Espinoza, 1976).

De lo descrito anteriormente, se entiende que en Guatemala existe una amenaza sísmica muy alta, lo que conlleva a la obligación de disminuir el riesgo mediante la reducción de la vulnerabilidad. Para disminuir esta vulnerabilidad es importante el estudio de los aspectos sísmicos aplicables a las estructuras y que se presentan en la Norma NSE 2-10 de AGIES.

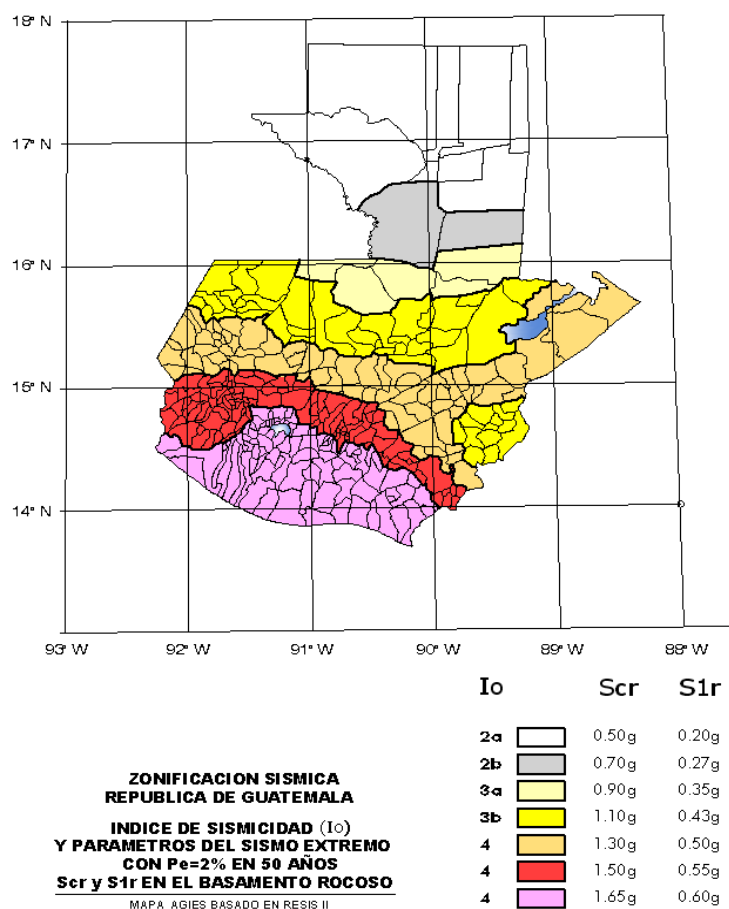
#### B. Aspectos sísmicos.

A continuación se presentan los aspectos sísmicos descritos en el Capítulo 4 de la Norma AGIES NSE 2-10 en la cual se establecen los niveles de protección sísmica requeridas para tipo de obra y según las condiciones sísmicas de cada localidad.

1. Índice de sismicidad. El índice de sismicidad  $I_o$  es una medida relativa referida a la severidad esperada de un sismo en una localidad. En Guatemala, se establecieron macrozonas de amenaza sísmica a las cuales se les asignaron su respectivo índice de sismicidad. Estos valores varían desde un  $I_o=2$  a  $I_o=4$ . La distribución de los índices de sismicidad se pueden encontrar por macrozonas o en el Anexo A de la norma con el <<Listado de Amenaza Sísmica por Municipios>>. Sin embargo, en algunas micro zonas, se puede tener un  $I_o=5$  cuando se está muy cerca de fallas tectónicas activas o en laderas empinadas dónde la amenaza y el riesgo sísmico pueden ser muy severos.

**Figura No. 23 Zonificación sísmica para la República de Guatemala**

(Figura 4.1 NSE 2-10)



Fuente: AGIES NSE 2-10, 2010.

2. Clasificación de obra. Las obras civiles se clasifican según la normativa vigente Guatemala con el Capítulo 3 de la norma AGIES NSE 1-10. Esta norma clasifica las obras en cuatro categorías según el impacto socioeconómico que implique la falla o el cese de funciones de la obra. La obra se clasifica en su conjunto sin importar el número de unidades estructurales que la constituyan, sin embargo cada unidad estructural puede sub clasificarse en su categoría correspondiente. Los límites y alcances de cada una de las categorías, se muestran a continuación.

a. Categoría I: Obras utilitarias. Según la norma AGIES NSE 1-10 (AGIES, 2010:7), son las obras que albergan personas de manera incidental, y que no tienen instalaciones de estar, de trabajo o no son habitables. Pueden ser las obras que tienen función de auxiliares de infraestructura.

Otras obras que se pueden clasificar adentro de esta categoría son:

- Instalaciones agrícolas o industriales de ocupación incidental.
- Bodegas que no se clasifiquen como Obras importantes.

-Obras auxiliares de infraestructura de ocupación incidental que no interrumpan el funcionamiento del sistema en caso de fallar.

b. Categoría II: Obras ordinarias .Estas obras son las que no estén clasificadas en las Categorías I, III o IV.

c. Categoría III: Obras importantes. Según la norma AGIES NSE 1-10 (2010:8), son las obras que poseen ciertas características, aunque no están limitadas a las presentadas a continuación:

- Obras y edificaciones gubernamentales no esenciales.
- Centros educativos y guarderías públicas y privadas.
- Centros de salud públicos y privados que no se clasifiquen como esenciales.
- Garajes de vehículos de emergencia.
- Prisiones.
- Museos.

- Cualquier edificio de más de 3,000 metros cuadrados de área rentable. Excluyendo estacionamientos.

- Teatros, cines, templos, auditorios, mercados, restaurantes y similares que alojen más de 300 personas en un mismo salón o más de 3,000 personas en toda la edificación.

- Graderíos al aire libre donde puedan haber más de 3,000 personas.
- Subestaciones eléctricas, líneas de alto voltaje, circuitos principales de agua, drenajes colectores, puentes de carretera, centrales de telecomunicaciones.
- Obras en las que hay fabricación y/o almacenamiento de materiales tóxicos, explosivos o inflamables.

d. Categoría IV: Obras esenciales. Según la norma AGIES NSE 1-10 (AGIES, 2010:8), son las obras que deben permanecer esencialmente operativas durante y después de un desastre o evento. Se pueden encontrar las obras que se mencionan a continuación, aunque no están limitadas a estas:

- Instalaciones de salud con servicios de emergencia, de cuidado intensivo o quirófanos.
- Instalaciones de defensa civil, bomberos, policía y de comunicaciones asociadas con la atención de desastres.
- Centrales telefónicas, de telecomunicación y de radiodifusión
- Aeropuertos, hangares de aeronaves, estaciones ferroviarias y sistemas masivos de transportes.
- Plantas de energía e instalaciones para la operación continua de las obras de esta categoría.
- Líneas troncales de transmisión eléctrica y sus centrales de operación y control.
- Instalaciones de captación y tratamiento de agua y sus centrales de operación y control.
- Estructuras que formen parte de sus sistemas contra incendio.
- Puentes sobre carreteras de primer orden.
- Instalaciones designadas como refugios para emergencias.
- Instalaciones de importancia estratégica.
- Aquellas obras que las autoridades estatales o municipales específicamente declaren como tales.

3. Nivel de protección sísmica. El nivel de protección sísmica es un parámetro que busca excedencia del sismo de diseño.

**Cuadro 2. Nivel mínimo de protección y probabilidad del sismo de diseño**

Índice de Sismicidad	Clase de obra			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
lo = 5	E	E	D	C
lo = 4	E	D	D	C
lo = 3	D	C	C	B
lo = 2	C	B	B	A
Probabilidad de exceder un sismo de diseño	5% en 50 años	5% en 50 años	10% en 50 años	No aplica
a) ver clasificación de obra en Capítulo 3, norma NSE 1 b) ver índice de sismicidad en Sección 4.2.1 c) ver Sección 4.3.4, para selección de espectro sísmico de diseño según probabilidad de excederlo d) para ciertas obras que hayan sido calificadas como "críticas" el ente estatal correspondiente puede considerar probabilidad de excedencia de 2% en 50 años ( $K_d = 1.00$ en sección 4.3.4) e) "esencial" e "importante" tienen la misma probabilidad de excedencia – se diferencian en el Nivel de Protección y en las deformaciones laterales permitidas				

Fuente: AGIES NSE 2-10, 2010.

4. Sismos para diseño estructural. Dependiendo de la clase de obra que se trabaje con los criterios descritos anteriormente, se definen diferentes niveles de sismo para diseño estructural. Según la norma AGIES NSE 2-10 (AGIES, 2010:12), los sismos de diseño se describen por medio de espectros de respuesta sísmica simplificados para estructuras con 5% de amortiguamiento. Se les llama "espectros de diseño". En la normativa guatemalteca, existen cuatro categorías de sismo de diseño:

- *Sismo mínimo*: es una reducción del sismo básico permitido en solo en casos de excepción en obras utilitarias y algunos casos de readecuación de obra existente.

- *Sismo básico*: es el sismo que tiene un 10% de probabilidad de ser excedido en un período de tiempo de 50 años. Se utiliza para el diseño de Obras Ordinarias o dónde lo indiquen las normas NSE 3, NSE 5 y NSE 7.

- *Sismo severo*: es el sismo que tiene un 5% de probabilidad de ser excedido en 50 años. Se usa en el diseño de Obra Importante y Obra esencial. Se puede igualmente utilizar dónde se requiere el Sismo básico si así se prefiere.

- *Sismo extremo*: es el que tiene 2% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años. Este sismo es el sismo utilizado como base para obtener los índices de sismicidad  $I_o$ .

Se puede observar de lo descrito en esta sección, que la importancia socioeconómica de la estructura va a indicar el nivel de protección que la obra requiere. Cuanta más alta sea la protección que la obra requiera, más baja es la probabilidad de que haya un sismo que supere el sismo de diseño utilizado.

### 5. Selección de parámetros sísmicos.

a. Parámetros iniciales. Los parámetros iniciales son los valores  $S_{cr}$  y  $S_{1r}$ . Estos son propios de las condiciones del sitio en el cuál se quiere hacer la obra civil. El valor  $S_{cr}$  se define como la ordenada espectral de período corto y  $S_{1r}$  es la ordenada espectral con período de 1 segundo del sismo extremo considerado en el basamento de roca en el sitio de interés sin la influencia del suelo que cubre el basamento. En la normativa guatemalteca, estos parámetros se encuentran en una microzonificación por municipios presentados en el Anexo 1 de la norma NSE 2-10. A continuación se presentan los parámetros de aceleración en términos de la gravedad "g" para algunos de los municipios más importantes en la República de Guatemala:

**Cuadro 3. Listado de amenaza sísmica por municipios**

(Extracto Anexo A NSE 2-10)

No.	Municipio	Departamento	$I_o$	$S_{cr}$	$S_{1r}$
6	Amatitlán	Guatemala	4	1.65g	0.60g
7	Antigua Guatemala	Sacatepéquez	4	1.65g	0.60g
28	Chimaltenango	Chimaltenango	4	1.50g	0.55g
37	Cobán (Norte)	Alta Verapaz	3a	0.90g	0.35g
	Cobán (Sur)	Alta Verapaz	3b	1.10g	0.43g
64	Escuintla	Escuintla	4	1.65g	0.60g
68	Flores	Petén	2a	0.50g	0.20g
77	Guatemala	Guatemala	4	1.50g	0.55g
79	Huehuetenango	Huehuetenango	4	1.30g	0.50g
110	Mazatenango	Suchitepéquez	4	1.65g	0.60g
147	Puerto Barrios	Izabal	4	1.30g	0.50g
150	Quetzaltenango	Quetzaltenango	4	1.50g	0.55g
154	Retalhuleu	Retalhuleu	4	1.65g	0.60g
159	Salamá	Baja Verapaz	4	1.30g	0.50g
226	San Marcos	San Marcos	4	1.50g	0.55g
328	Zacapa	Zacapa	4	1.30g	0.50g

Fuente: Elaboración propia a partir de Anexo A, NSE 2-10, 2010.

b. Clase de sitio. El sitio de interés se clasifica en base a las características del suelo a un nivel de 30m por debajo de los cimientos de la estructura. Se requiere clasificar la clase de sitio entre las categorías AB, C, D, E o F para establecer correctamente el espectro de diseño. Se pueden clasificar según los criterios presentados en la sección 4.5 de la norma NSE 2-10.

La clasificación depende igualmente de la velocidad ponderada de onda de corte  $V_{ps}$ , del valor ponderado de resistencia a la penetración estándar  $N_p$  o bien de los valores de espesores parciales de las capas de estratos no cohesivos  $N_{nc}$  y el espesor de estratos cohesivos  $S_{uc}$ .

La velocidad ponderada de onda de corte  $V_{ps}$  se calcula con la siguiente ecuación:

$$V_{ps} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{V_{si}}}$$

Donde:

- $d_i$  es el espesor del estrato  $i$ .
- $V_{si}$  velocidad de la onda en ese estrato.
- $\sum_{i=1}^n d_i$  es 30 metros por debajo de la cimentación o el espesor mayor que se haya investigado.

El valor ponderado de resistencia a la penetración estándar a una profundidad de 30 metros se calcula con la siguiente ecuación:

$$N_p = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}}$$

Donde:

- $d_i$  es el espesor del estrato  $i$ .
- $N_i$  es el número de golpes en cada estrato.
- $\sum_{i=1}^n d_i$  es 30 metros por debajo de la cimentación o el espesor mayor que se haya investigado.

El valor ponderado de estratos no cohesivos se calcula de la manera siguiente:

$$N_{nc} = \frac{d_s}{\sum_{l=1}^n \frac{d_l}{N_l}}$$

El valor ponderado de los estratos cohesivos

$$S_{uc} = \frac{d_c}{\sum_{l=1}^n \frac{d_l}{s_l}}$$

A partir de los resultados obtenidos mediante las ecuaciones anteriores, se determina la clasificación de sitio tal y como se presenta a continuación:

**Cuadro 4. Guía para clasificación de clase de sitio**

Clase de Sitio		$V_{ps}$ todo el perfil	$N_p$ todo el perfil	$N_{nc}$ sector no-cohesivo	$S_{nc}$ sector cohesivo
AB	Roca	750 m/s	No aplica	No aplica	No aplica
C	Suelo muy denso o roca suave	750 a 360 m/s	$\geq 30$	$\geq 30$	$> 200$ kPa
D	Suelo firme y rígido	360 a 180 m/s	30 a 5	30 a 5	200 a 50 kPa
E	Suelo suave	$< 180$ m/s	$\leq 5$	$\leq 5$	$< 50$ kPa
		Cualquier perfil de suelo con un estrato de 3.0 m o más con índice de plasticidad $IP > 20$ ; humedad $w \geq 40\%$ y $Suc < 25$ kPa			
F	Suelo con problemas especiales	Véase NSE 2.1 Capítulo 5			

Fuente: AGIES NSE 2-10, 2010.

Por otra parte, la Norma NSE 2-10 (2010:21) indica que cuando se desconozcan las propiedades del suelo y no se tenga detalle suficiente para enmarcarlo dentro de alguna de las categorías, se deberá utilizar la clasificación D a menos de que el profesional responsable del suelo o bien datos geotécnicos generales indiquen que la clasificación pudiera ser E, en cuyo caso se utiliza lo más conservador. Los suelos tipo F son aquellos suelos potencialmente susceptibles de fallar o colapsar ante una carga sísmica, pueden ser licuables, arcillas sensitivas o suelos pobremente cementados y suelos con una columna de turbas o arcillas con un alto contenido de material orgánico. Los sitios con el perfil F requieren un espectro propio del sitio.

c. Amenaza de intensidades sísmicas especiales. Existen peligros por amenazas naturales los cuáles deben ser previstos al momento de ejecutar un proyecto. La proximidad de las fallas activas es uno de ellos. La proximidad a las fallas geológicas activas pueden modificar las ordenadas espectrales mediante los factores  $N_d$  y  $N_v$  para los períodos cortos de vibración y los períodos largos de vibración respectivamente.

Existen tres tipos de fuentes sísmicas A, B ó C las cuáles varían dependiendo de la máxima magnitud-momento que puedan producir y su tasa de corrimiento anual. La zona de subducción que se encuentra en Guatemala, no se considera debido a la distancia a la cual se encuentra del territorio nacional.

**Cuadro 5. Tipos de fuente sísmica (Tabla 4-5 NSE 2-10)**

Tipo de fuente	Descripción	Máxima magnitud-momento	Tasa de Corrimiento (mm por año)
A	Fallas geológicas capaces de generar eventos de gran magnitud y con alta tasa de sismicidad (nota 1)	$M_o \geq 7.0$	$TC \geq 5$
B	Fallas geológicas que no son A o C	$M_o \geq 7.0$ $M_o < 7.0$ $M_o \geq 6.5$	$TC < 5$ $TC > 2$ $TC < 2$
C	Fallas geológicas incapaces de generar eventos de gran magnitud y que tienen baja tasa de sismicidad	$M_o < 6.5$	$TC < 2$
Nota 1: la zona de subducción de Guatemala no se considera por la distancia a la fuente Nota 2: la magnitud $M_o$ y el TC deben concurrir simultáneamente cuando se califique el tipo de fuente sísmica			

Fuente: AGIES NSE 2-10, 2010.

Por su parte, los factores  $N_a$  y  $N_v$  van disminuyendo conforme la distancia entre la obra que se desea ejecutar y la fuente sísmica aumente. Los valores más altos se observan en las fuentes sísmicas A debido a que son estas las que pueden generar un sismo con una magnitud mayor y en consecuencia representan una amenaza mayor que las fuentes B y C.

**Cuadro 6. Factores  $N_a$  para períodos cortos de vibración (Tabla 4-6 NSE 2-10)**

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica (Nota 1)		
	$\leq 2$ km	5 km	$\geq 10$ km
A	1.25	1.12	1.0
B	1.12	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0
Nota 1: tomar la distancia horizontal a la proyección horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 km Nota 2: utilizar el factor $N_a$ que mayor haya salido al cotejar todas las fuentes relevantes			

Fuente: AGIES NSE 2-10, 2010

**Cuadro 7. Factores  $N_v$  para períodos largos de vibración (Tabla 4-7 NSE 2-10)**

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica (Nota 1)			
	$\leq 2$ km	5 km	10 km	$\geq 15$ km
A	1.4	1.2	1.1	1.0
B	1.2	1.1	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0
Nota 1: tomar distancia horizontal a la proyección horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 km Nota 2: utilizar el factor $N_v$ que mayor haya salido al cotejar todas las fuentes relevantes				

Fuente: AGIES NSE 2-10, 2010

d. Ajuste por clase de sitio. Los valores  $S_{cr}$  y  $S_{1r}$  obtenidos para el municipio de estudio se debe ajustar a las condiciones superficiales del suelo que cubre el basamento rocoso. Esto se hace obteniendo dos nuevos parámetros.

El parámetro  $S_{cs}$  es la ordenada espectral del sismo extremo en el sitio de interés para estructuras con período de vibración corto con amortiguamiento crítico de 5% y se obtiene mediante el producto de la ordenada  $S_{cr}$ , el coeficiente de sitio para períodos de vibración cortos  $F_a$  y el factor de aumento por fuente sísmica  $N_a$ .

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a * N_a$$

**Cuadro 8. Coeficiente  $F_a$  (Tabla 4-2 NSE 2-10)**

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0
D	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
E	1.7	1.2	1.0	0.9	0.9
F	se requiere evaluación específica -- ver sección 4.4.1				

Fuente: AGIES NSE 2-10, 2010.

El parámetro  $S_{1s}$  es la ordenada espectral del sismo extremo en el sitio de interés para estructuras con período de vibración de 1 segundo con amortiguamiento crítico de 5% y se obtiene mediante el producto de la ordenada  $S_{1r}$ , el coeficiente de sitio para períodos de vibración largos  $F_v$  y el factor de aumento por fuente sísmica  $N_v$ .

$$S_{1s} = S_{1r} * F_v * N_v$$

**Cuadro 9. Coeficientes (Tabla 4-3 NSE 2-10)**

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.0	1.8	1.7	1.6	1.5
E	3.2	2.8	2.6	2.4	2.4
F	se requiere evaluación específica -- ver sección 4.4.1				

Fuente: AGIES NSE 2-10, 2010.

e. Período de transición  $T_s$ . El período de transición es el período que separa los períodos cortos de y los períodos largos. Este período marca la abscisa en el espectro en la cual la aceleración, empieza a disminuir conforme el período de la estructura se vuelve cada vez más largo. Durante los períodos cortos, se considera que los valores de la aceleración en el espectro

continúan iguales. En la norma AGIES NSE 2-10, este periodo se denomina  $T_s$  y está definido por la siguiente expresión:

$$T_s = \frac{S_{1d}}{S_{cd}}$$

Ya calculado el periodo de transición se puede proceder a la construcción del espectro de diseño en el cual se determina el periodo de vibración de la estructura los parámetros del sitio determinados en las secciones anteriores.

6. Elaboración de los espectros de diseño según la norma AGIES NSE 2-10.

a. Definición del espectro de respuesta. Definición de espectro de respuesta. Un espectro es una representación gráfica que permite mostrar los valores máximos de una variable de respuesta de un sistema de un grado de libertad como función propia de la frecuencia de vibración propia del sistema cuando es sometido a una excitación dada.

En otras palabras, un espectro de respuesta permite conocer la aceleración inducida a una estructura cuando esta tenga un período de vibración determinado.

b. Factores de escala. Para la elaboración del espectro de respuesta, se debe utilizar un factor de escala  $K_d$  que se selecciona según el nivel de diseño, el cual se multiplica por los valores de aceleración  $S_{cs}$  y  $S_{1s}$  definidos anteriormente.

$$S_{cd} = K_d * S_{cs}$$

$$S_{1d} = K_d * S_{1s}$$

**Cuadro 10. Valores  $K_d$  según nivel de diseño.**

Categoría de sismo	Probabilidad de excedencia	Valores de $K_d$
Sismo ordinario	10% probabilidad de ser excedido en 50 años	0.66
Sismo severo	5% probabilidad de ser excedido en 50 años.	0.80
Sismo extremo	2% probabilidad de ser excedido en 50 años.	1.00
Sismo mínimo	Condición de excepción.	0.55

Fuente: Elaboración propia, a partir de AGIES NSE 2-10, 2010.

Los valores de  $S_{cd}$  y  $S_{1d}$  permiten la elaboración del espectro de respuesta mediante la obtención de las ordenas espectrales  $S_a(T)$  para cualquier período de vibración  $T$  de la estructura en las condiciones de estudio. El período de transición  $T_s$ , marca el límite de valores de período  $T$ , en el cuál los valores de aceleración  $S_a$  comienzan a disminuir. El espectro de respuesta se construye entonces de la siguiente manera:

$$S_a(T) = S_{cd} \quad \text{si } T \leq T_s$$

$$S_a(T) = S_{1d}/T \quad \text{si } T > T_s$$

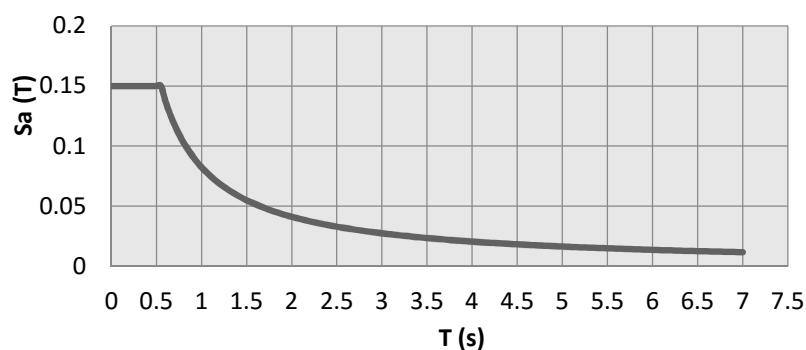
Igualmente, a partir de esto se puede calcular la componente vertical del sismo que recibe la estructura.

$$S_{vd} = 0.15 * S_{cd}$$

Igualmente, se estipula en la norma AGIES NSE 2-10 (AGIES, 2010:17) que: <<Para estructuras de período mayor que 8 s es electivo utilizar las ordenadas espectrales especiales del documento ASCE 7-05 Capítulo 11 para estructuras de período largo, o utilizar la ecuación 4-6b.

Para estructuras cuyo período fundamental sea menor que  $0.2T_s$  pueden utilizarse las ordenadas espectrales reducidas de la ecuación 11.4-5 de ASCE 7-05 únicamente si la estructura permanece elástica ( $R = 1$ ) al estar sujeta al sismo de diseño correspondiente. Si  $R > 1$  se aplica la ecuación 4-6a. >>

**Gráfica 1. Ejemplo de espectro de respuesta**



Fuente: Elaboración propia.

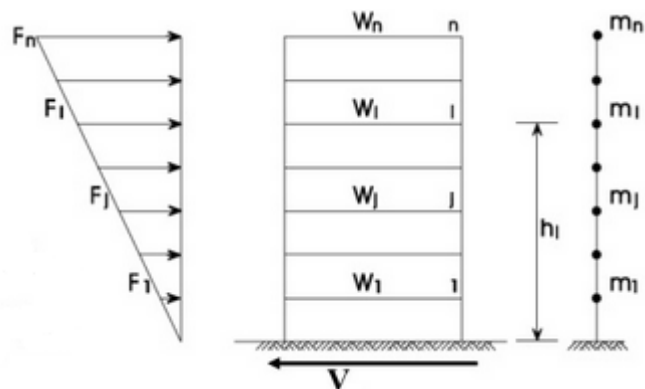
## V. MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO

### A. Método de la carga sísmica estática equivalente.

1. Definición. El método de integración de la carga sísmica estática equivalente permite que las solicitaciones por fuerzas de sismo sean modeladas como fuerzas estáticas horizontales y también pueden ser verticales a lo largo y ancho de la estructura. Este método de cuantificación de la fuerza equivalente es semi-empírica. La fuerza que se utiliza está basada en el espectro de diseño obtenido para la estructura, la masa que se toma como efectiva en la edificación  $W_s$ , las propiedades elásticas de la misma y por último el cálculo empírico del periodo de vibración  $T$  de la estructura. El método de carga sísmica equivalente asume que la estructura, sin importar su geometría, se comporta en el primer modo de vibración.

Este método funciona igualmente como un instrumento de calibración. Los principales resultados obtenidos mediante el análisis por este método se utilizan como valores de comparación al aplicar cualquiera de los otros métodos para obtener las solicitaciones sísmicas en una edificación.

**Figura No. 24 Distribución típica de fuerzas estáticas equivalentes**



Fuente: Herrera, 2007.

2. Cálculo del cortante basal al límite de cedencia. La magnitud de las solicitaciones sísmicas depende directamente del peso total de la estructura. El peso total en este caso  $W_s$ , se puede considerar como la carga muerta total de la edificación, entendiéndose ésta como el peso propio de la estructura y la carga muerta adicional como las tabicaciones, los pisos, ductos de instalaciones, etc. Y el 25% de la carga viva que no califica como reducible y el peso de aquellas cargas vivas que se encuentren ancladas rígidamente a la estructura.

El Cortante Basal Estático a cedencia se define como el total de las fuerzas sísmicas equivalentes que actúan sobre la edificación en las dos direcciones de análisis en la base de la estructura, es decir en el nivel al cual se supone que los movimientos horizontales del suelo

producidos por un evento sísmico se imparten a la estructura. El nivel de la base de la estructura no siempre es el mismo en el cual se apoyan las columnas, dependerá de la configuración de la estructura. El cálculo del cortante basal estático a cedencia se denomina  $V_B$  y se calcula a partir de la siguiente expresión:

$$V_b = C_s * W_s$$

Donde  $C_s$  es el coeficiente sísmico en cada dirección de análisis. Esto se refiere a la porción del peso total de la estructura  $W_s$  que se utiliza para el análisis sísmico de la estructura. Este valor depende de la aceleración del suelo  $S_a(T)$  se calcula a su vez de la manera siguiente:

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

Y donde  $C_s$  debe cumplir con estos valores mínimos:

$$C_s \geq 0.044 * S_{cd}$$

$$C_s \geq 0.05 * S_{cd} * S_{1r} / R$$

Donde  $R$  es el Factor Genérico de Reducción de Respuesta Sísmica. El factor  $R$  según el ASCE 7-10 (2010:77) indica que este factor  $R$  reduce las fuerzas a un nivel de fuerzas, no a un nivel de fuerzas admisibles ya que funciona como un coeficiente de modificación de respuesta. El valor  $R$  depende del sistema estructural utilizado y de la ductilidad del mismo. Mientras este valor sea más alto, quiere decir entonces que el sistema estructural es más capaz de resistir las fuerzas laterales y estas se pueden disminuir con un factor más alto.

El valor de la aceleración del suelo  $S_a(T)$  depende del cálculo del período de vibración de la estructura, el cual según la norma AGIES NSE 3-10 (2010:23) puede ser calculado de forma empírica o de forma analítica.

### 3. Cálculo del período de vibración $T$ de la estructura.

a. Cálculo del período empírico de la estructura  $T_a$ . El período de vibración se calcula de forma empírica mediante la altura de la edificación sobre el nivel que se haya definido sobre la base y una pareja de factores  $K_T ; x$  que varían según el sistema estructural utilizado para el diseño estructural de la obra. La fórmula que permite conocer el período es entonces:

$$T_a = K_T * (h_n)^x$$

Donde:

$h_n$  es la altura de la edificación desde el nivel tomado como base.

$K_T ; x$  varían según el sistema estructural utilizado:

(a)  $K_T = 0.049$ ;  $x = 0.75$  para sistemas estructurales E2, E3, E4 ó E5;

(b)  $K_T = 0.047$ ;  $x = 0.90$  solamente para sistemas estructurales E1 de concreto reforzado que sean abiertos, con fachadas de vidrio o paneles livianos y un número bajo de particiones rígidas.

(c)  $K_T = 0.047$ ;  $x = 0.85$  usado para sistemas E1 de concreto reforzado con fachadas rígidas o que no cumplan con la condición anterior.

(d)  $K_T = 0.072$ ;  $x = 0.80$  para sistemas estructurales E1 que sean de acero que sean abiertos o con fachadas de vidrio o paneles livianos o pocas particiones rígidas. ).

(e)  $K_T = 0.072$ ;  $x = 0.75$  para sistemas E1 de acero rigidizados.

Adicionalmente a esto, el período aproximado de vibración para sistemas estructurales E2, se puede calcular en relación al número de muros estructurales en la dirección de análisis de la siguiente forma:

$$T_a = \frac{0.0062}{\sqrt{C_w}} * h_n$$

Donde  $C_w$  está representado por:

$$C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^x \left( \frac{h_n}{h_i} \right)^2 \left[ \frac{A_i}{1 + 0.83 \left( \frac{h_i}{D_i} \right)^2} \right]$$

Y donde:

–  $h_n$  es la altura de la edificación desde el nivel tomado como base en metros.

–  $x$  es el número de muros estructurales en la dirección de análisis.

–  $h_i$  es la altura del muro "i" desde el nivel tomado como base en metros.

–  $h_i$  es la altura del muro "i" desde el nivel tomado como base en metros.

–  $A_i$  es el área del muro "i" en metros cuadrados.

–  $D_i$  es el espesor del alma del muro "i" en metros cuadrados.

-  $A_B$  es el área de la base de la edificación en metros cuadrados.

b. Cálculo del período de vibración mediante fórmula analítica. El método para el cálculo del período de vibración  $T_f$  se puede calcular para las dos direcciones de análisis por el método de Rayleigh, el cuál utiliza la ecuación siguiente:

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

Donde:

-  $W_i$  es el peso sísmico efectivo de un nivel "i"

-  $u_i$  es el desplazamiento del centro de masa del nivel "i". Estos se pueden realizar ignorando los efectos de giro de la planta.

-  $F_i$  es la fuerza estática equivalente para el nivel "i".

-  $g$  es la aceleración gravitacional. Se toma como  $9.81 \text{ m/s}^2$ .

c. Selección del método para el cálculo del período de vibración  $T$ . En la mayoría de los casos se utiliza el método empírico de cálculo para el período, es decir que se utiliza  $T_a$  por su practicidad al momento de diseñar una estructura y que provee resultados confiables. Se puede utilizar en todo el sistema estructural descrito en la norma AGIES NSE 3-10, incluso en sistemas estructurales E1, E3 o E4 con muros de concreto reforzado o mampostería reforzada.

Por otra parte, si se desea utilizar el período de vibración analítico  $T_f$ , éste se debe comparar con el período empírico  $T_a$  para comprobar que se encuentre en un rango esperado. El período  $T_f$ , se puede utilizar si es menor a 1.4 veces el período empírico  $T_a$ .

4. Distribución vertical de las fuerzas sísmicas. Luego de obtener el cortante basal  $V_b$ , este cortante basal se debe distribuir a lo alto del edificio asignando un cortante de cedencia en cada uno de los niveles de la edificación a través de la ecuación siguiente:

$$F_x = C_{vx} V_b$$

Donde:

-  $F_x$  es el cortante de cedencia en el nivel "x" de la estructura

-  $C_{vx}$  es el factor del total del cortante basal  $V_b$  asignado a cada nivel, el cual se calcula de la manera siguiente :

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

-  $h_x$  es la altura del nivel "x" sobre la base.

-  $W_x$  es el peso sísmico efectivo del nivel "x".

-  $W_i$  es el peso sísmico efectivo de un nivel "i".

-  $h_i$  es la altura de un nivel "i" sobre la base.

-  $k = 1$ , para  $T \leq 0.5$  s.

-  $k = 0.75 + 0.5T_s$ , para  $0.5 < T \leq 2.5$  s.

-  $k = 2$ , para  $T > 2.5$  s.

5. Distribución horizontal de las fuerzas sísmicas. Posterior a la distribución vertical de las fuerzas sísmicas, es necesario distribuir dichas fuerzas horizontalmente hacia los elementos verticales del sistema de sismo resistencia del nivel inferior para que estos se distribuyan de la mejor manera posible. Estas fuerzas sísmicas se acumulan desde el nivel de arriba hasta el nivel "x" y así sucesivamente hasta la base. Estas fuerzas se distribuyen en cada nivel según las rigideces de los miembros verticales y los diafragmas de cada nivel.

Esta distribución horizontal de las fuerzas de sismo depende entonces de la cantidad de elementos verticales del sistema de resistencia lateral. Por ejemplo, si se tiene un sistema E1, las fuerzas se distribuyen en cada uno de los marcos a momento que se tengan en la dirección de análisis, si se tiene un sistema cajón E2 los esfuerzos se distribuyen entre todos los muros en la dirección de análisis y si se tiene un sistema E3, entonces las fuerzas en cada nivel se dividen en todos los marcos arriostrados que se tengan en la estructura en la misma dirección de análisis.

En este proceso, se debe considerar el momento de giro que puede existir por la excentricidad que se pueda dar entre el centro de masa y el centro de rigidez. Cuando se tengan diafragmas flexibles, entonces las fuerzas se aplicarán según la posición de las masas que la generan.

Por otra parte, cuando los diafragmas sean rígidos, se debe considerar una excentricidad accidental inherente a la estructura por la distribución de sus cargas vivas y muertas reales que pueden estar presentes al momento de un sismo.

Para ello, las fuerzas aplicadas paralelas a alguna de las direcciones de análisis, se suma al momento inherente de giro, un momento de giro accidental  $M_{ga}$  que es el producto de la fuerza inercial multiplicada por una excentricidad del 5% de la dimensión del nivel en dirección perpendicular a la dirección de análisis. Adicionalmente a esto, si existieran fueras que estuvieran aplicadas arbitrariamente en una dirección de análisis, se descompondrán en las direcciones de análisis correspondientes y se aplicara la excentricidad del 5% en cada una de las direcciones.

Sin embargo, la distribución horizontal de las cargas sísmicas se puede ver afectada cuando las estructuras son irregulares en su geometría en planta o la rigidez esté mal distribuida a lo ancho del edificio. Es por ello que cuando se tenga una estructura con un Nivel de Protección C o mayor, y que adicional a esto se tenga una irregularidad en planta del tipo H1-A y tipo H1-B descritas en

la norma AGIES NSE 3-10 y en la Tabla a continuación, se debe amplificar el giro torsional accidental mediante un factor de amplificación dinámica que se calcula de la siguiente manera:

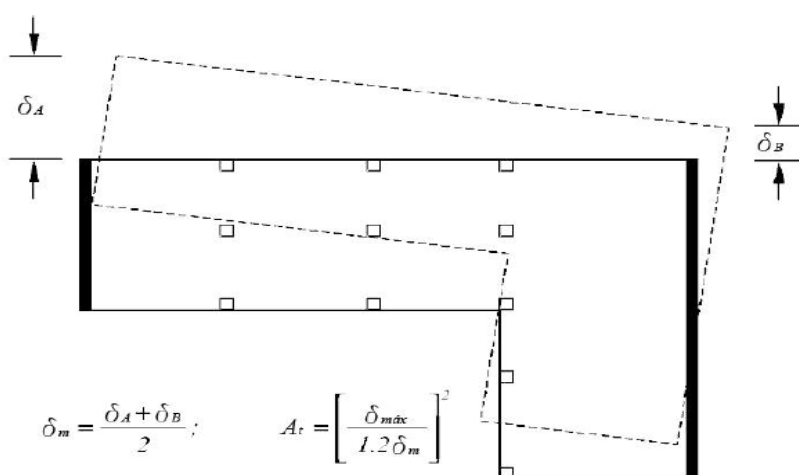
$$A_t = \left( \frac{\delta_{max}}{1.2\delta_m} \right)^2, \text{ tal que } 1 \leq A_t \leq 3$$

Donde:

- $\delta_{max}$  es la deformación máxima por nivel

-  $\delta_m$  es igual a  $\delta_m = \frac{\delta_a + \delta_b}{2}$  y estos factores se expresan en la siguiente figura:

**Figura No. 25 Factor de amplificación torsional sísmico (Figura 2-1 NSE 3-10)**



Fuente: AGIES NSE 2-10, 2010.

Si se diera esta condición, entonces la excentricidad accidental ya no es del 5% y se incrementa a un valor del 5% multiplicado por el valor  $A_t$  comprendido entre 1 y 3.

Cuando ya se haya comprobado todo lo descrito en esta sección, se puede entonces proceder al diseño de la estructura, al cálculo de derivas, al chequeo por volteo de la misma, parámetros que no son el objetivo de este trabajo y por lo cual no se presentarán.

## B. Método de análisis modal espectral

1. Definición y aplicación. El análisis modal espectral es un segundo método para el análisis sísmico de estructuras. El análisis modal espectral describe un sistema dinámico que se caracteriza por variables que afectan su comportamiento y que pueden experimentar cambios en el tiempo pero que pueden ser predecibles si se conocen las influencias externas que afectan al sistema que se está estudiando.

Una acción tiene carácter dinámico si su variación con el tiempo es rápida y da origen a fuerzas inerciales en las estructuras. Entre estas acciones se pueden destacar las siguientes:

- Movimiento sísmico
- Vibraciones ocasionadas por vientos
- Vibraciones causadas por olas y corrientes.
- Vibraciones causadas por explosiones o impactos.

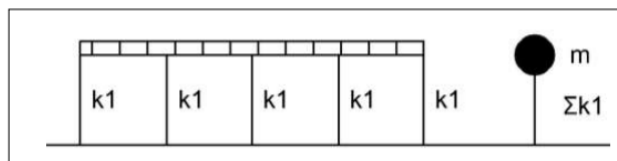
La respuesta dinámica de la estructura por su parte, se define como cualquier cantidad que pueda caracterizar el efecto de las acciones dinámicas en la estructura. Estas cantidades pueden estar representadas por los parámetros siguientes:

- Aceleración ( por ende velocidades)
- Desplazamientos.
- Esfuerzos
- Deformaciones.

Los acelerogramas para un movimiento sísmico específico permiten conocer los valores de las acciones dinámicas en función del tiempo y dónde todos los valores son conocidos.

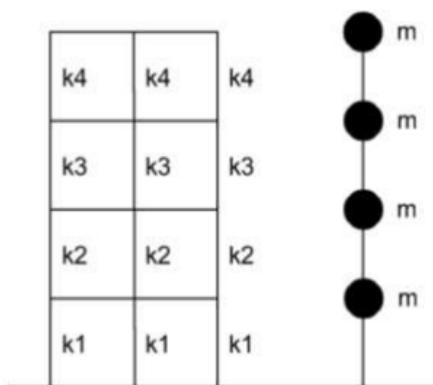
El análisis modal espectral trabaja mediante un sistema de masas concentradas, en cuál funciona bajo el principio de condensar las masas de un nivel en un solo punto y que este emule el efecto de las fuerzas y de esta forma se pueda generar un modelo con una rigidez equivalente del sistema.

**Figura No. 26 Masas concentradas de un nivel**



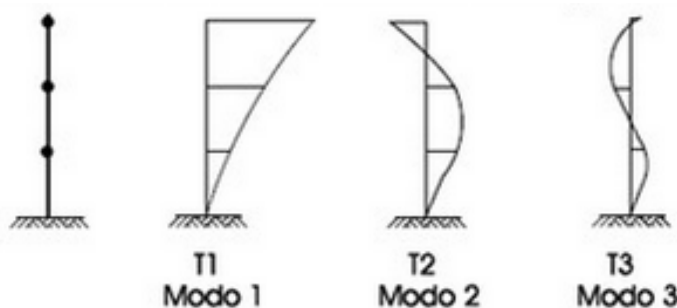
Fuente: Herrera, 2007.

**Figura No. 27 Sistema de masas concentradas de una estructura**



Fuente: Herrera, 2007.

**Figura No. 28 Primeros tres modos de vibración de una estructura**



Fuente: Herrera, 2007.

El procedimiento de análisis modal es apropiado para calcular la respuesta de estructuras complejas de varios grados de libertad a movimientos sísmicos. La respuesta de la estructura es modelada como la máxima respuesta de la estructura real. Se realiza combinando las respuestas de los modos individuales de vibración. Dichos modos de vibración se definen como la configuración o la suma de configuraciones del desplazamiento de la estructura. Al combinar estos modos individuales se obtienen las fuerzas externas que actúan sobre la estructura, el cortante basal y el cortante por nivel, los cuales pueden usarse de la misma manera que en el método estático equivalente.

La diferencia principal entre este método y el método estático equivalente, es que el método modal tiene la ventaja de determinar una distribución más real de las fuerzas laterales, de las masas y de las rigideces existentes en una estructura de gran tamaño o muy irregular lo cual difiere de la distribución lineal más simplificada del método estático equivalente. Adicionalmente a esto, considera los efectos de los modos más altos de la respuesta de una estructura, los cuáles en algunos casos pueden contribuir en gran manera a la respuesta sísmica de la estructura.

2. Procedimiento del análisis. La norma AGIES NSE 3-10 describe el procedimiento de este tipo análisis para Guatemala. Según esta norma, el objetivo del análisis es el de determinar los modos naturales de vibración de la estructura modelada en tres dimensiones y sus respectivos períodos de vibración. La correcta evaluación de las estructuras depende de una herramienta de análisis capaz de realizar este tipo de análisis. La norma indica que se pueden hacer modelos simplificados para analizar la estructura en una sola dirección a la vez, sin embargo gracias a la existencia de herramientas de modelado totalmente tridimensionales capaces de modelar con procedimientos que ya están correctamente establecidos y validados en programas de computación comerciales, no es necesario ese análisis simplificado.

Las fases necesarias en el procedimiento del análisis modal se basan en la elección del espectro de respuesta sísmico correcto, aplicando la técnica de análisis dinámico en un modelo

matemático y combinando la respuesta de un número suficiente de modos de vibración de tal manera que se garantice que al menos el 90% de la masa sísmica participante de la estructura esté incluida en la respuesta sísmica de cada una de las dos direcciones horizontales de análisis.

La masa de análisis que debe llegar al 90 % de participación es la que corresponde al peso sísmico  $W_s$  descrito anteriormente. Esta masa se debe distribuir en los nodos del modelo estructural que el diseñador considere adecuados. Como primera instancia, estas masas pueden distribuirse en los nodos con grados de libertad horizontales en donde se coincida con zonas de concentración de masas como lo pueden ser las losas de entrepiso. Igualmente, es el diseñador quien debe considerar cuando es necesario asignar un porcentaje de la masa a los grados de libertad verticales.

El cálculo de las excentricidades accidentales se hacen de la misma forma que en método estático equivalente, sin embargo los factores de amplificación dinámica no son aplicables en el método modal espectral.

Las metodologías más utilizadas para este tipo de análisis son los eigenvalores y el método de Ritz. Los valores y vectores característicos de la estructura que resultan del análisis modal son los valores de períodos de vibración  $T_m$  y las formas geométricas de vibración o vectores  $\phi_{i,m}$ . Estos vectores son propios de cada estructura y dependen de su configuración, su rigidez y su masa.

El coeficiente de diseño sísmico modal  $C_{sm}$  se calcula independiente para cada modo de vibración y se calcula mediante la ecuación siguiente:

$$C_{sm} = \frac{S_a(T_m)}{R}$$

Donde:

- $S_a(T_m)$  es la ordenada del espectro sísmico de diseño que corresponde al período  $T_m$  del modo "m".
- $R$  es el factor de reducción de respuesta sísmica definido anteriormente.

Adicional a esto, se debe calcular el factor de participación modal y el cortante basal que aporta cada modo de vibración "m". Esto depende del total de masa que aporte cada uno de los modos de vibración y se calcula de la siguiente manera:

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

$$V_{Bm} = C_{sm} M \beta_m g$$

Donde:

- $\phi_{i,m}$  es la amplitud relativa del desplazamiento de un grado de libertad "i" de la estructura cuando vibra en el modo "m". Este se obtiene de los propios resultados del análisis modal.
- $M_i$  es la masa sísmica del grado de libertad "i".
- $n$  es el número de grados de libertad asociados con masas que se consideran en el modelo.
- $M \beta_m$  es la masa efectiva que participa en el modo "m" de vibración.
- $g$  es la aceleración gravitacional que se puede tomar como  $9.81 \text{ m/s}^2$ .
- $V_{Bm}$  es el cortante basal de cedencia que corresponde al modo "m".

Tanto el cortante basal  $V_{Bm}$  como todas las acciones y fuerzas internas de la estructura, las reacciones externas y las deformaciones se calculan independientemente para cada modo de vibración hasta sumar la N cantidad que garantice el 90% de participación de la masa. Los N resultados se combinarán posteriormente en un solo grupo de resultados mediante el método SRSS (raíz cuadrada de la suma de cuadrados) aunque este puede subestimar los resultados de la superposición por lo que de ser posible la norma NSE 3-10 indica que se puede usar el método CQC de combinación cuadrática completa.

Con los resultados obtenidos mediante el análisis modal espectral se puede proceder a realizar la calibración del cortante basal por el 85% del cortante basal obtenido por el análisis estático equivalente ya que los resultados obtenidos por el análisis modal no pueden ser utilizados sin antes ser calibrados. Dicha calibración se explica a continuación.

3. Usos permitidos y calibración del cortante basal obtenido por el método estático equivalente. El uso del método estático equivalente para calcular las fuerzas sísmicas está limitado a un cierto número de estructuras debido a que representa una distribución lineal que para ciertas configuraciones estructurales puede diferenciarse de la realidad. Estas limitaciones de uso se muestran a continuación:

- Estructuras con nivel de protección B o C.
- Edificios ordinarios y utilitarios de hasta tres niveles sobre la base.
- Estructuras sin ninguna irregularidad en planta o en elevación y que no excedan 55 m de altura sobre la base.
- Estructuras de menos de 55 m de altura, aunque tengan irregularidades H2, H3, V2 o V3.

Las irregularidades horizontales y verticales mencionadas aquí se pueden entender a partir de las tablas presentadas a continuación:

Cuadro 11. Características irregulares en planta (Tabla 1-2 NSE 3-10)

Tipo de irregularidad	Descripción	Nivel de Protección al que aplica	Sección de referencia
H1-A	<b>Giro mayor de diafragma:</b> en la dirección de la carga lateral, la deriva en un extremo es mayor que 1.5 veces la deriva en el otro extremo	D, E	1.8.3.4 • 1.10.5
		C, D, E	1.8.3.5 • 1.10.5
		B, C, D, E	1.10.5
H1-B	<b>Giro extremo del diafragma:</b> en la dirección de la carga lateral, la deriva en un extremo es mayor que 2.3 veces la deriva en el otro extremo	E	1.8.3.1 ♦
		D	1.8.3.4 • 1.10.5
		C, D	1.8.3.5 • 1.10.5
		B, C, D	1.10.5
H2	<b>Esquina entrante:</b> al menos una esquina del diafragma está recortada más de 25% en la dirección de análisis	D, E	1.8.3.4 • 1.10.5
H3	<b>Diafragma discontinuo:</b> el diafragma tiene menos del 50% del área del rectángulo que circunscribe al piso o si cambia rigidez en más de 50% de un piso al siguiente	D, E	1.8.3.4 • 1.10.5
H4	<b>Desfase lateral:</b> un muro o marco o columna se interrumpe y se reanuda total o parcialmente hacia un lado	D, E	1.8.3.4 • 1.10.5
		B, C, D, E	1.8.3.3 Ω <sub>r</sub>
		B, C, D, E	1.10.5
H5	<b>Sistema no-paralelo:</b> cuando hay uno o más marcos o muros que no son paralelos a los ejes principales de la estructura	D, E	1.10.5
		B, C, D, E	1.8.3.6
		B, C, D, E	4.2.4
1) La tabla no aplica a estructuras sin diafragma o con diafragma sin rigidez ♦ irregularidad prohibida para el NdP indicado • precaución especial para el NdP indicado Ω <sub>r</sub> irregularidad requiere aplicar Ω <sub>r</sub> para resolverla			

Fuente: AGIES NSE 2-10, 2010.

Cuadro 12. Características irregulares en elevación (Tabla 1-3 NSE 3-10)

Tipo de irregularidad	Descripción	Nivel de Protección al que aplica	Sección de referencia
V1 A	<b>Piso flexible:</b> rigidez lateral de un piso menos que 70% de la rigidez del piso de encima; o menos que 80% de la rigidez promedio de los 3 pisos encima	D, E	1.10.5
V1 B	<b>Piso flexible – caso extremo:</b> rigidez lateral de un piso menos que 60% de la rigidez del piso de encima; o menos que 70% de la rigidez promedio de los 3 pisos encima – nota 1	D	1.10.5
		E	1.8.3.1 ♦
V2	<b>Masa irregular verticalmente:</b> el peso sísmico de un piso es mas del 150% del peso sísmico de cada piso adyacente	D, E	1.10.5
V3	<b>Geometría vertical escalonada:</b> la dimensión horizontal de la mitad o más de los marcos se reduce en más de 75%	D, E	1.10.5
V4	<b>Discontinuidad en plano vertical:</b> uno de los sistemas sismo-resistentes verticales sufre un desfase o reducción	B, C, D, E	1.8.3.3 Ω <sub>r</sub>
		D, E	1.8.3.4 • 1.10.5
V5-A	<b>Piso débil:</b> la resistencia del piso es 80% o menos que la resistencia del piso superior	D	1.10.5
		E	1.8.3.1 ♦
V5-B	<b>Piso débil – caso extremo:</b> la resistencia del piso es 65% o menos que la resistencia del piso superior	D, E	1.8.3.1 ♦
		B, C	1.8.3.2 Ω <sub>r</sub> 1.10.5
1) para verificar esta condición se puede hacer un análisis estático equivalente de ensayo y comparar las derivas unitarias en los pisos (para este chequeo no importa valor absoluto de las derivas): la rigidez lateral es directamente proporcional a las derivas unitarias elásticas – (derivadas ver Sección 4.3) 2) para verificar esta condición en forma preliminar rápida se puede sumar, en la dirección de interés, las secciones de todos los elementos capaces de recolectar carga lateral y comparar los totales en los pisos verificados; en caso necesario se podrá detallar más el chequeo ♦ irregularidad prohibida para el NdP indicado • precaución especial para el NdP indicado Ω <sub>r</sub> irregularidad requiere aplicar Ω <sub>r</sub> para resolverla			

Fuente: AGIES NSE 2-10, 2010.

En los demás casos que no se hayan mencionado anteriormente, se debe utilizar un análisis modal espectral para obtener el cortante basal y los desplazamientos de la estructura, sin embargo se debe calcular el cortante basal estático equivalente ya que sirve de referencia para la calibración para la fuerzas de diseño y para los desplazamientos aunque no se utilicen estos finalmente como los datos para el diseño estructural.

La calibración para obtener los cortantes basales dinámicos de diseño se hace en las direcciones ortogonales de la estructura y se calculan de la siguiente manera:

$$V_{DX} = \max(0.85V_{EX}, V_{1X})$$

$$V_{DY} = \max(0.85V_{EY}, V_{1Y})$$

Donde:

- $V_{DX}$  y  $V_{DY}$  son cortantes basales dinámicos de diseño en ambas direcciones ortogonales.
- $V_{EX}$  y  $V_{EY}$  son cortantes basales estáticos equivalentes en ambas direcciones ortogonales.
- $V_{1X}$  y  $V_{1Y}$  son cortantes basales dinámicos del análisis en ambas direcciones ortogonales.

Los resultados del análisis modal se multiplicarán por  $V_{DX}/V_{1X}$  y  $V_{DY}/V_{1Y}$  respectivamente para encontrar las sollicitaciones reales de diseño.

Esta calibración, según se explica en la Norma AGIES NSE 3-10, es necesaria ya que aunque el análisis modal brinda datos más reales, muchas veces puede subestimar el cortante basal debido a los equipos o instalaciones que se anclan rígidamente a la estructura cuando éste se encuentre en construcción y puede afectar el período fundamental de la estructura  $T$ .

## VI. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y REALIZACIÓN DE LOS MODELOS MATEMÁTICOS PARA LA COMPARACIÓN ENTRE LAS FUERZAS DE SISMO OBTENIDAS MEDIANTE LOS DOS MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO EN LAS TIPOLOGÍAS PRESENTADAS.

### A. Planteamiento del problema.

Se ha visto en los capítulos anteriores, que existen diferentes tipologías estructurales que se pueden utilizar para el diseño de estructuras sismo resistentes las cuáles responden ante estas solicitaciones sísmicas de forma diferente y con materiales diferentes. Los marcos de concreto reforzado (E1 según clasificación de AGIES) funcionan bajo el principio de ductilidad de sus vigas y columnas confinadas lo que permite que tengan unas deformaciones considerables al momento de que exista un sismo y de esta forma se disipa la energía inducida por la aceleración del suelo. Por otra parte, los sistemas tipo cajón (E2 según clasificación de AGIES) funcionan bajo el principio de la absorción de la energía inducida por el sismo mediante muros muy rígidos que impiden deformaciones considerables en la estructura ante un evento sísmico de gran magnitud. Por último, se presentaron los sistemas duales con marcos arriostrados concéntricos en acero (E4 según clasificación de AGIES) los cuáles funcionan igualmente bajo el principio de ductilidad de sus componentes, sin embargo, la distribución de las fuerzas son principalmente resistidas por riostras o breizas y no por marcos a momento como en el caso del sistema E1. Los elementos utilizados en esta tipología son igualmente más livianos y por ende las fuerzas sísmicas que deberán resistir son menores con respecto a las estructuras en concreto.

Adicionalmente, se cuenta con los dos métodos presentados en el capítulo anterior para realizar el análisis sísmico de las estructuras. El método que se puede utilizar siempre es el método modal espectral, sin embargo requiere del método estático equivalente. El método estático equivalente se puede utilizar en algunos casos aunque es bastante restringido su uso debido a que no se puede utilizar en obras de mucha importancia, obras irregulares o de una altura considerable, sin embargo siempre debe realizarse ya que sirve como base para realizar la calibración del análisis modal espectral. Esta calibración se realiza al 85% del cortante basal estático indiferentemente de la altura, la rigidez, la masa, las características propias del edificio o la tipología utilizada.

El problema es entonces saber cómo las fuerzas sísmicas y las deformaciones pueden variar de un sistema estructural al otro utilizando cada uno de los métodos y compararlo con la calibración estipulada en las normas NSE de AGIES. Esta comparación se realizará comparando estructuras de cada una de las tipologías presentadas variando la altura de las mismas. Se variarán las alturas de las estructuras cinco veces para obtener edificios de 3, 4, 8, 12 y por último

16 niveles. Las alturas utilizadas en el estudio respetan el límite de altura para la utilización del método estático bajo el criterio de *“Estructuras sin ninguna irregularidad en planta o en elevación y que no excedan 55 m de altura sobre la base”*.

El estudio se hizo utilizando un modelo matemático mediante el uso del software comercial ETABS, esto con el propósito de modelar correctamente los modos de vibración en tres dimensiones de la estructura cuando se use el método modal espectral. Los parámetros que se consideraron para la ejecución de los modelos se presentan a continuación.

#### B. Elaboración de los modelos matemáticos.

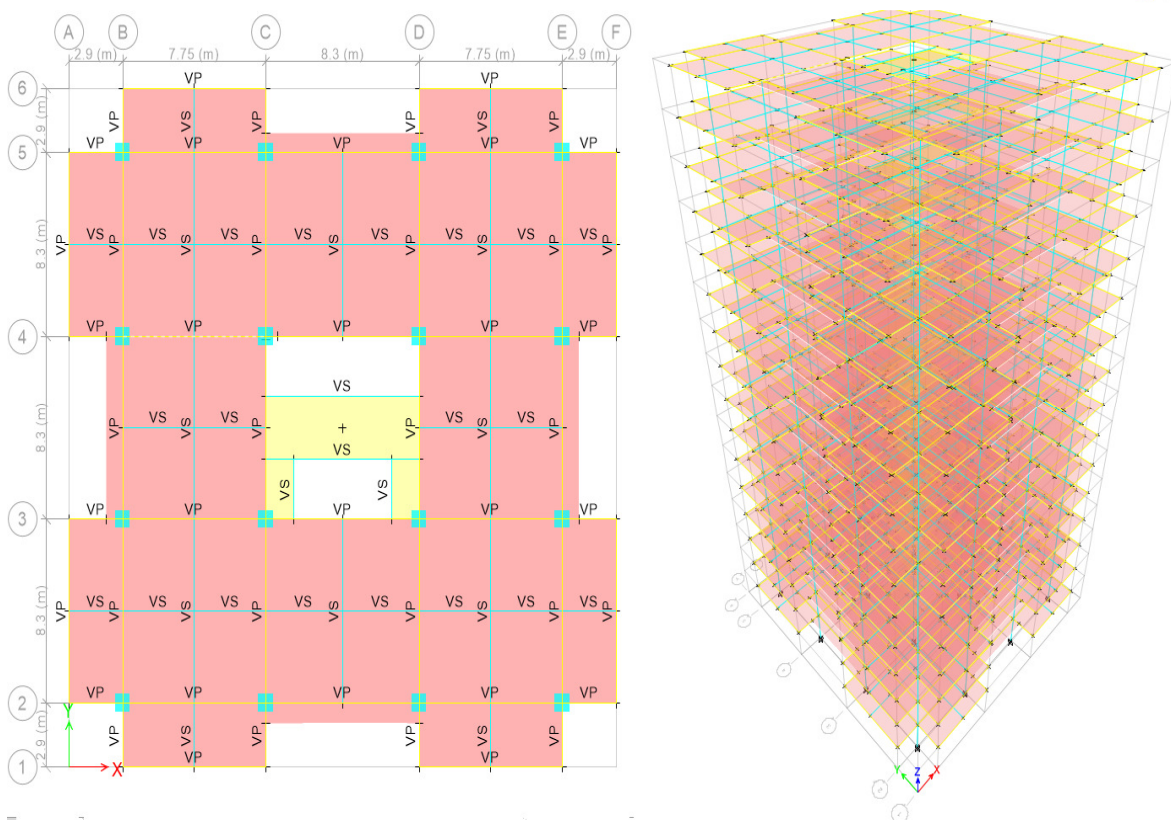
Se escogió como lugar de estudio la Ciudad de Guatemala debido a que es ahí donde se encuentran concentrados la mayoría de edificios entre 3 y 16 niveles de cada una de las tipologías presentadas.

La variable estudiada en estos modelos es la altura y se evitaron irregularidades tanto verticales como horizontales que pudieran aportar variables adicionales. Los edificios utilizados son simétricos tanto en geometría como en distribución de rigideces y masas en planta. Adicionalmente a esto, las secciones utilizadas para cada uno de los elementos estructurales no se variaron de edificio a edificio en una misma tipología, esto debido a que el diseño de los mismos no es parte del análisis realizado en el presente estudio. Así mismo, no se limitaron las deformaciones de los edificios con el límite de derivas de nivel a nivel, esto debido a que se desea realizar una comparación entre los dos análisis sísmicos y la revisión de las derivas del edificio provocaría la limitación de las deformaciones y el cambio de las secciones de columnas, vigas y muros, lo que conllevaría a posibles cambios en la rigidez global del edificio, lo que de nuevo aportaría variables adicionales al estudio afectando la correspondencia de los resultados.

A continuación se muestran los modelos elegidos y las secciones utilizadas en cada uno de ellos.

1. Modelo de marcos rígidos de concreto reforzado (E1). Para el estudio de marcos rígidos en concreto se utilizó el modelo mostrado en la siguiente figura.

**Figura No. 29. Vistas en planta y tridimensional del edificio con sistema E1.**



Fuente: Elaboración propia.

En la figura anterior, la abreviación VS hace referencia a las vigas secundarias de 0.30m x 0.60m y la abreviación VP hace referencia a las vigas principales de 0.40m x 0.70m.

#### a. Aspectos generales

- El edificio estudiado tiene un área de  $775 \text{ m}^2$  y cuatro ejes de columnas en ambas direcciones.
- El modelo tiene una altura constante piso-piso de  $3.40 \text{ m}$  en todos los niveles.
- Según el nivel de protección utilizado, esta tipología no posee un límite de altura permitido, según el Cuadro 1.

b. Estimaciones de las secciones de los elementos. Se utilizaron las siguientes secciones para los elementos estructurales incluidos en el modelo:

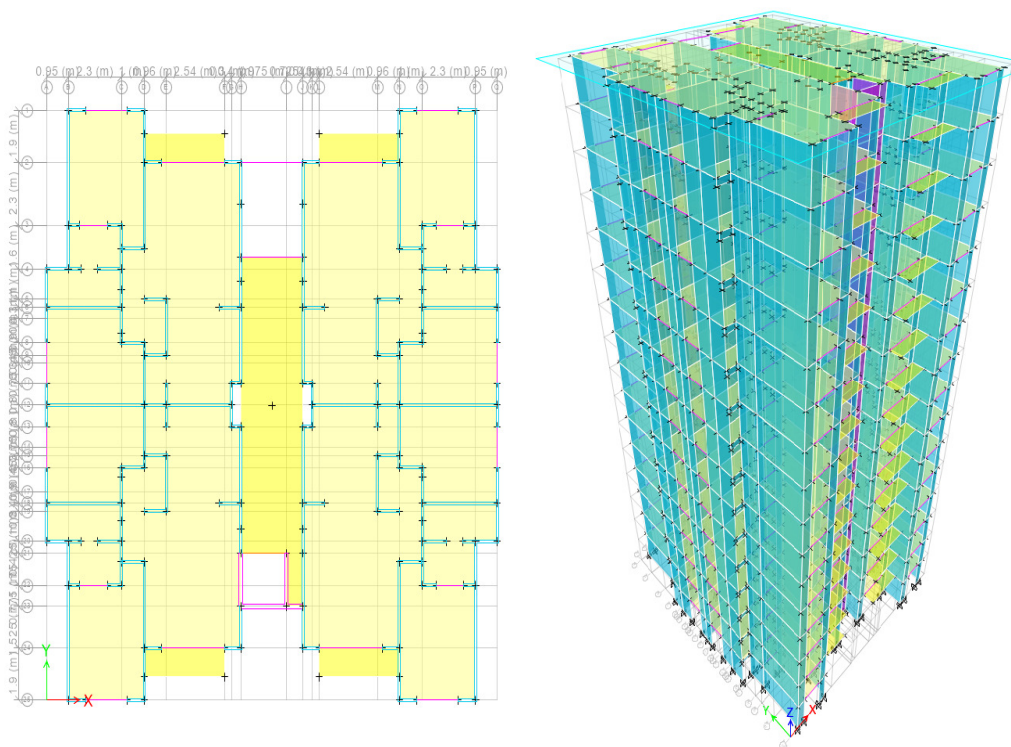
**Cuadro 13. Secciones de los elementos para el tipo E1.**

Sección	Dimensiones
Losa	Espesor de 10 cm.
Vigas secundarias	60 cm de peralte x 30 cm de base
Vigas principales	70 cm de peralte x 40 cm de base
Columnas	Cuadradas de 80 cm x 80 cm

Fuente: Elaboración propia.

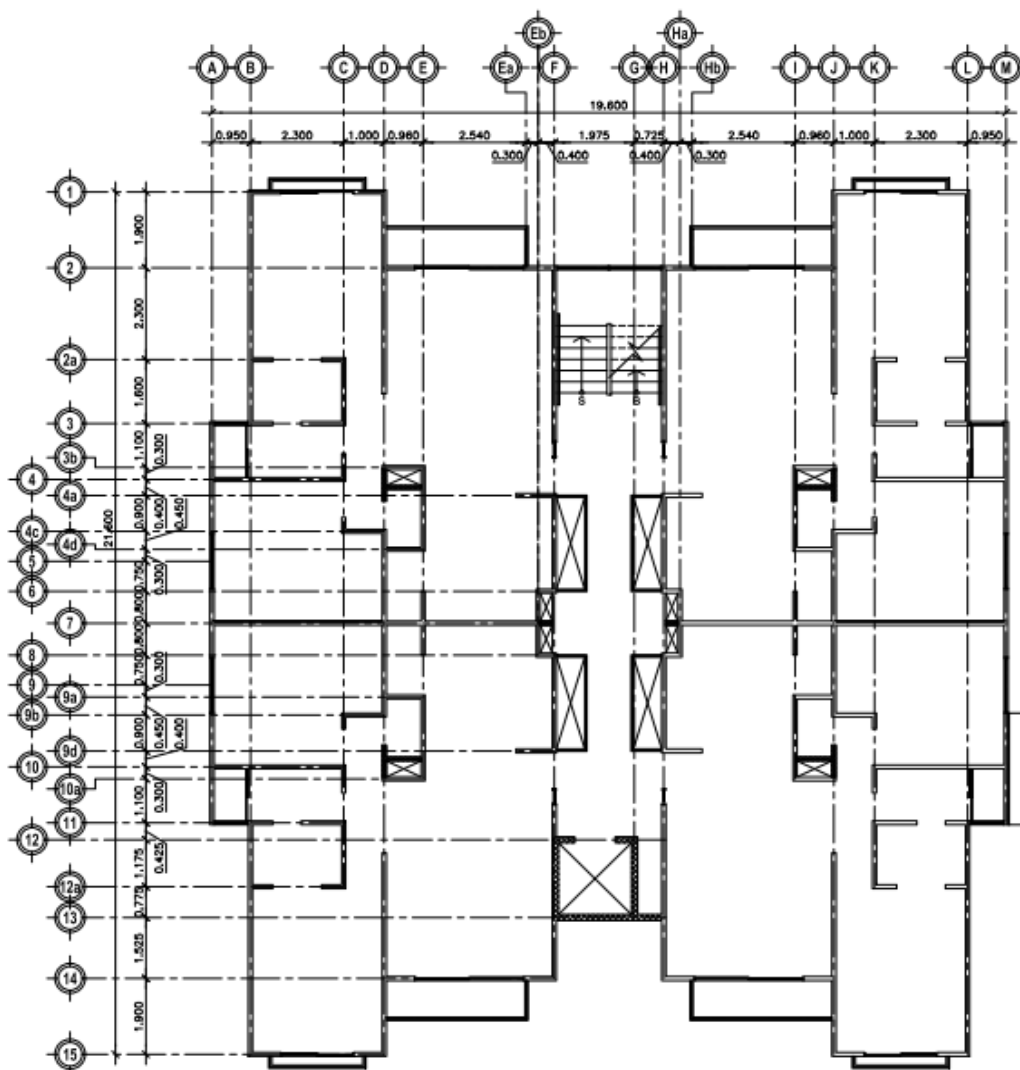
Con estas secciones se respetan las dimensiones mínimas requeridas por el código ACI 318R-14 presentadas en la sección II-A de este trabajo.

2. Modelo de sistema tipo cajón E2. Para el estudio del edificio en sistema tipo cajón de concreto reforzado se utilizó el modelo presentado en la siguiente figura.

**Figura No. 30 Vistas en planta y tridimensional del edificio con sistema E2.**

Fuente: Elaboración propia.

Figura No. 31. Planta acotada del edificio con sistema E2.



Fuente: Elaboración propia.

a. Aspectos generales

- El edificio estudiado tiene un área de  $360 \text{ m}^2$  y ejes de muros en ambas direcciones.
- El modelo tiene una altura constante piso-piso de  $2.50 \text{ m}$  en todos los niveles.
- Según el nivel de protección utilizado, esta tipología posee un límite de altura sobre la base permitido de 55 metros, según el Cuadro 1.

b. Estimaciones de las secciones de los elementos. Se utilizaron las siguientes secciones para los elementos estructurales incluidos en el modelo:

Cuadro 14. Secciones de los elementos para el tipo E2

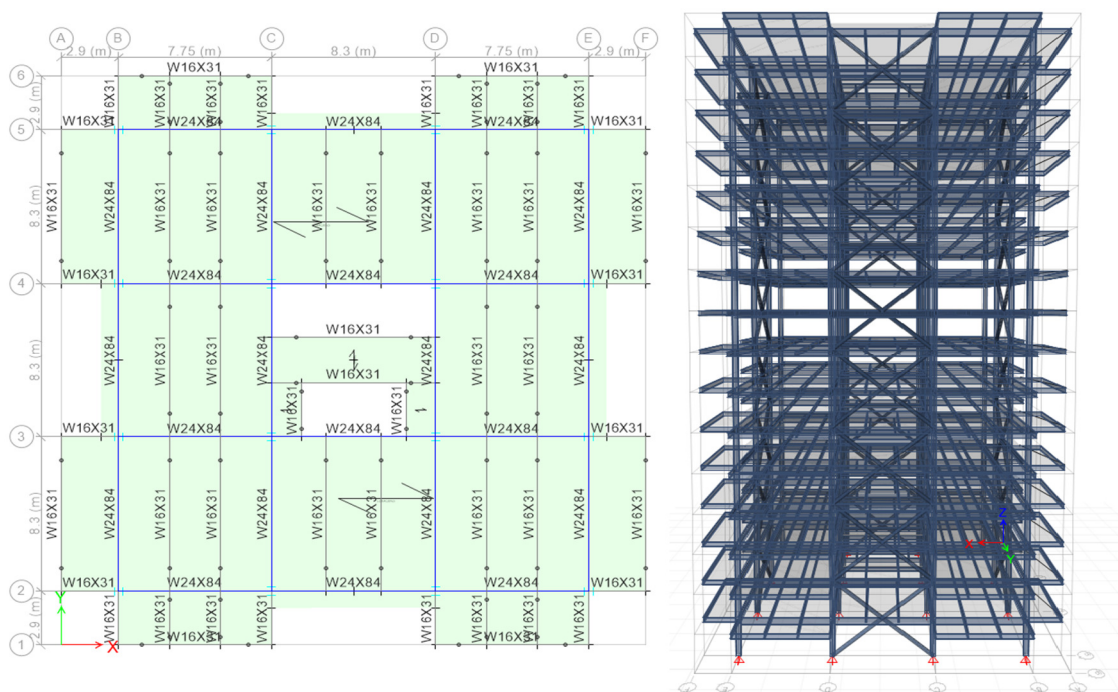
Sección	Dimensiones
Losa	Espesor de 10 cm.
Muros	10 cm para muros de apartamentos 15 cm para muros de elevador.
Dinteles	40 cm de peralte x 10 cm de base. 40 cm de peralte x 15 cm de base para elevador.
Vigas	40 cm de peralte x 10 cm de base

Fuente: Elaboración Propia.

Con estas secciones se respetan las dimensiones mínimas requeridas por el código ACI 318R-14 presentadas en la sección II-B de este trabajo.

3. Modelo de sistema dual con riostras concéntricas E4. Para el estudio del edificio en sistema tipo cajón de concreto reforzado se utilizó el mismo modelo presentado para el modelo de marcos rígidos en concreto reforzado, en la siguiente imagen se pueden observar las vistas en planta y tridimensional del modelo ya elaborado en ETABS.

Figura No. 32 Vistas en planta y tridimensional del edificio con sistema E4



Fuente: Elaboración propia.

a. Aspectos generales

- El edificio estudiado tiene un área de  $775 \text{ m}^2$  y ejes de muros en ambas direcciones.
- El modelo tiene una altura constante piso-piso de  $3.40\text{m}$  en todos los niveles.
- Según el nivel de protección utilizado, esta tipología no posee un límite de altura sobre la base permitido, según el Cuadro 1.
- El edificio posee dos marcos arriostrados en ambas direcciones. Estas riostras son en "X" de dos niveles y se encuentran en los ejes 2 y 5 entre los ejes C y D y en los ejes B y E entre los ejes 3 y 4.

b. Estimaciones de las secciones de los elementos. Se utilizaron las siguientes secciones para los elementos estructurales incluidos en el modelo:

**Cuadro 15. Secciones de los elementos para el tipo E3**

Sección	Dimensiones
Losa	Losacero de 15 cm en onda mayor.
Columnas	W 14X283
Vigas secundarias	W16X31
Vigas principales	W24X84
Riostras	Pipe 12" SW.

Fuente: Elaboración propia.

4. Integración de las cargas gravitacionales.

a. Peso propio. El peso propio es el peso de los elementos de la estructura. Este peso es el mismo en todos los niveles de un edificio una misma tipología ya que no se variaron las secciones de un nivel a otro. Tampoco se tomaron en cuenta el peso de las fachadas. El cálculo del peso por nivel de cada sistema estructural se muestra a continuación:

**Cuadro 16. Peso propio por nivel sistema de marcos rígidos de concreto E1.**

Descripción	Densidad concreto (kg/m <sup>3</sup> )	Volumen (m <sup>3</sup> )	Peso propio Kg	%
Losa (t= 0.10m)	2,400.00	77.50	186,000.0	34.26%
Vigasprincipales (0.70mx0.40m)	2,400.00	85.06	204,153.6	37.60%
Vigas secundarias (0.60mx0.30m)	2,400.00	28.84	69,206.4	12.75%
Columnas (0.80mX0.80m)	2,400.00	34.82	83,558.4	15.39%
<b>Total =</b>			<b>542,918.40</b>	<b>Kg</b>

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 17. Peso propio por nivel sistema tipo cajón E2.

Descripción	Densidadconcreto (kg/m <sup>3</sup> )	Volumen (m <sup>3</sup> )	Peso propio Kg	%
<b>Losa (t= 0.10m)</b>	2,400.00	36.06	86,534.4	41.38%
<b>Muros (t=0.10m)</b>	2,400.00	40.15	96,357.0	46.08%
<b>Muros (t=0.15m)</b>	2,400.00	8.85	21,232.2	10.15%
<b>Vigas y Dinteles (0.40mx0.10m)</b>	2,400.00	2.02	4,859.52	2.32%
<b>Dinteles (0.40mx0.15m)</b>	2,400.00	0.06	144.0	0.07%
<b>Total =</b>			<b>209,127.12</b>	<b>Kg</b>

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 18. Peso propio por nivel sistema dual en acero tipo E4

Descripción	Peso propio Kg	%
<b>Losacero (deck + concreto)</b>	216,559.75	77.71%
<b>Vigas de acero</b>	36,252.17	13.01%
<b>Columnas de acero</b>	22,901.42	8.22%
<b>Riostras de acero.</b>	2,949.93	1.06%
<b>Total =</b>		<b>278,663.27</b>
		<b>Kg</b>

Fuente: Elaboración propia.

b. Carga muerta sobrepuesta. La carga muerta sobrepuesta es la carga de los elementos adicionales que no forman parte de la estructura. Esta carga es la misma en todos los niveles de todos los edificios ya que no se variaron los usos de un nivel a otro. El cálculo de la carga muerta sobrepuesta se muestra a continuación:

Cuadro 19. Carga muerta sobrepuesta aplicada a los modelos

Sistema estructural	Carga Muerta Pisos (kg/m <sup>2</sup> )	Carga Muerta Tabicaciones (kg/m <sup>2</sup> )	Carga Muerta Acabados (kg/m <sup>2</sup> )	Total (kg/m <sup>2</sup> )
E1 ; E4	100	75	25	200
E2	75	N/A	75	150

Fuente: Elaboración propia.

La carga muerta sobrepuesta considerada como pisos incluye los rellenos de nivelación para generar un substrato plano adecuado en las losas de entrepiso y el recubrimiento de la misma losa con un piso (NSE 2-10, 2010:2).

La carga muerta sobrepuesta considerada como tabicaciones incluye los tabiques y particiones interiores no incorporadas a la estructura. Los tabiques contemplados en este estudio, son tabiques interiores relocizables. (NSE 2-10, 2010:3).

c. Carga viva. La norma AGIES NSE 2-10 (AGIES, 2010:6) presenta las cargas vivas de uso común que se pueden utilizar según la ocupación de cada ambiente. Se realizaron los modelos con un uso específico de vivienda, por lo cual se aplicaron las siguientes cargas vivas en todos los niveles de todos los modelos:

**Cuadro 20. Cargas vivas utilizadas en los modelos**

Tipo de ocupación o uso	Wv (kg/m <sup>2</sup> )
Balcones	300
Habitaciones y pasillos	200

Fuente: Elaboración propia.

5. Parámetros sísmicos para la Ciudad de Guatemala. Tal y como se mencionó anteriormente, el estudio se realizó ubicándolo en la Ciudad de Guatemala. Es necesario entonces, encontrar los parámetros sísmicos para posteriormente hallar los espectros de respuesta e integrar la carga sísmica que se le deberá incluir a cada modelo para el análisis. Es el mismo proceso descrito anteriormente en el Capítulo III.

**Cuadro 21. Parámetros sísmicos para la Ciudad de Guatemala**

<b>Índice de sismicidad</b>		
$I_0 =$	<b>4.00</b>	Según Anexo A de NSE 2-10 y la Cuadro 3 el municipio de Guatemala pertenece a esta zona sísmica
<b>Clasificación de obra</b>		
Clase de obra	<b>Importante</b>	Se tiene un área rentable mayor a 3,000 metros cuadrados en los edificios más altos.  Ver Cuadro 2.
Probabilidad de ser excedido	<b>5% en 50 años</b>	
Nivel de protección	<b>D</b>	
Clase de sitio	<b>D</b>	La norma NSE 2-10 permite usar un suelo firme y rígido cuando se desconocen las propiedades del suelo en el lugar.
<b>Selección de parámetros iniciales</b>		
$Scr =$	<b>1.50</b>	Ver Anexo A de NSE 2-10 y el Cuadro 3.
$S1r =$	<b>0.55</b>	
<b>Tipo de fuente sísmica</b>		
Tipo A		Se consideró una máxima de magnitud-momento mayor 7.0 y fallas activas
<b>Ajuste por clase de sitio</b>		
$F_a =$	<b>1.00</b>	Son los factores $F_a$ y $F_v$ correspondientes para una zona con Índice de Sismicidad 4 y una clase de sitio D.
$F_v =$	<b>1.50</b>	
$Scs = Scr * F_a$	<b>1.50</b>	
$S1s = S1r * F_v$	<b>0.83</b>	
<b>Ajuste por intensidades sísmicas</b>		
$N_a =$	<b>1.00</b>	Se estimó una distancia mayor a 10 km desde la fuente sísmica
$N_v =$	<b>1.00</b>	
$Scs = Scr * F_a * N_a$	<b>1.50</b>	
$S1s = S1r * F_v * N_v$	<b>0.83</b>	
<b>Período de transición</b>		
$T_s = S1d/Scd$	<b>0.55</b>	
<b>Factor de escala</b>		
Tipo de sismo	<b>Severo</b>	Ver Cuadro 10.
$K_d =$	<b>0.80</b>	
<b>Espectro calibrado al nivel de diseño requerido</b>		
$Scd = K_d * Scs$	<b>1.20</b>	
$S1d = K_d * S1s$	<b>0.66</b>	

Fuente: Elaboración propia.

6. Espectros de respuesta obtenidos para las 3 tipologías. Se elaboraron los espectros de respuesta para cada una de las 3 tipologías presentadas a partir de los parámetros sísmicos calculados en la sección anterior y según lo presentado en el capítulo III.

a. Espectro de respuesta de sistema marcos rígidos de concreto reforzado E1. Se modelaron los edificios con un sistema sismo resistente de Marcos Especiales a Momento en las dos direcciones de análisis tal y cómo se presentó en el capítulo I. Este sistema se llama E1-A en

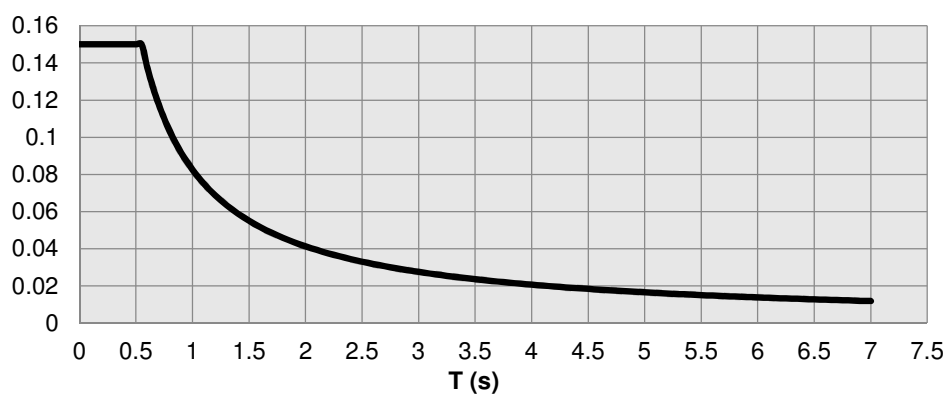
las normas NSE de AGIES. A continuación se presentan los coeficientes sísmicos y el espectro de diseño obtenido.

**Cuadro 22. Coeficientes sísmicos para estructuras tipo E1-A.**

Dirección de análisis	X	Y
Sistema de resistencia lateral (Cuadro 1)	E1-A	E1-A
R	8	8
$\Omega_o$	3	3
Cd	5.5	5.5

Fuente: Elaboración propia.

**Gráfica 2. Espectro de respuesta inelástico Ciudad de Guatemala, Sistema E1-A.**



Fuente: Elaboración propia.

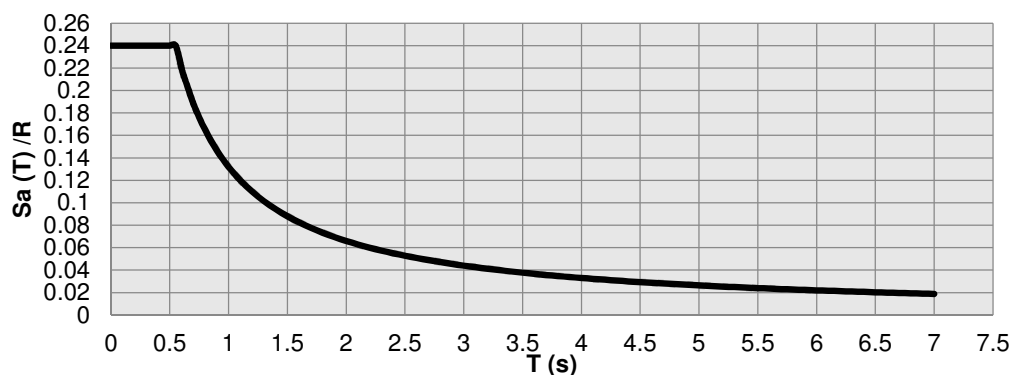
b. Espectro de respuesta de sistema tipo cajón E2. Se modelaron los edificios con un sistema sismo resistente tipo cajón con muros estructurales tipo A en las dos direcciones de análisis tal y como se presentó en el capítulo I. Este sistema se llama E2-A en las normas NSE de AGIES. A continuación se presentan los coeficientes sísmicos y el espectro de diseño obtenido.

**Cuadro 23. Coeficientes sísmicos para estructuras E2-A.**

Dirección de análisis	X	Y
Sistema de resistencia lateral (Cuadro 1)	E2-A	E2-A
R	5	5
$\Omega_o$	2.5	2.5
Cd	5	5

Fuente: Elaboración propia.

**Gráfica 3. Espectro de respuesta inelástico Ciudad de Guatemala, Sistema cajón E2-A.**



Fuente: Elaboración propia.

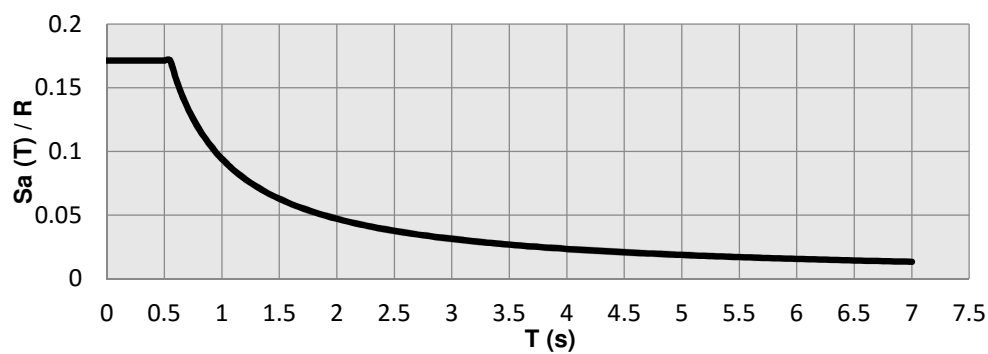
c. Espectro de respuesta de sistema dual con riostras concéntricas E4. Se modelaron los edificios con un sistema sismo resistente dual con riostras concéntricas y marcos de acero tipo A en las dos direcciones de análisis tal y como se presentó en el capítulo I. Este sistema se llama E4-A en las normas NSE de AGIES. A continuación se presentan los coeficientes sísmicos y el espectro de diseño obtenido.

**Cuadro 24. Coeficientes sísmicos sistema dual E4-A.**

Dirección de análisis	X	Y
Sistema de Resistencia Lateral (Cuadro 1)	E4-A	E4-A
R	7	7
$\Omega_0$	2.5	2.5
Cd	5.5	5.5

Fuente: Elaboración propia.

**Gráfica 4. Espectro de respuesta inelástico Ciudad de Guatemala, Sistema dual E4-A.**



Fuente: Elaboración propia.

## VII. RESULTADOS

Los resultados que se muestran a continuación fueron los obtenidos tras la realización y el análisis de modelos matemáticos con el software comercial ETABS de los tres modelos en sus cinco variaciones de niveles descritos anteriormente. Se calcularon las fuerzas o cortes sísmicos aplicados por nivel, los cortes sísmicos acumulados por nivel así como las deformaciones o desplazamientos del centro de masa por nivel y los desplazamientos acumulados por nivel. Estos datos se obtuvieron para el análisis estático equivalente, el análisis modal, el análisis modal calibrado al 85% del estático. Todos los anteriores según la normativa AGIES y por último el análisis estático según el método B descrito en el *Uniform Building Code 1997 (UBC 97)* de los Estados Unidos.

La obtención de los resultados del método estático equivalente según AGIES se realizó mediante la fórmula empírica, con la cual se obtuvieron resultados en algunos casos con variaciones significativas respecto al método modal y en consecuencia calibraciones altas, por lo cual, se decidió incluir el método estático equivalente de UBC calculado con el método B, el cual es equivalente al método analítico de Rayleigh permitido en la normativa AGIES para poder establecer una comparación de las variaciones que se pueden tener en el método estático dependiendo de la manera con la cual se calcula el período y el coeficiente sísmico  $C_s$ . Los valores obtenidos mediante el método UBC se utilizaron únicamente como comparación y no se realizaron calibraciones del análisis modal respecto a ellos.

Entre los resultados se muestran igualmente gráficas de comparación entre los cortes basales obtenidos por cada método de análisis para las cinco variaciones de nivel. El propósito de esto fue establecer una comparación del comportamiento de las variaciones en los cortantes basales cuando se aumenta la altura de un edificio con la misma geometría en planta. Por último se muestran los valores de las calibraciones del análisis modal que se debieron realizar para obtener un cortante basal modal del 85% del estático.

Para validar que el análisis modal se realizó adecuadamente, se verificó que en cada edificio el porcentaje de participación de masa modal fuera de por lo menos el 90% de la masa total.

Los datos utilizados para la elaboración de los gráficos representan el análisis en la dirección X únicamente. El modelado fue tridimensional pero se consideró suficiente presentar el análisis en una dirección.

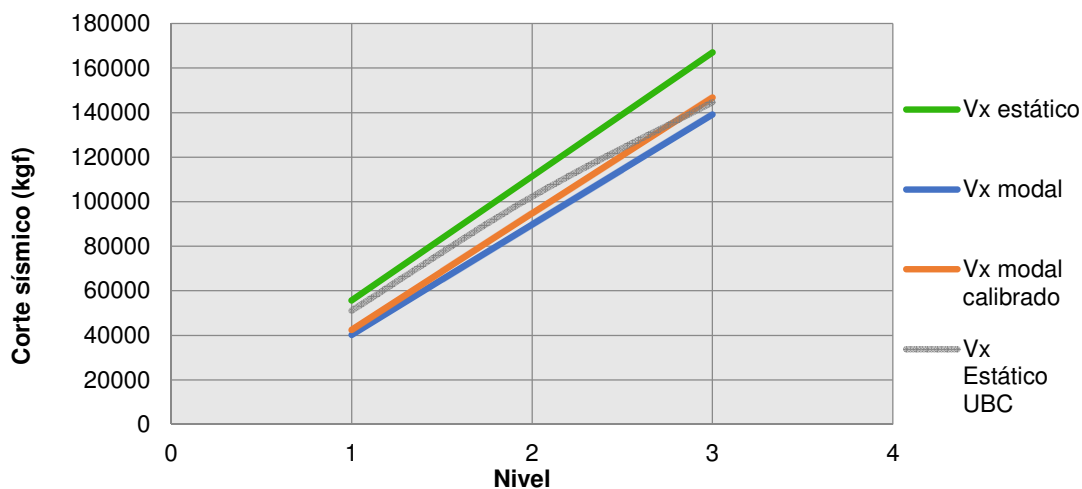
Se muestran de primero los resultados obtenidos para el sistema E1, seguido del sistema E2 y por último el sistema dual E4.

### A. Edificio de concreto reforzado E1.

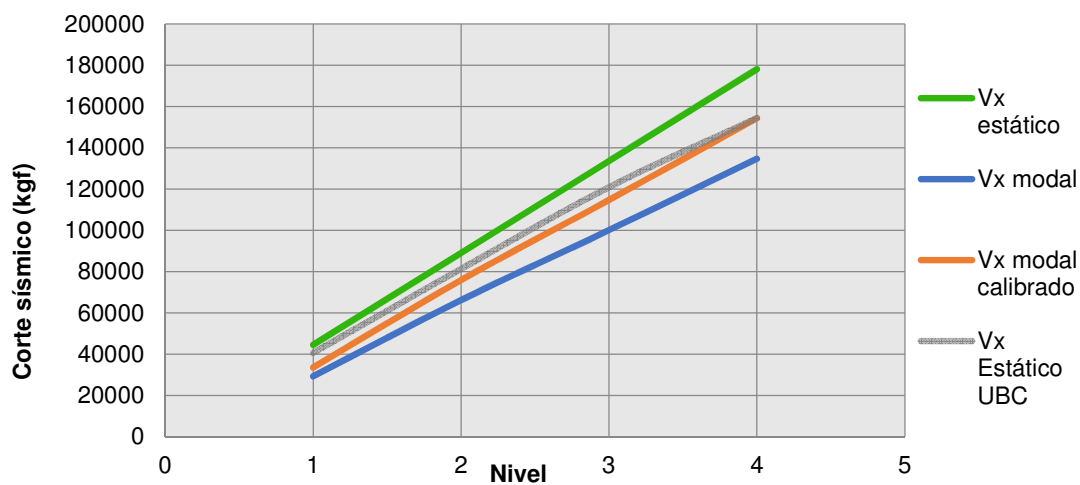
En las siguientes gráficas, la nomenclatura “3N” hace referencia a un edificio de 3 niveles, “4N” a uno de 4 niveles y así sucesivamente para los edificios de 8, 12 y 16 niveles.

#### 1. Corte sísmico aplicado por nivel.

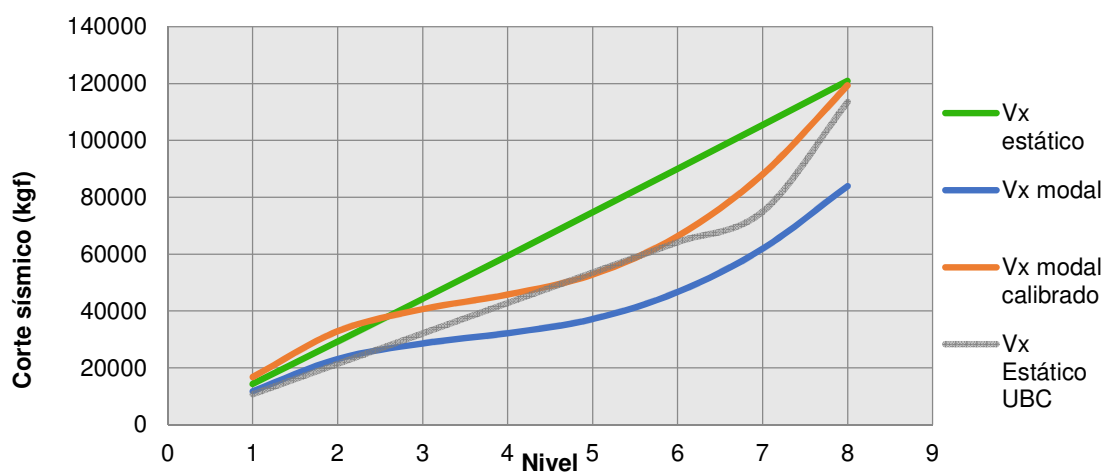
**Gráfica 5. Corte sísmico por nivel 3N**



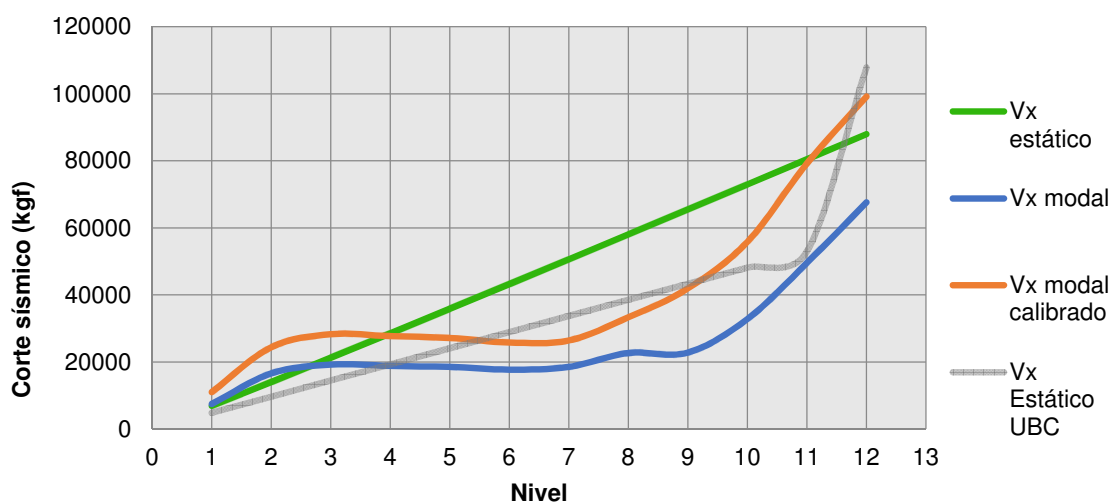
**Gráfica 6. Corte sísmico por nivel 4N**



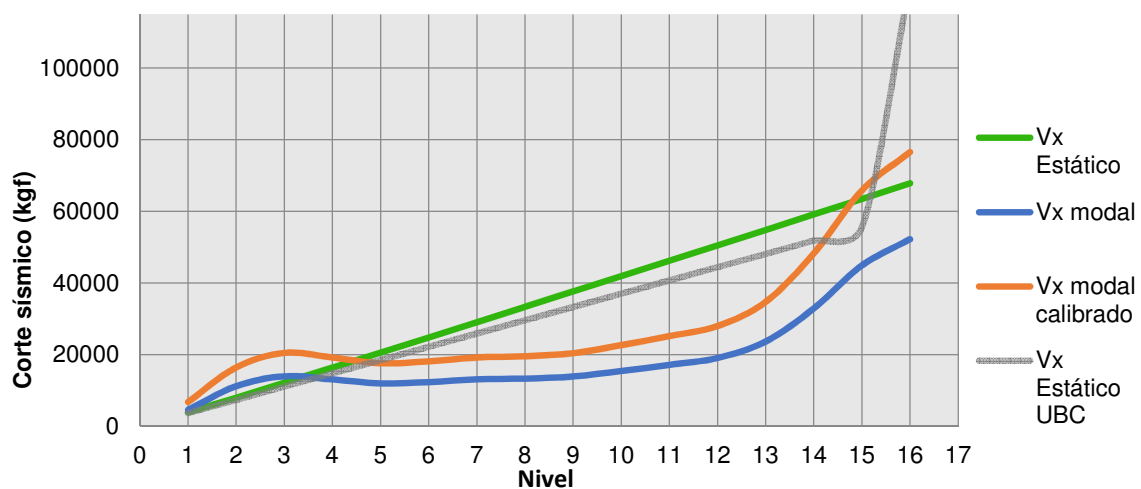
Gráfica 7. Corte sísmico por nivel 8N



Gráfica 8. Corte sísmico por nivel 12N

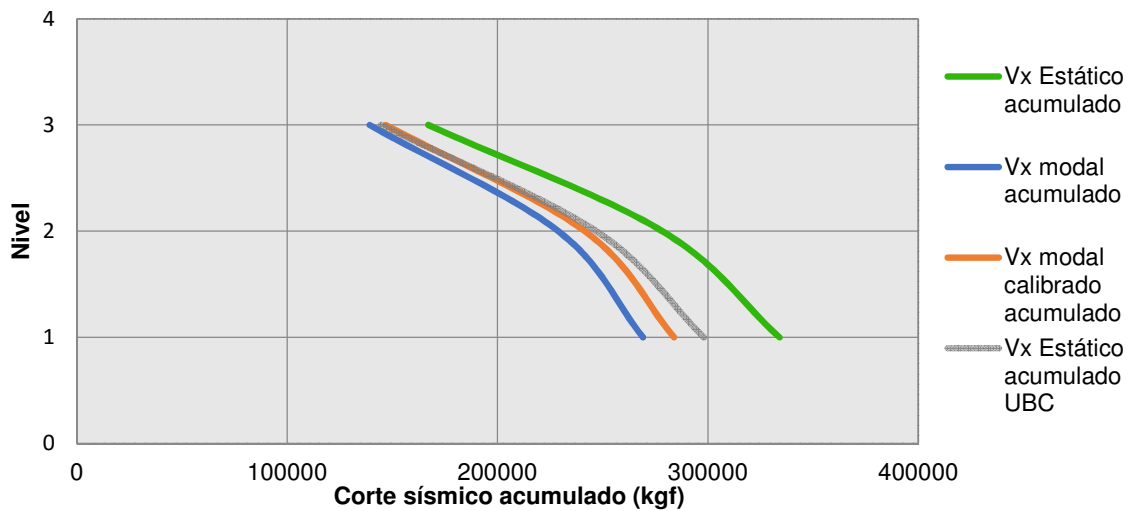


Gráfica 9. Corte sísmico por nivel 16N.

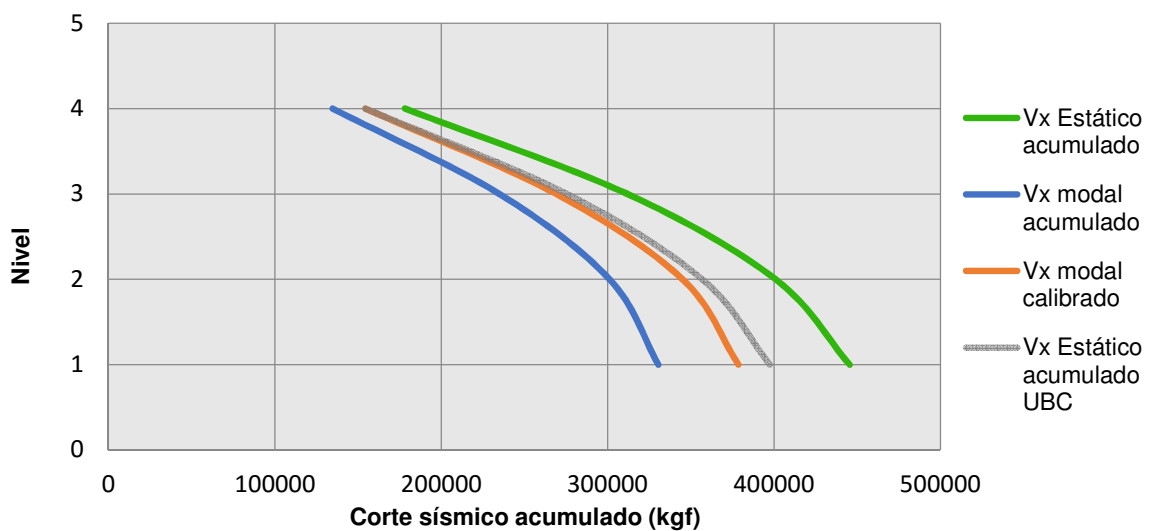


## 2. Corte sísmico acumulado por nivel

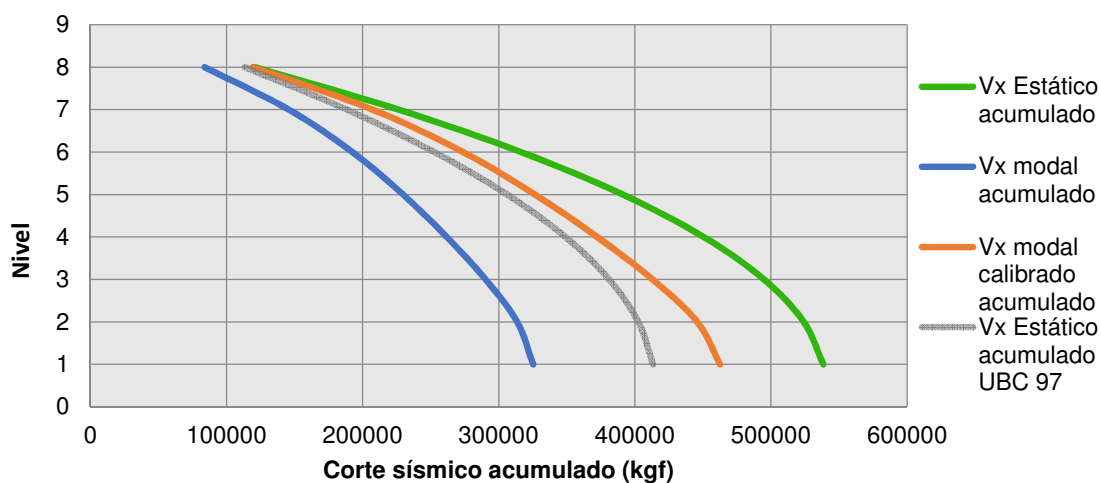
Gráfica 10. Corte sísmico acumulado por nivel 3N.



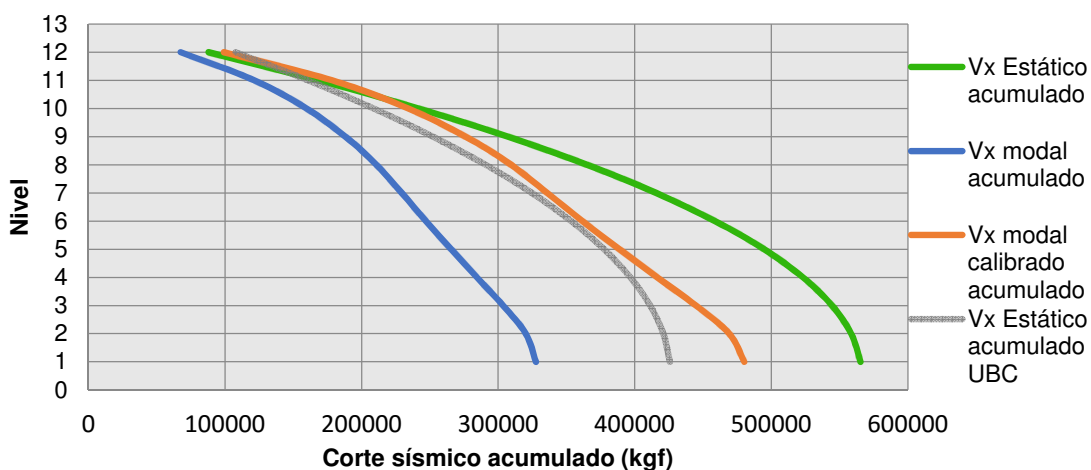
Gráfica 11. Corte sísmico acumulado por nivel 4N.



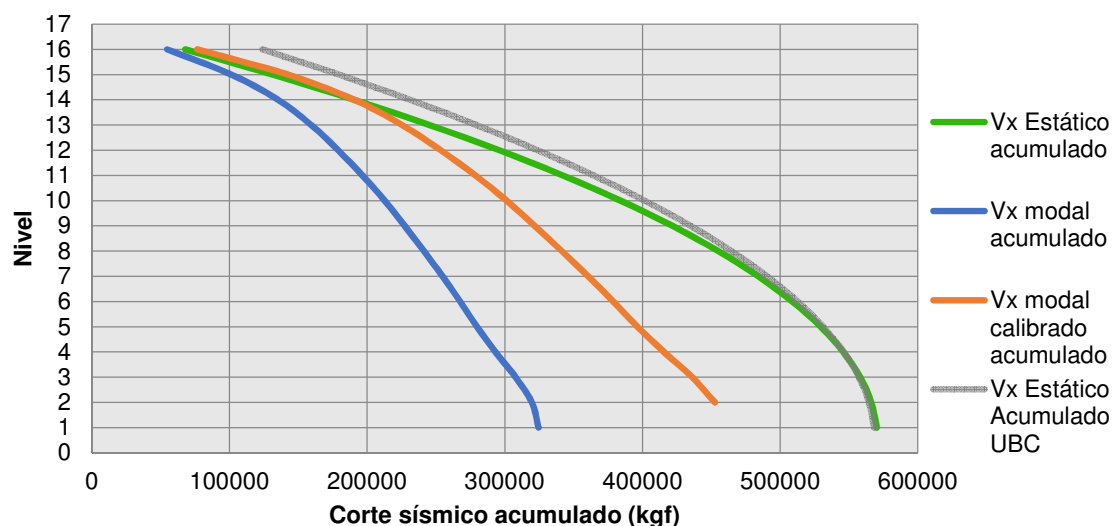
Gráfica 12. Corte sísmico acumulado por nivel 8N.



Gráfica 13. Corte sísmico acumulado por nivel 12N.

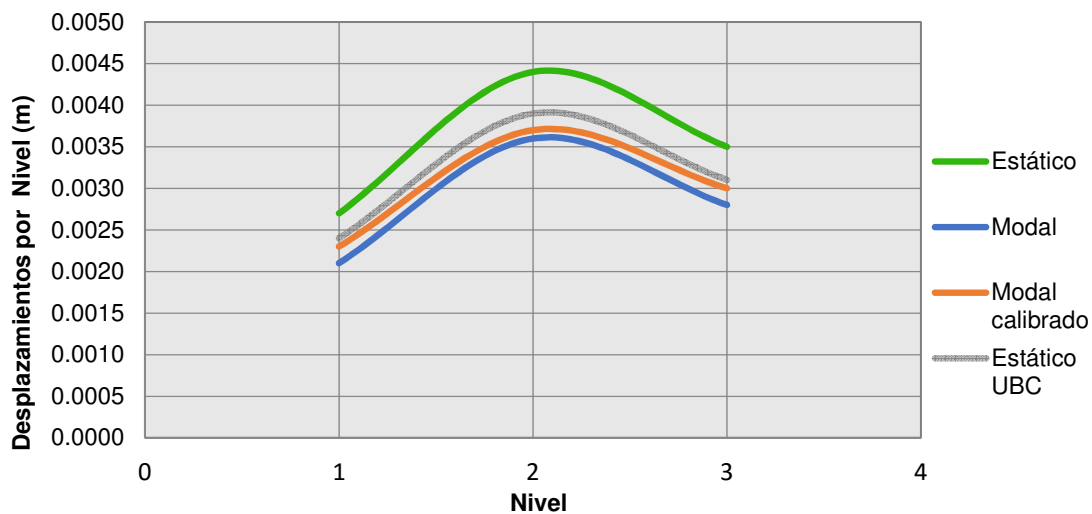


Gráfica 14. Corte sísmico acumulado por nivel 16N.

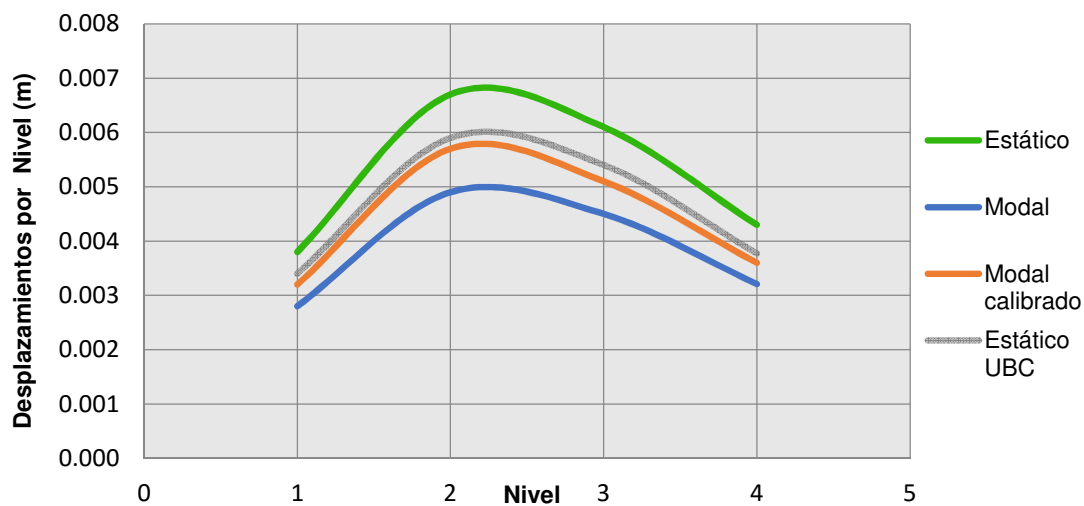


## 3. Desplazamientos del centro de masa por nivel.

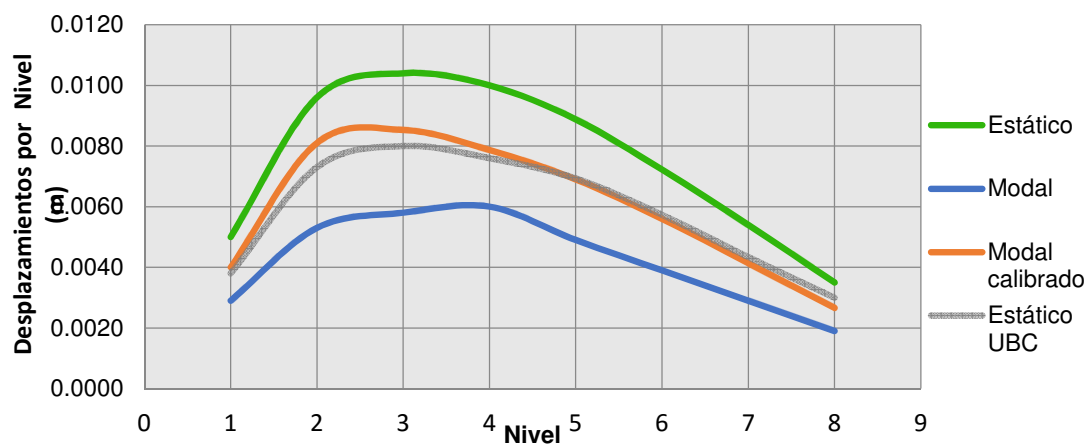
Gráfica 15. Desplazamientos del centro de masa por nivel 3N



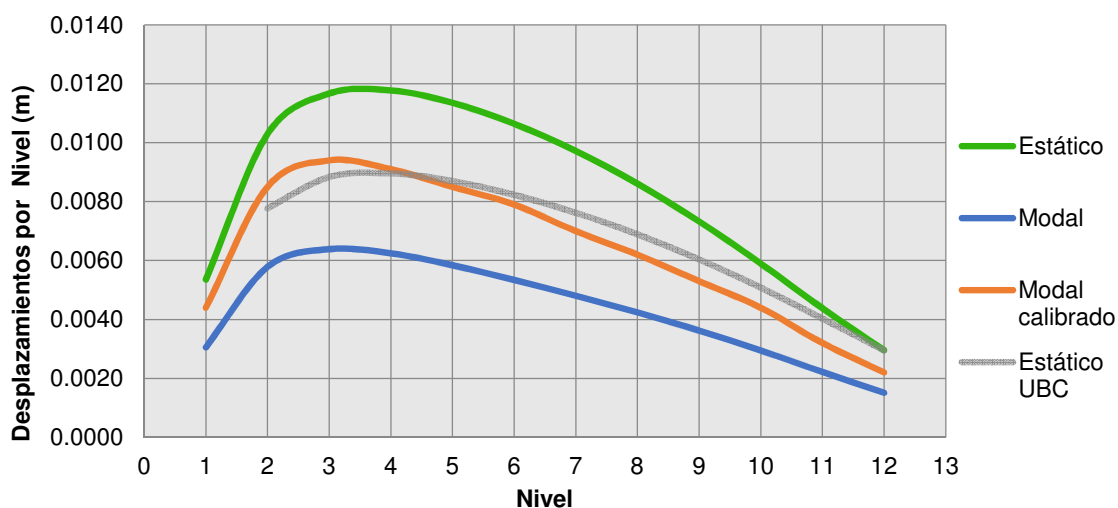
Gráfica 16. Desplazamientos del centro de masa por nivel 4N.



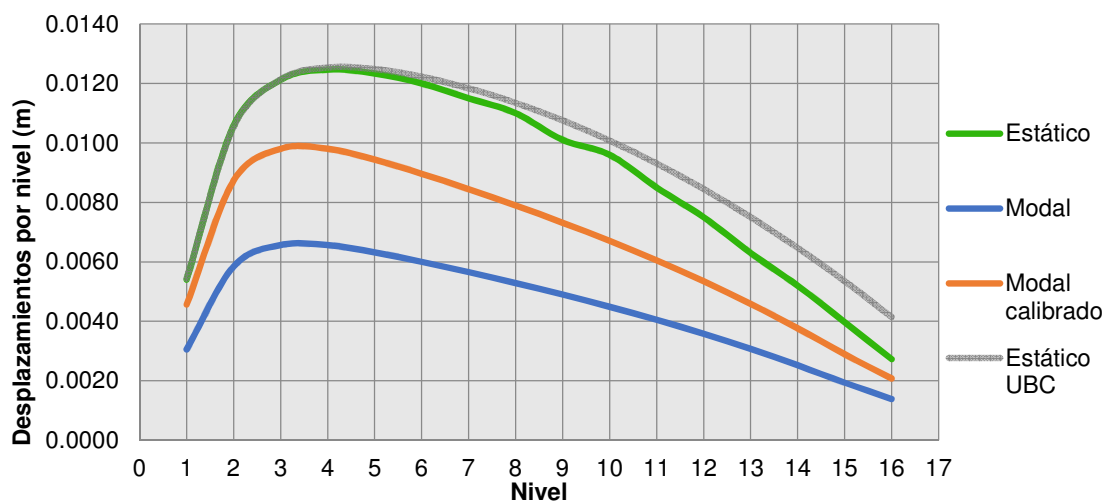
Gráfica 17. Desplazamiento del centro de masa por nivel 8N.



Gráfica 18. Desplazamiento del centro de masa por nivel 12N.

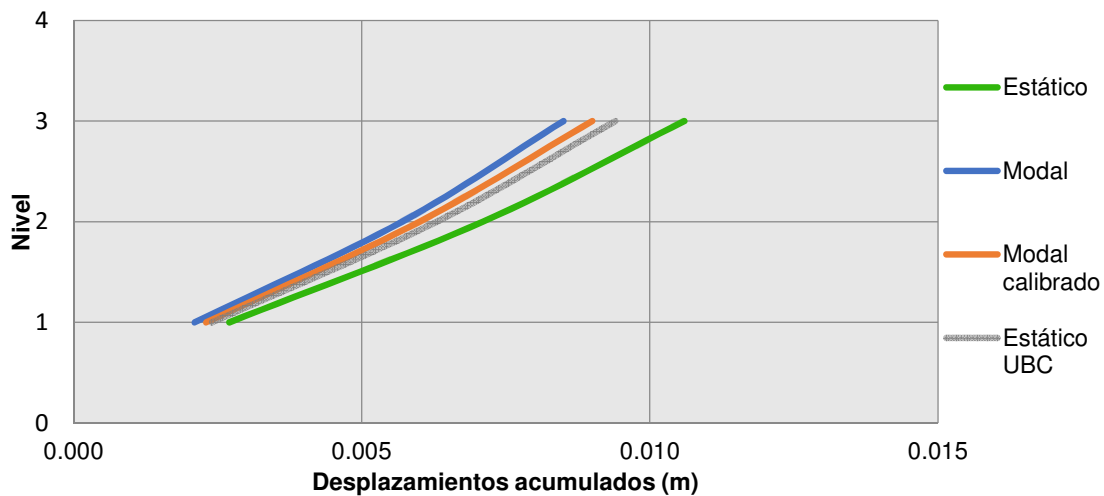


Gráfica 19. Desplazamiento del centro de masa por nivel 16N.

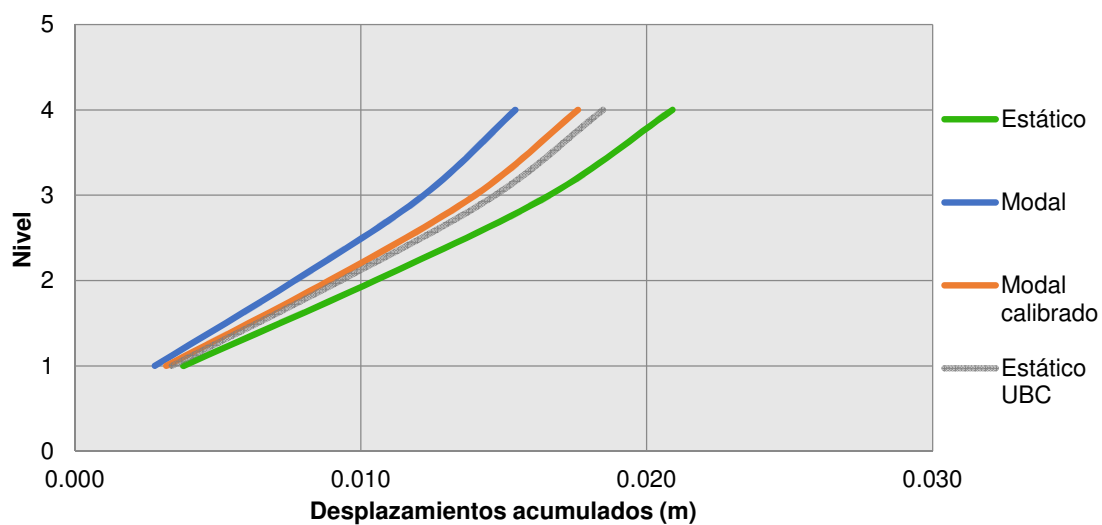


## 4. Desplazamientos del centro de masa acumulados por nivel.

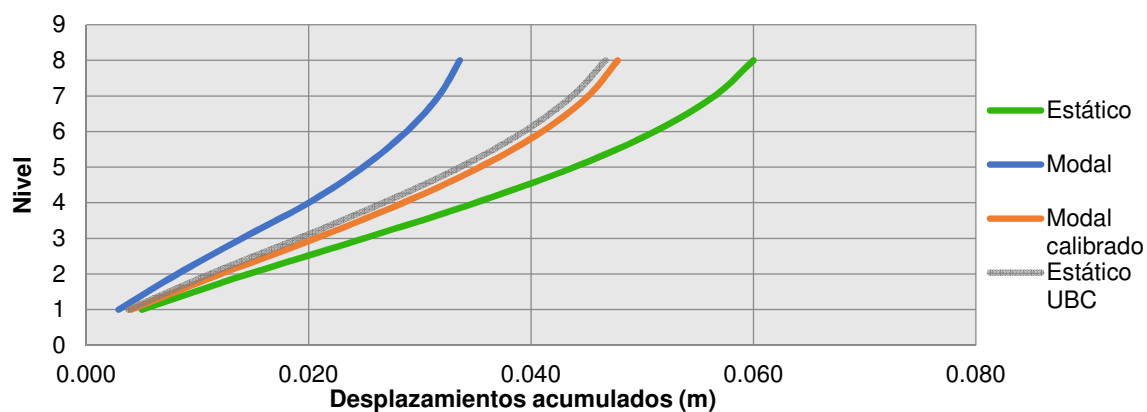
Gráfica 20. Desplazamientos acumulados centro de masa 3N.



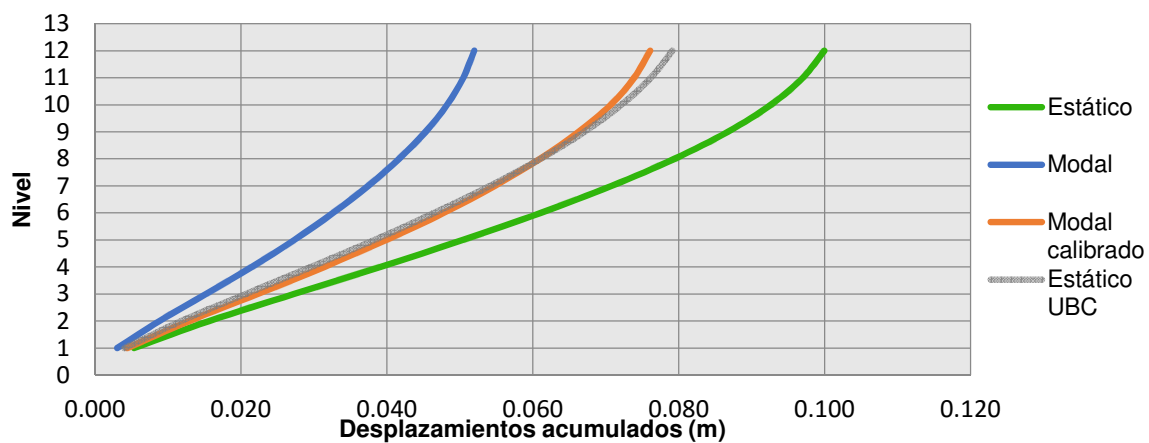
Gráfica 21. Desplazamientos acumulados centro de masa 4N.



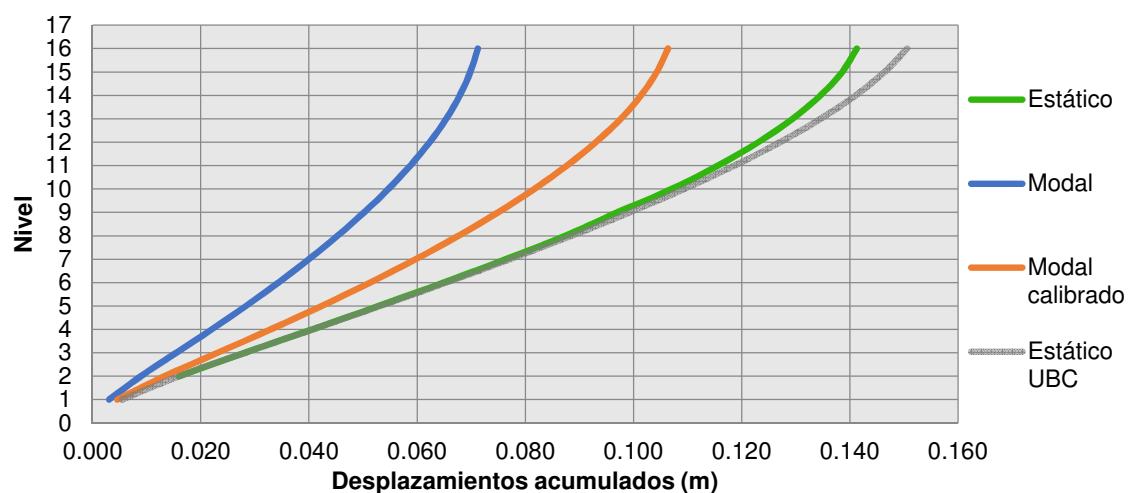
Gráfica 22. Desplazamientos acumulados centro de masa 8N.



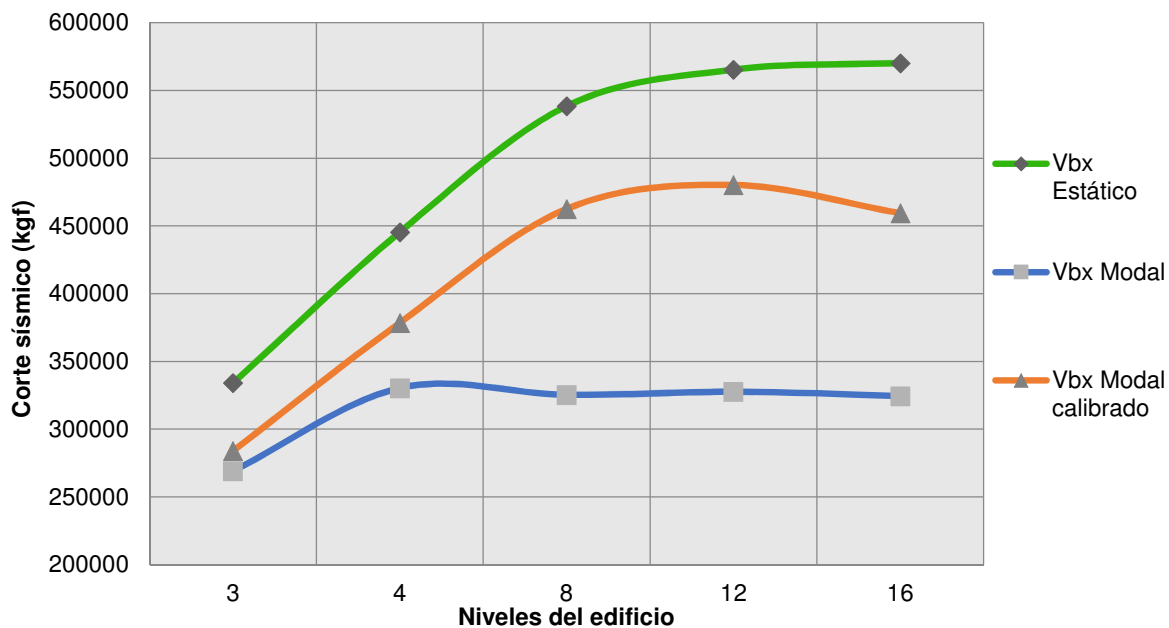
Gráfica 23. Desplazamientos acumulados centro de masa 12N



Gráfica 24. Desplazamientos acumulados centro de masa 16N.



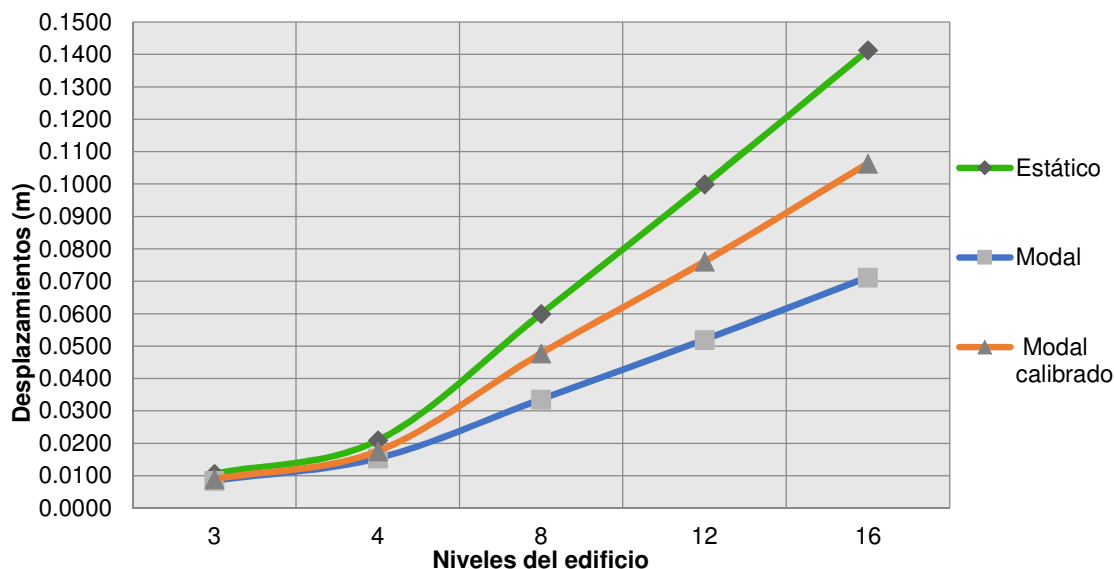
## 5. Comparación de los cortantes basales.

**Gráfica 25. Comparación de los cortantes basales entre los cinco edificios con sistema E1.****Cuadro 25. Cortantes basales y factores de calibración.**

Niveles	Vbx Estático	Vby Estático	Vbx Modal	Vby Modal	0.85*Vbx	0.85*Vby	Factor de calibración X	Factor de calibración Y
16	570138	570138	324517	320466	484618	484618	14.65	14.83
12	565342	565342	327676	322538	480540	480540	14.39	14.62
8	538421	538421	325306	321282	457658	457658	13.80	13.97
4	445421	445421	330424	327625	378608	378608	11.24	11.34
3	334066	334066	269103	268677	283956	283956	10.35	10.37

Los factores de calibración se muestran respecto al valor de la gravedad, es decir  $9.81=1$  en este caso.

## 6. Comparación de los desplazamientos máximos.

**Gráfica 26. Comparación de los desplazamientos máximos edificios sistema E1.****Cuadro 26. Desplazamientos máximos para los edificios con sistema E1.**

Niveles	Desplazamientos (m)			
	Estático	Modal	%del Estático	Modal calibrado
3	0.0106	0.0085	80.19%	0.0090
4	0.0209	0.01541	73.73%	0.0176
8	0.0600	0.0336	56.00%	0.0478
12	0.1000	0.05198	52.00%	0.0761
16	0.1413	0.07	50.41%	0.1064

7. Análisis de los resultados. En las gráficas presentadas anteriormente se pueden ver los resultados obtenidos tras la realización de los modelos del sistema E1. Al observar los resultados obtenidos en el estudio de la distribución de las fuerzas sísmicas aplicadas por nivel se puede observar que en los edificios bajos de tres y cuatro niveles la distribución de las fuerzas es lineal y aumenta de manera proporcional a la altura del nivel desde la base. El comportamiento del análisis modal es entonces muy similar al estático aunque con valores numéricos menores. Adicionalmente a esto, se puede ver que los valores del análisis modal sin calibrar están por debajo del 85% de las fuerzas estáticas por lo que en estos casos, desde edificios bajos se puede constatar que las fuerzas aplicadas por nivel mediante el método dinámico comienzan a ser menores que las aplicadas mediante el método estático de entre 80% y 75% de estas.

Sin embargo, en los edificios de 8, 12 y 16 niveles se observa un comportamiento distinto al visto en los edificios de 3 y 4 niveles. En estos casos, el análisis estático continúa siendo lineal ya que el único parámetro que se modifica en este análisis es la altura de la estructura, sin embargo el análisis modal comienza a distribuir las fuerzas de manera distinta. Se puede ver que en los primeros 3 niveles del edificio de 8 niveles ambos análisis mantienen una distribución lineal de las fuerzas pero que a partir del nivel 4 las fuerzas modales aplicadas a cada nivel se mantienen casi constantes durante varios niveles provocando diferencias más significativas respecto del análisis estático. Este comportamiento incluso provoca que en el nivel 5 se tenga una relación del 50% de la fuerza aplicada dinámica respecto a la estática. En los últimos niveles se vuelve a este comportamiento casi lineal. En los edificios de 12 y 16 niveles este comportamiento se repite, pero de manera más pronunciada, en los dos casos se observa igualmente un cambio de comportamiento del método modal a partir del cuarto nivel e incluso se observa que las fuerzas aplicadas por el método modal son más altas que las del método estático en estos niveles incluso en el edificio de 16 niveles se tiene una relación de 139% en el segundo nivel y luego pasan a ser menores y se separan de una manera muy pronunciada hasta llegar a tener una relación del 36.91% en el nivel 10. El comportamiento de estos casos es comparable con la restricción de la normativa AGIES para el método estático en la cual se indica que es electivo usarlo para *<<Edificios ordinarios y utilitarios de hasta 3 niveles sobre la base.>>*. El edificio fue clasificado como importante anteriormente, sin embargo se observa que existe una comparación con lo que sucede en este caso debido que a partir del cuarto nivel la distribución de las fuerzas dinámicas cambia drásticamente.

Al analizar las fuerzas acumuladas por nivel se ve reflejado lo discutido anteriormente. En las gráficas de los cinco edificios se observa que la acumulación de las fuerzas se da de manera muy similar en cada uno de los métodos utilizados, sin embargo se puede observar que luego de cada nivel, las fuerzas de los análisis modal y estático se van separando cada vez más uno del otro. Los valores obtenidos con la calibración modal se encuentran más cercanos al análisis modal que al estático y luego se comienzan a separar, lo que indica que conforme se acumulan niveles el valor de la calibración que se debe hacer es mayor para lograr un análisis modal que tenga un cortante basal de al menos el 85% del estático. En el edificio de 3 niveles se obtiene un porcentaje del 80% en la base respecto al estático y la relación entre uno y otro continua descendiendo hasta el edificio de 16 niveles en el cual se obtuvo una relación del 57%. Adicionalmente a esto, según la normativa AGIES es permitido utilizar el método estático equivalente siempre en *“Estructuras sin ninguna irregularidad en planta o en elevación y que no excedan 55 m de altura sobre la base”*. El modelo cumple con todos estos criterios incluso para el edificio de 16 niveles, sin embargo se observa en los resultados obtenidos que la diferencia en los valores de los cortes basales muestran cortante basal por el método estático equivalente es mayor que el modal y si se considera el método modal como el método más preciso entonces se considera que aunque en

este caso se permitiría el uso del análisis estático equivalente se debe realizar un análisis modal calibrado para obtener las fuerzas de diseño. Incluso en este caso se tuvo que hacer una calibración de 14.65 (1.49 veces la gravedad) en el eje X, lo cual muestra incluso que el 85% para realizar esta calibración es un valor conservador.

Al observar la gráfica de la comparación entre los cortantes basales de los diferentes edificios se ve reflejado este aumento y esta diferencia. En los edificios bajos de 3 y 4 niveles el cortante basal crece de manera lineal para los dos tipos de análisis, sin embargo el comportamiento de ambos cambia de nuevo drásticamente para los edificios más altos. En el análisis estático, se observa que el aumento en el cortante basal es lineal hasta el edificio de 8 niveles y luego el aumento es menor entre los edificios de 8 niveles y 12 niveles y entre los edificios de 12 y 16 niveles respectivamente. Por el contrario, el análisis modal presenta resultados muy diferentes en los cuáles luego del edificio de 4 niveles el en el cortante basal para los edificios de 8, 12 y 16 niveles permanece prácticamente constante o con un aumento mínimo lo que provoca lo mencionado anteriormente que el cortante dinámico para el edificio de 16 niveles sea el 57% del obtenido mediante el método modal.

Para comprender este comportamiento es necesario hacer referencia a los períodos de vibración y a los coeficientes sísmicos obtenidos. En el método estático el período se calcula directamente con la altura de la estructura. Al aumentar esta altura de manera lineal, el cortante basal aumentará igualmente con una tendencia lineal en los períodos cortos antes del período de transición debido a que en estos períodos el coeficiente sísmico es el mismo. Esto ocurre en los edificios de 3 y 4 niveles en los cuales sus períodos son de 0.38 y 0.49 segundos respectivamente en donde el coeficiente sísmico es de 0.15. Los demás edificios poseen un período mayor a 0.55 segundos y su coeficiente sísmico depende directamente de su período y su respectiva ordenada espectral  $S_a(T)$ , es por ello que el crecimiento del cortante basal es menor aunque el peso de la estructura aumente ya que este aumenta de manera lineal con respecto a la cantidad de niveles pero el coeficiente sísmico disminuye de manera exponencial según su ordenada espectral. Incluso se podría esperar que el crecimiento del cortante basal sea a una tasa menor si se hiciera el estudio para edificios más altos debido a que para este edificio se utilizó el coeficiente sísmico mínimo de 0.052.

Por otro lado, el análisis modal considera la rigidez de los elementos de la estructura. Conforme este tipo de estructura es más alta se vuelve más flexible debido a su tipo de respuesta sísmica basado en la ductilidad de sus elementos y su período aumenta por una oscilación más larga. Al aumentar el período el coeficiente sísmico disminuye de manera exponencial provocando que cada vez el porcentaje del peso utilizado para el análisis modal sea menor, lo que provoca este efecto en el cuál para períodos mayores el cortante basal aumenta muy poco. El período modal de la estructura es una combinación de los períodos individuales de cada modo de vibración.

El coeficiente sísmico en este análisis no tiene un mínimo por lo cual conforme la estructura siga creciendo el coeficiente sísmico seguirá disminuyendo.

Por otro lado, si se analizan los desplazamientos del centro de masa por nivel se constata que estos desplazamientos son mayores en los niveles intermedios de la estructura y que disminuyen en los niveles inferiores y superiores. Esta tendencia se mantiene en todas las variaciones de niveles realizadas, sin embargo se observa que conforme el edificio se vuelve más alto, estas graficas se vuelven cada vez más asimétricas debido a que las deformaciones máximas por nivel se observan siempre en el tercer o cuarto nivel de cada estructura. Esto corresponde a lo observado en la distribución del corte sísmico por nivel. Esta acumulación de esfuerzos se debe a la participación del segundo modo de vibración el cual por la forma en la que se deforma la estructura se concentran esfuerzos cortantes en estos niveles y luego se En los primeros niveles en los cuales las fuerzas dinámicas son incluso mayores a las fuerzas obtenidas mediante el método estático, las deformaciones por nivel no lo son. Se observa una relación fuerza-deformación ya que las fuerzas inducidas por el análisis dinámico son menores al igual que las deformaciones. En el edificio de 3 niveles la diferencia mayor se encuentra en el segundo nivel y la relación entre los resultados obtenidos por los dos métodos tienen una relación del 82% mientras que en el edificio de 16 niveles se tiene la relación de 46.76% en el nivel 10. Esto demuestra nuevamente que conforme se van añadiendo más niveles a la estructura, la diferencia entre ambos métodos se hace cada vez mayor. Incluso los valores en el edificio de 16 niveles para el método dinámico ya se muestran muy por debajo de los valores obtenidos con el método dinámico ya calibrado.

El comportamiento en los desplazamientos acumulados por nivel es muy similar igualmente al de los cortantes sísmicos acumulados por nivel. La única diferencia es que en este caso las diferencias se observan en los niveles superiores ya que los desplazamientos se suman de la base hacia arriba. Los desplazamientos modales acumulados se mantienen en todo momento por debajo de los obtenidos por el método estático e incluso se llega a tener una relación del 50% de un análisis con respecto al otro. Como se observa en la gráfica de comparación de los cortantes basales de todos los edificios con tipología E1, se puede ver que en los edificios bajos los valores obtenidos para el desplazamiento máximo son muy similares, con una relación de 80% del uno respecto al otro, conforme el edificio se vuelve más alto, las deformaciones aumentan obligatoriamente, pero la diferencia obtenida mediante cada método aumenta considerablemente y de nuevo, si se considera el análisis dinámico como el más realista, en este caso la calibración del al 85% es conservadora.

Seguidamente a esto, se observan las diferencias encontradas entre el método estático utilizando la formula analítica de Rayleigh y el método de formula empírica utilizado en el análisis. Los valores de las variables estudiadas en algunos casos son considerablemente diferentes

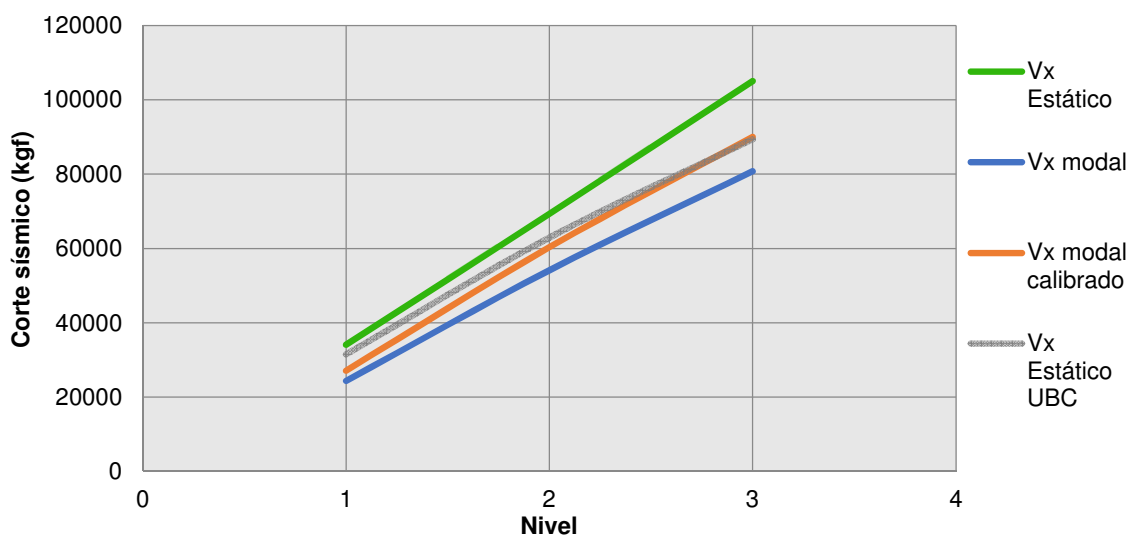
dependiendo del método utilizado. Al realizar algunas pruebas, se constató que el sismo empírico obtenido mediante la adaptación del código UBC a Guatemala para este caso, proveía resultados similares a los obtenidos con la normativa AGIES, razón por la cual se decidió realizar la comparación utilizando el método analítico de UBC para analizar que se puede obtener si se utilizara este método de cálculo para calibrar el análisis modal. Se observa que en los edificios de baja y de mediana altura donde no se ha llegado al valor del coeficiente sísmico mínimo, el método de análisis de Rayleigh puede proveer datos más cercanos al análisis modal y por ende, calibraciones más bajas. Incluso, en el edificio de 12 niveles en donde se observa el caso más crítico, el cortante basal estático calculado mediante el método analítico es el 75% del cortante basal calculado empíricamente. Es importante entonces considerar, que según el método estático que se utilice se pueden tener diferencias importantes en algunos casos lo que conlleva a diferencias en las cargas que se utilizan más adelante para el diseño sismo resistente de los elementos.

#### B. Edificio de sistema tipo cajón.

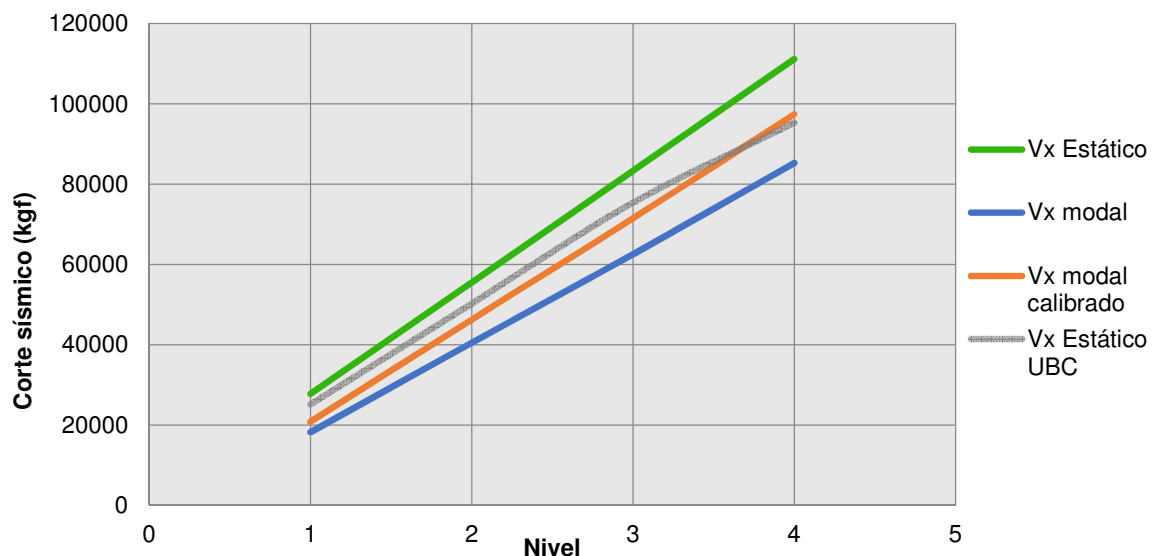
En las siguientes gráficas, la nomenclatura “3N” hace referencia a un edificio de 3 niveles, “4N” a uno de 4 niveles y así sucesivamente para los edificios de 8, 12 y 16 niveles.

##### 1. Corte sísmico aplicado por nivel.

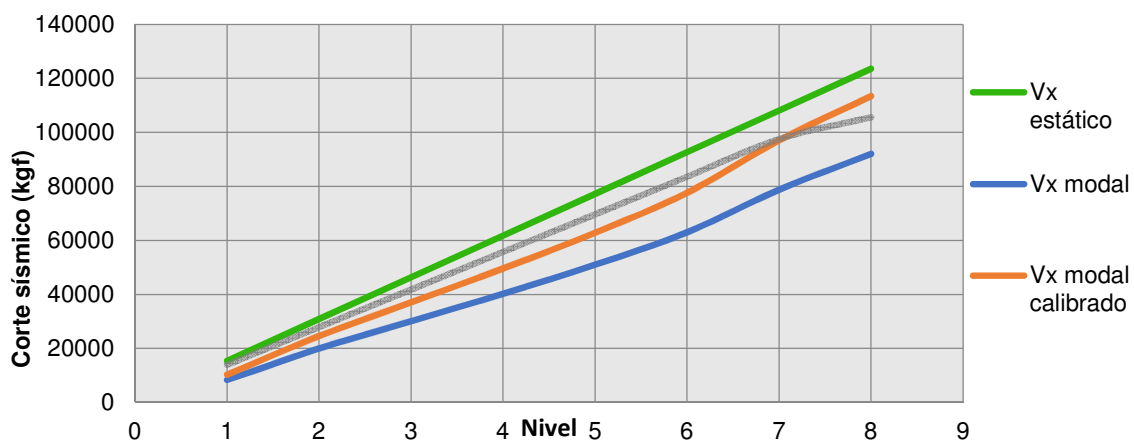
**Gráfica 27. Corte sísmico aplicado por nivel 3N.**



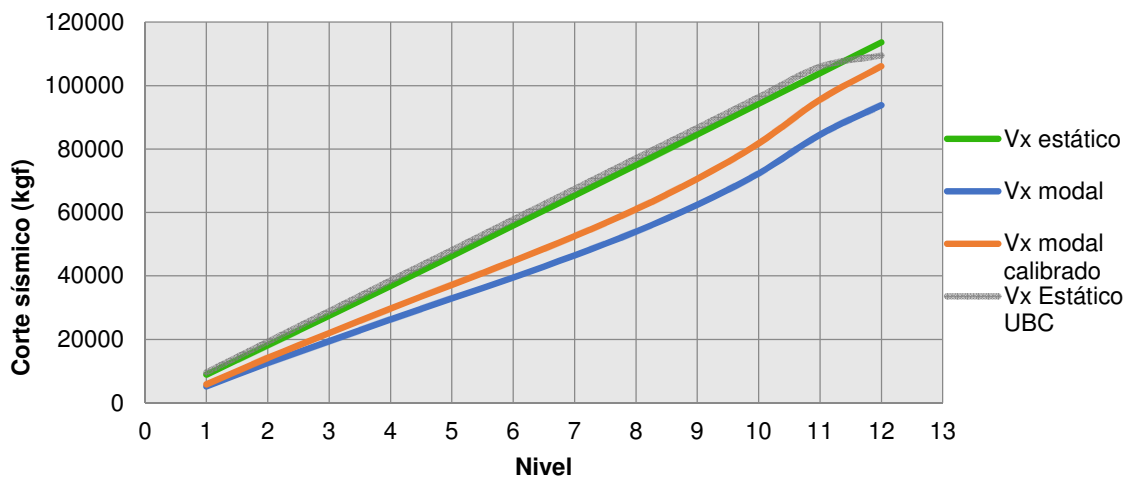
Gráfica 28. Corte sísmico aplicado por nivel 4N.



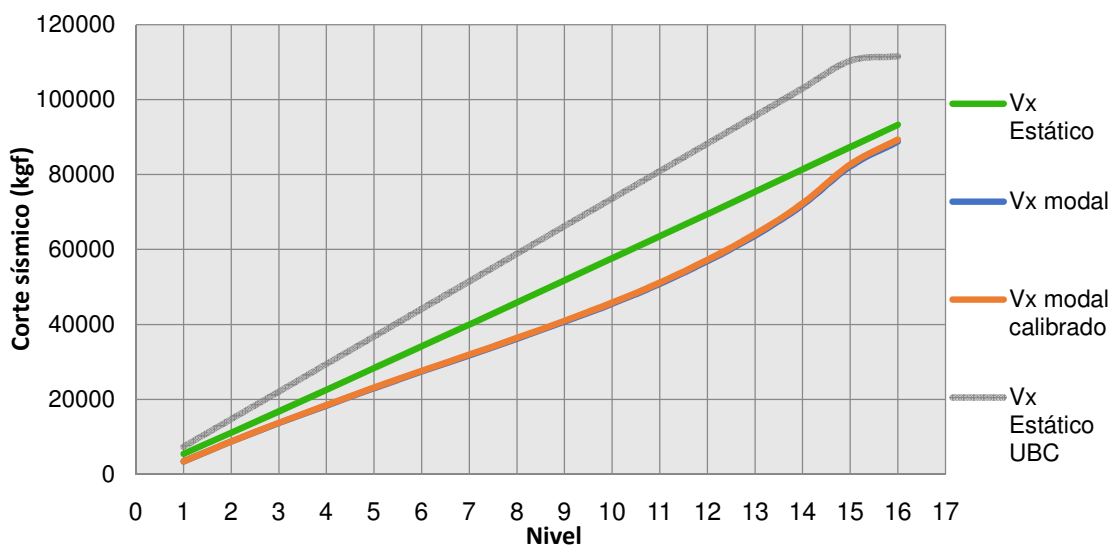
Gráfica 29. Corte sísmico aplicado por nivel 8N.



Gráfica 30. Corte sísmico aplicado por nivel 12N.

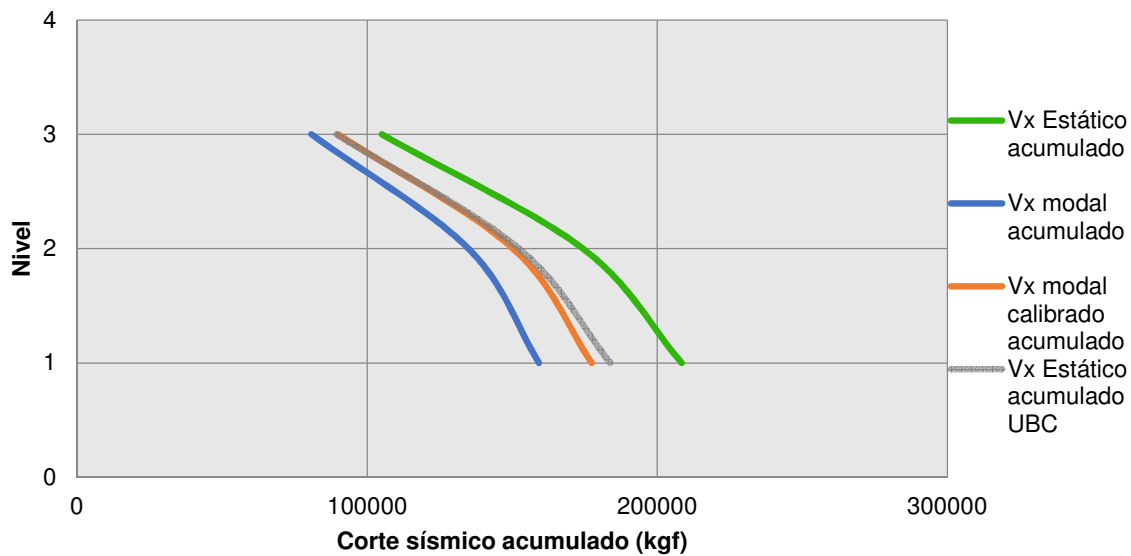


**Gráfica 31. Corte sísmico aplicado por nivel 16N.**

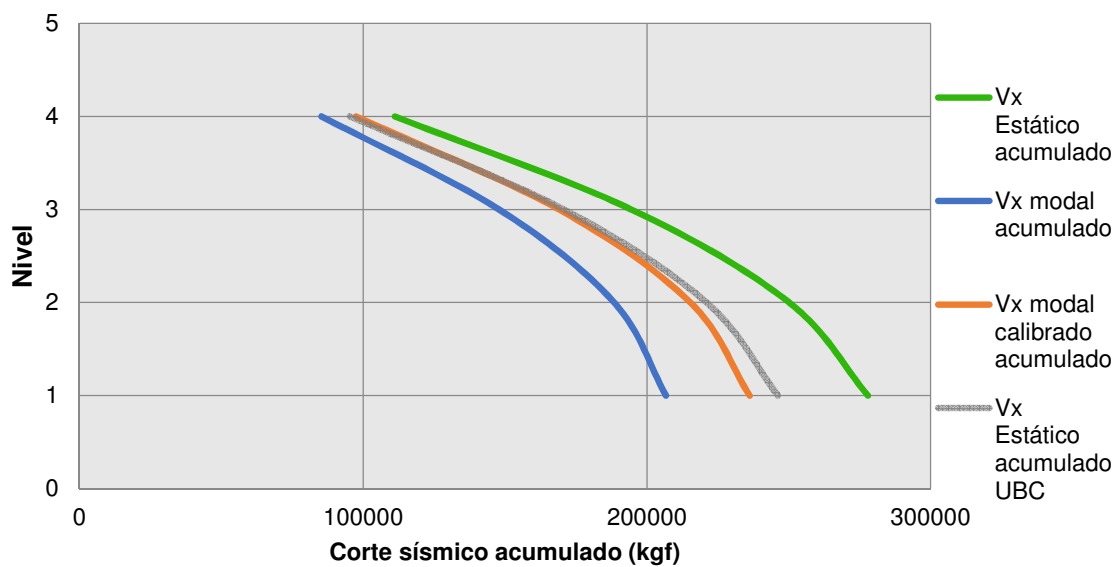


2. Corte sísmico acumulado por nivel.

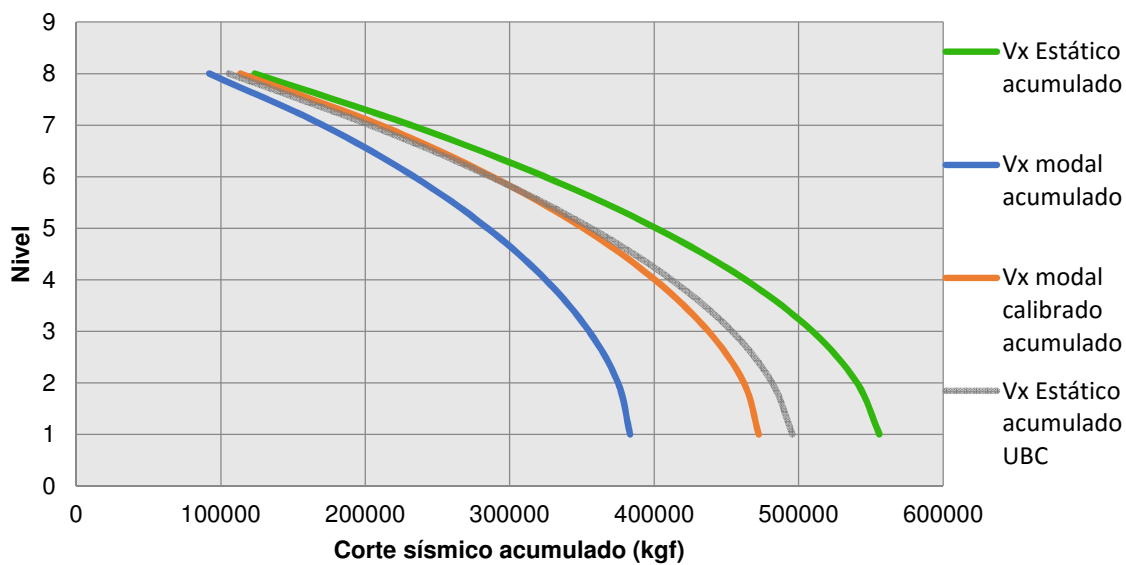
**Gráfica 32. Corte sísmico acumulado por nivel 3N.**



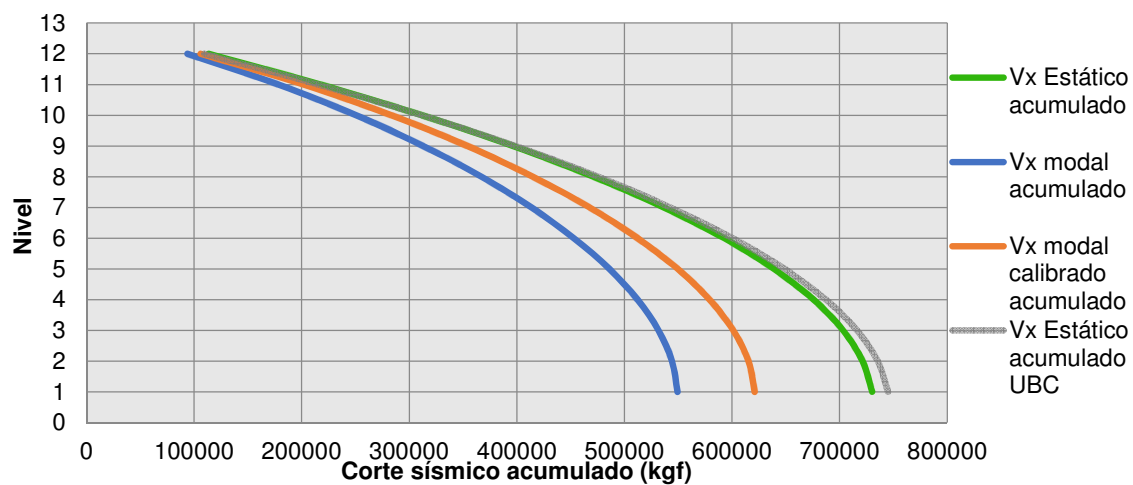
Gráfica 33. Corte sísmico acumulado por nivel 4N.



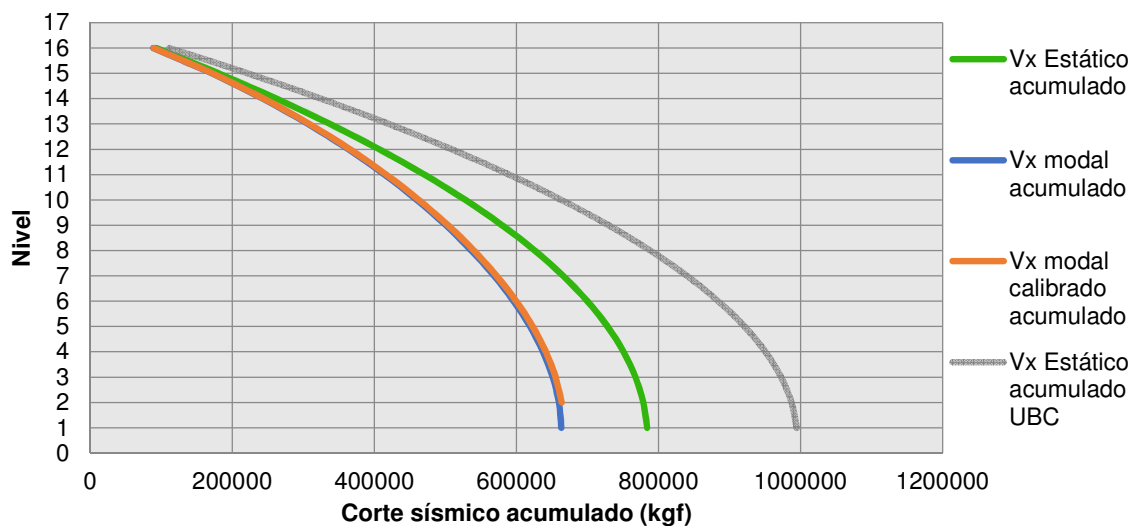
Gráfica 34. Corte sísmico acumulado por nivel 8N.



Gráfica 35. Corte sísmico acumulado por nivel 12N.

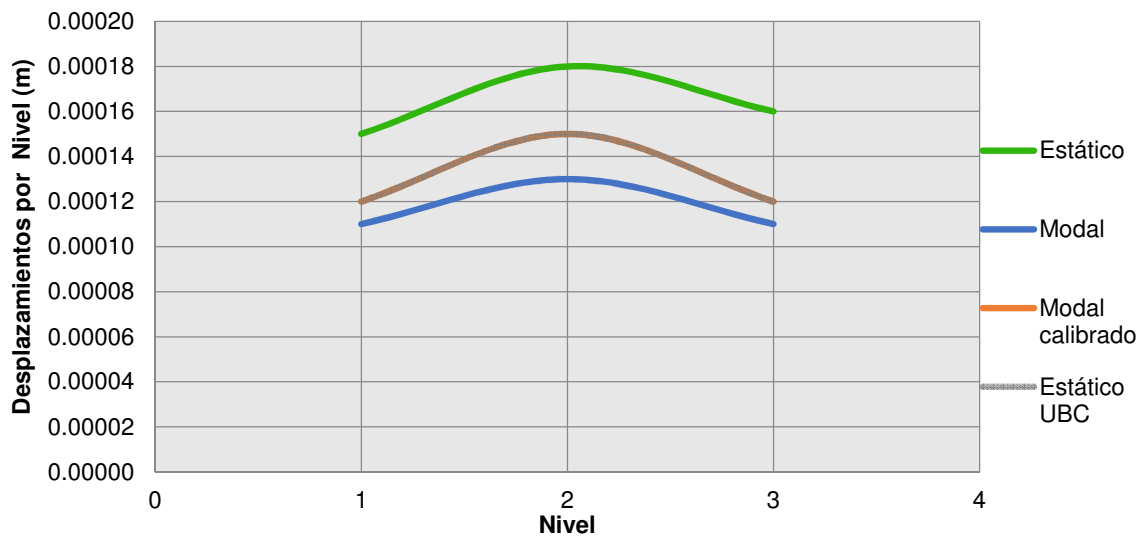


Gráfica 36. Corte sísmico acumulado por nivel 16N.

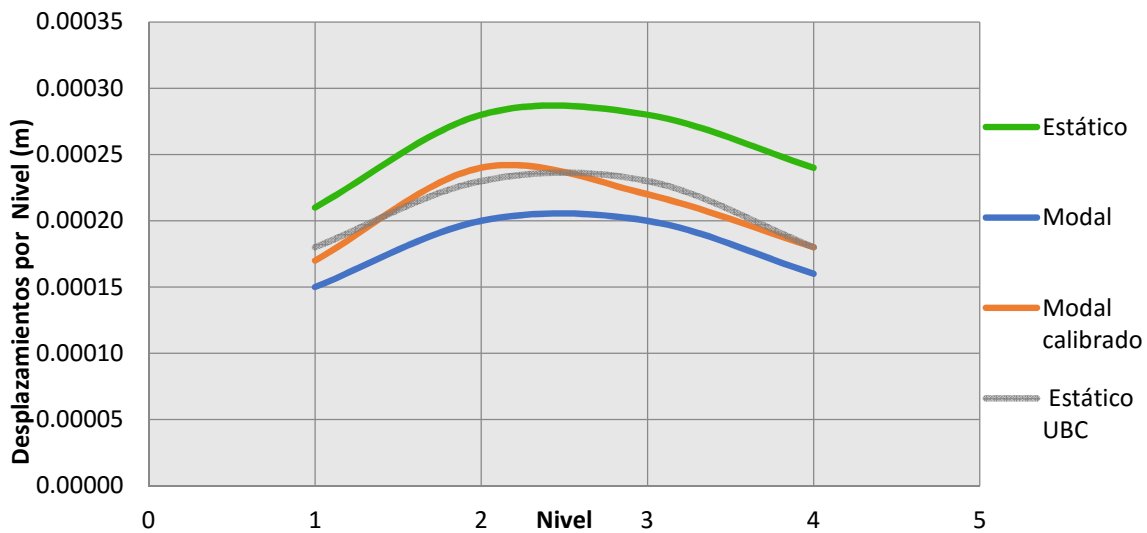


## 3. Desplazamientos del centro de masa por nivel.

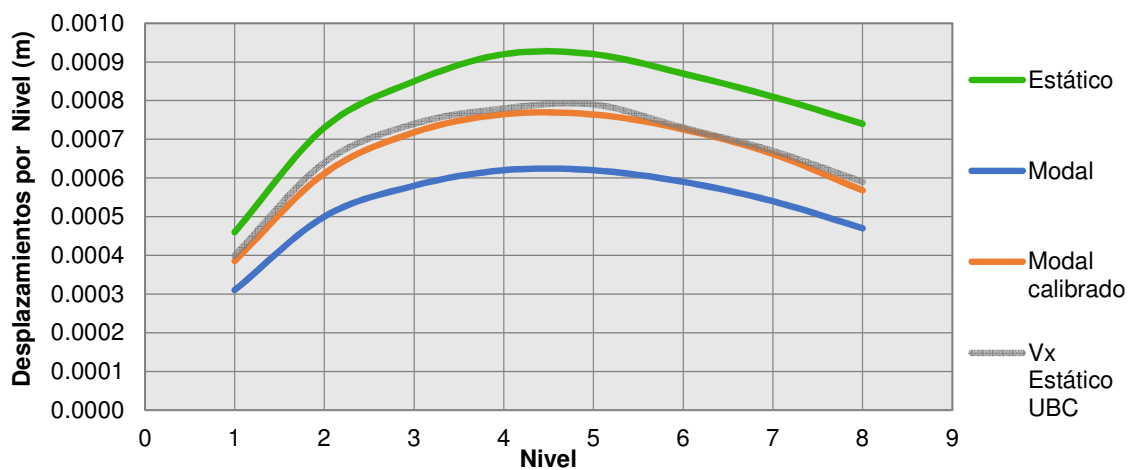
Gráfica 37. Desplazamientos del centro de masa por nivel 3N.



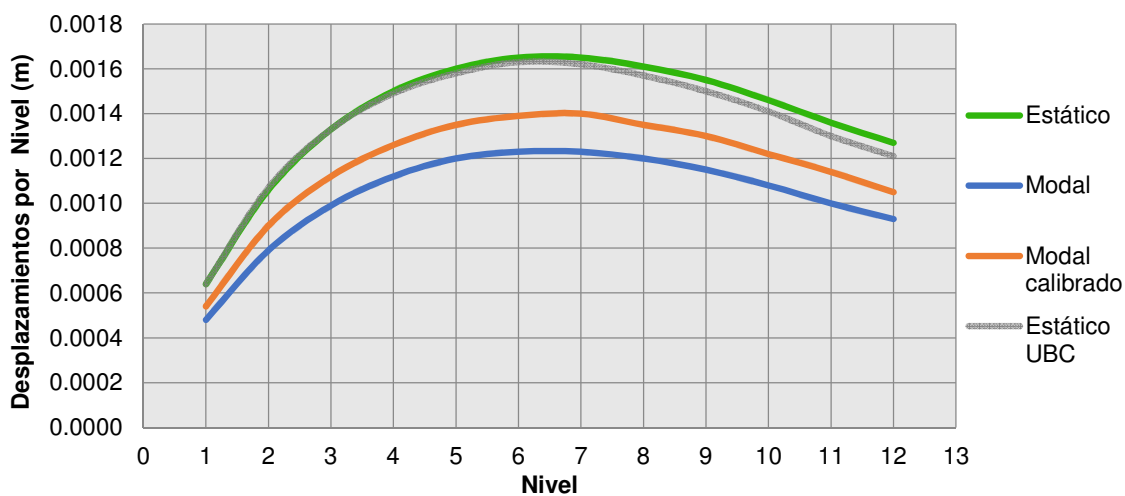
Gráfica 38. Desplazamientos del centro de masa por nivel 4N.



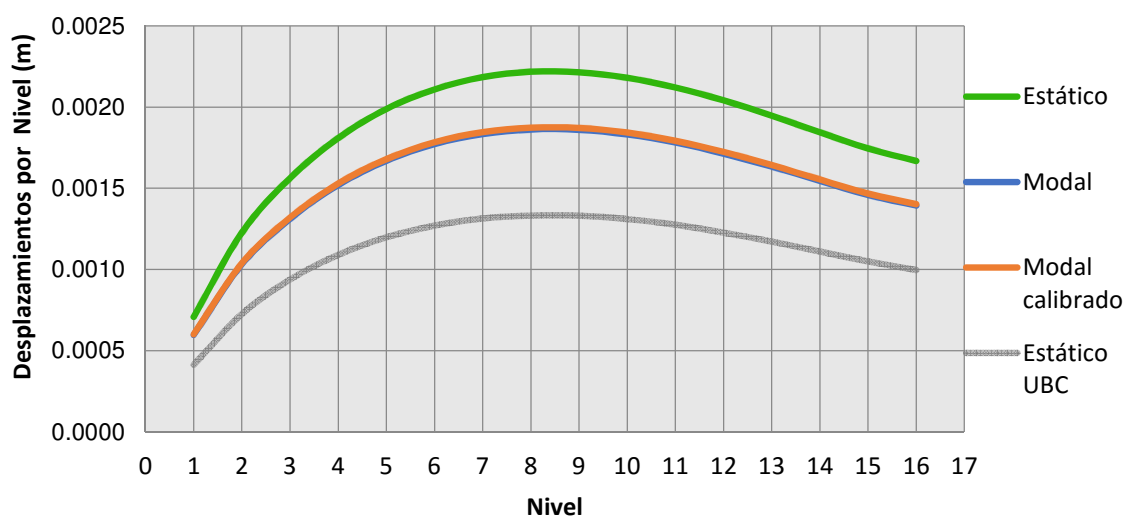
Gráfica 39. Desplazamientos del centro de masa por nivel 8N.



Gráfica 40. Desplazamientos del centro de masa por nivel 12N

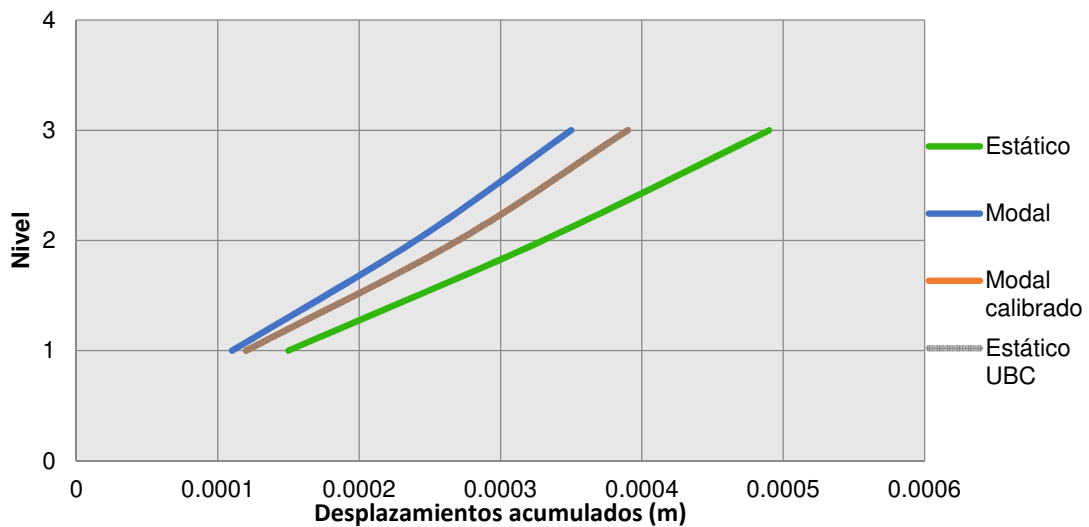


Gráfica 41. Desplazamientos del centro de masa por nivel 16N.

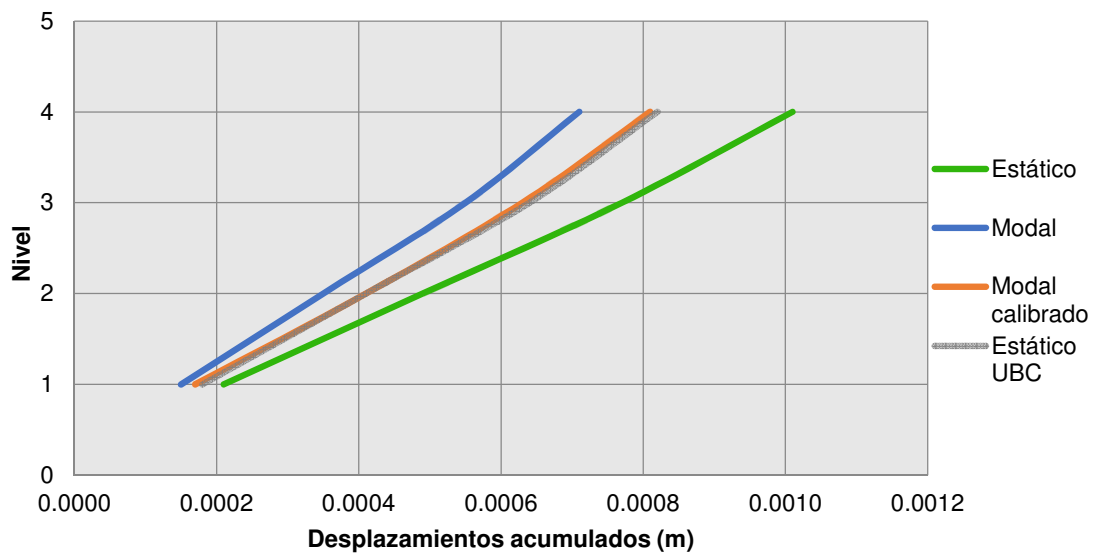


## 4. Desplazamientos acumulados del centro de masa por nivel.

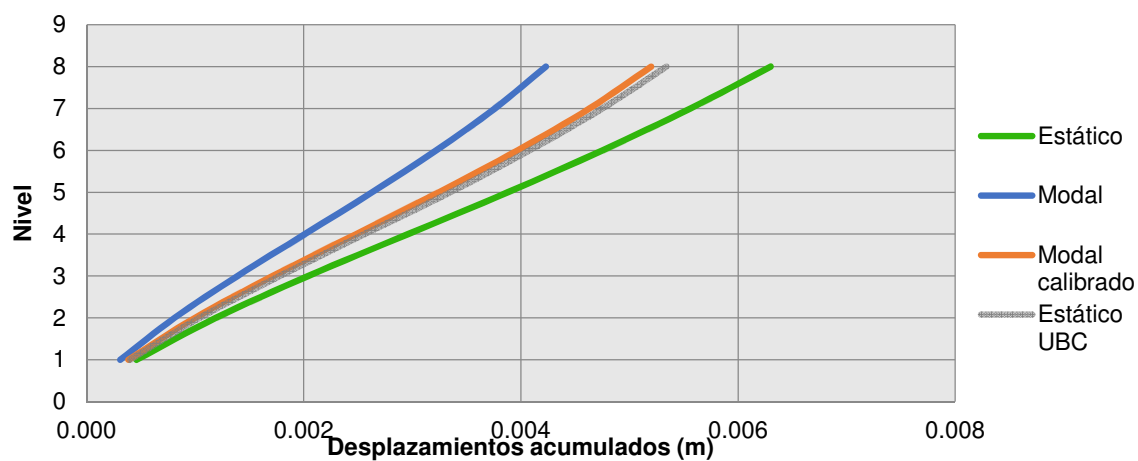
Gráfica 42. Desplazamientos acumulados centro de masa por nivel 3N.



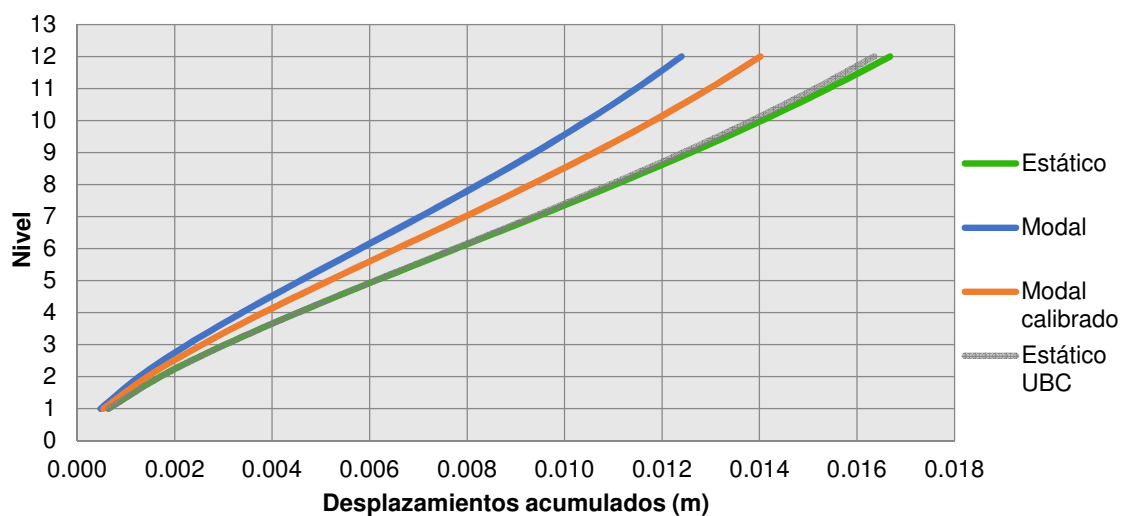
Gráfica 43. Desplazamientos acumulados centro de masa por nivel 4N.



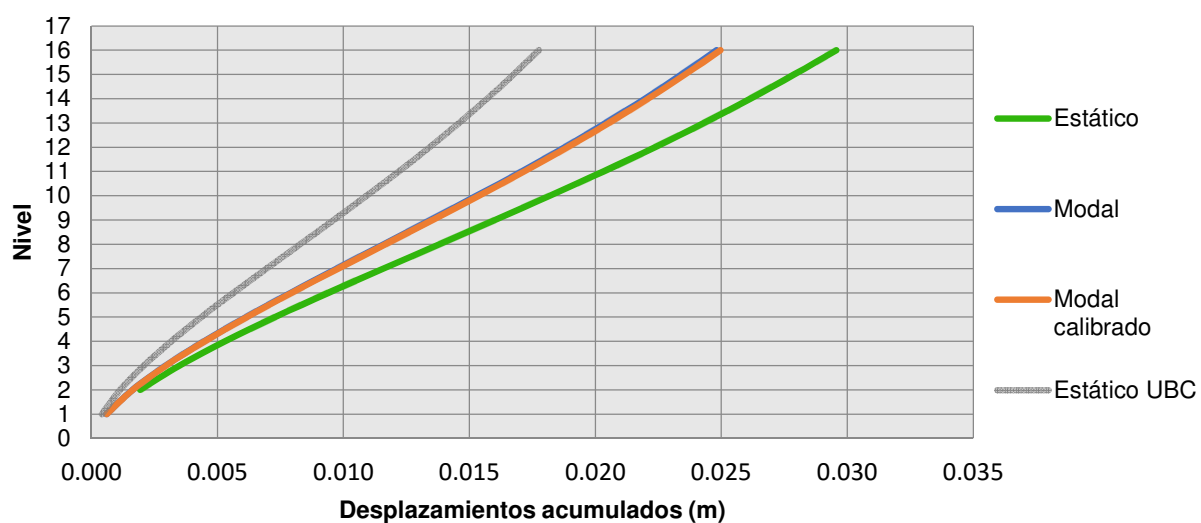
Gráfica 44. Desplazamientos acumulados centro de masa por nivel 8N.



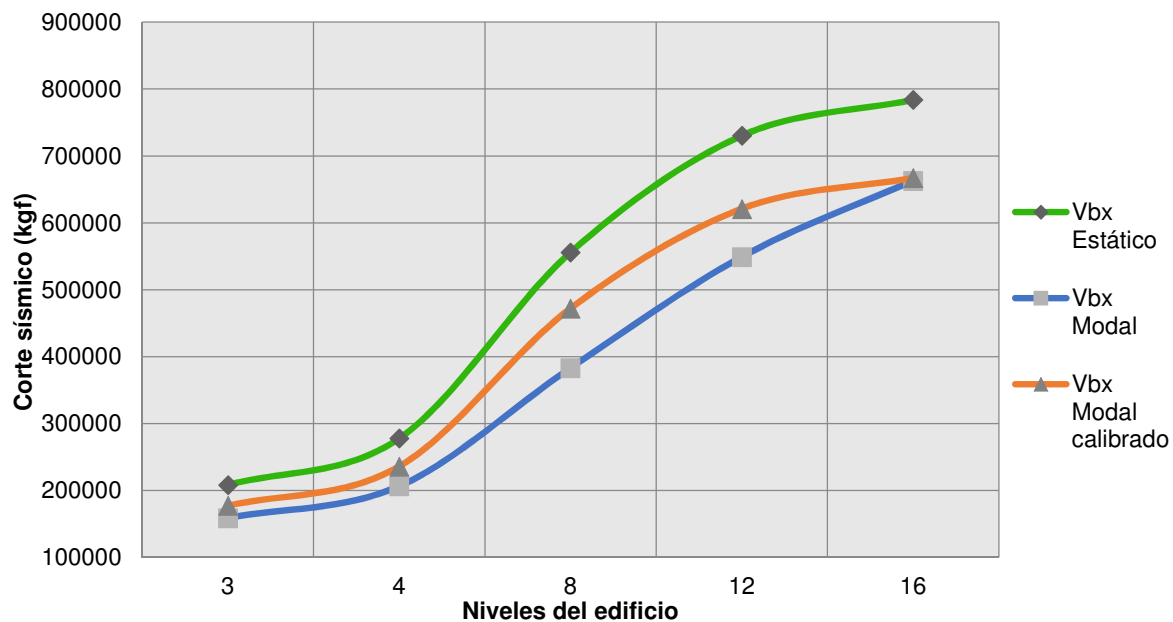
Gráfica 45. Desplazamientos acumulados centro de masa por nivel 12N.



Gráfica 46. Desplazamientos acumulados centro de masa por nivel 16N.



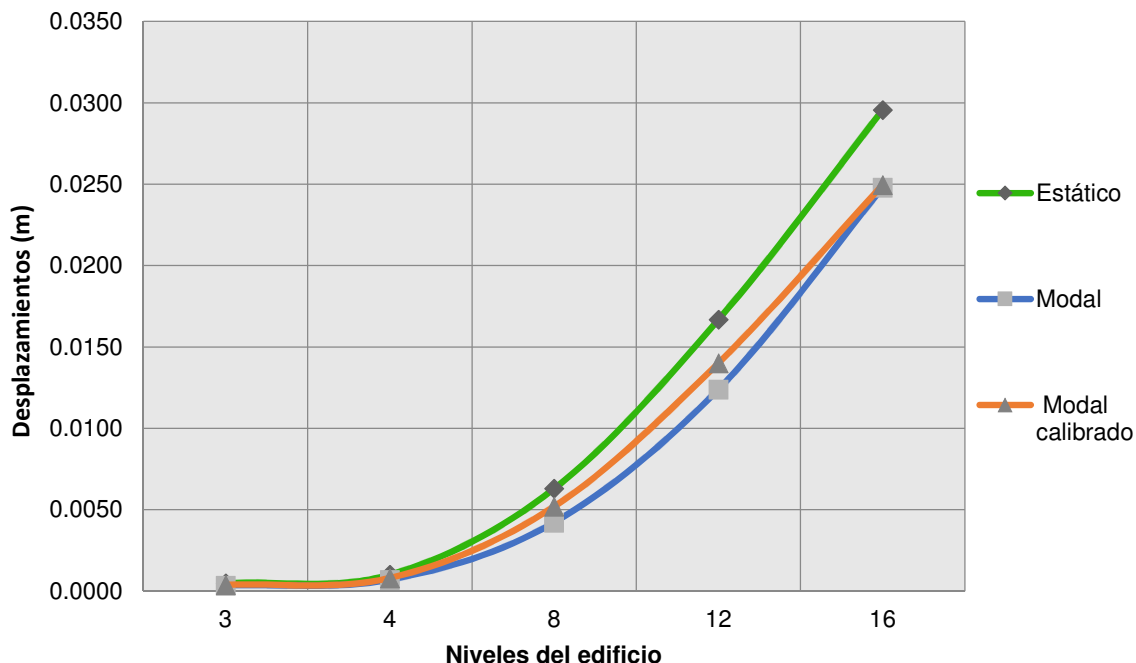
## 5. Comparación de los cortantes basales.

**Gráfica 47 Comparación de los cortantes basales entre los cinco edificios con sistema E2.****Gráfica 48 Cortantes basales y factores de calibración.**

Niveles	Vbx Estático	Vby Estático	Vbx Modal	Vby Modal	0.85*Vbx	0.85*Vby	Factor de calibración X	Factor de calibración Y
16	783902	783902	663127	788974	666317	666317	9.86	8.28
12	730228	730228	549323	599973	620693	620693	11.08	10.15
8	555858	555858	383282	407351	472479	472479	12.09	11.38
4	277929	277929	206721	209043	236240	236240	11.21	11.09
3	208447	208447	159238	157158	177180	177180	10.92	11.06

Los factores de calibración se muestran respecto al valor de la gravedad, es decir  $9.81=1$  en este caso.

## 6. Comparación de los desplazamientos máximos.

**Gráfica 49. Comparación de los desplazamientos máximos entre los edificios sistema E2.****Cuadro 27. Comparación de los desplazamientos máximos edificios sistema E2.**

Niveles	Desplazamientos (m)			
	Estático	Modal	%del Estático	Modal calibrado
3	0.00049	0.00035	71.43%	0.00039
4	0.0010	0.00071	70.30%	0.00081
8	0.0063	0.00423	67.14%	0.0052
12	0.0167	0.0124	74.34%	0.01402
16	0.0296	0.0248	83.93%	0.0250

7. Análisis de los resultados. Al observar las fuerzas aplicadas por nivel, se puede notar que el comportamiento es diferente al de la tipología E1. En el caso de los edificios de la tipología E2, tanto el método estático como el dinámico presentan un comportamiento casi lineal en el cual no existen esos aumentos de fuerzas en los niveles inferiores y, en todos los casos, las fuerzas del análisis modal son inferiores y siempre menores al 85% del estático. Aunque en los niveles intermedios se observe igualmente una separación entre los valores obtenidos por los dos métodos, es mucho menos pronunciada que en el caso de los marcos rígidos de concreto reforzado. Esto indica entonces que las fuerzas sísmicas están distribuidas de manera muy

uniforme a lo alto de la estructura y no hay niveles especiales en los cuáles se genere una acumulación de esfuerzos.

Al observar los cortes sísmicos acumulados por nivel y los cortantes basales se constata igualmente que el comportamiento es diferente al obtenido en el sistema E1. En este caso, la diferencia mayor de cortantes basales se obtuvo en el edificio de 8 niveles donde se tuvo una relación modal- estático del 69% y luego esta diferencia se volvió a reducir en los edificios de 12 y 16 niveles, hasta llegar prácticamente al 85% en el edificio de 16 niveles, lo que demuestra que en este caso la calibración estipulada en AGIES se acerca considerablemente a los resultados obtenidos. Estos cambios menores se deben a que la rigidez de este sistema estructural es mucho mayor a la rigidez de un sistema de marcos a momento. Esta mayor rigidez implica que la estructura es menos flexible y que los períodos de dichas estructuras son menores. Igualmente al momento de realizar un análisis modal el período de los modos de vibración son menores debido a que la estructura conforme va siendo más alta pierde menos rigidez entre cada nivel en comparación de un sistema de marcos. Igualmente, en esta tipología la altura piso-piso es 90 centímetros menor por lo cual la altura total de cada edificio es menor en comparación a los edificios de marcos. Así, en el edificio de 16 niveles de muros estructurales, el período es de 0.78 segundos y para el sistema de marcos en concreto se obtiene un período 1.70 segundos. A partir de lo descrito anteriormente, se esperaría igualmente que las deformaciones en este sistema estructural fueran mayores, sin embargo sucede lo contrario ya que las deformaciones tanto por nivel como acumuladas, son alrededor de 10 veces menores que las encontradas en el sistema E1, lo que muestra de nuevo que la rigidez es mayor en este sistema.

Al observar las deformaciones por nivel se encuentran igualmente diferencias con la tipología E1 relacionadas igualmente con la rigidez de la estructura. La alta rigidez de la estructura y la capacidad de los muros de absorber la energía sísmica, provoca que las deformaciones sean menores. Igualmente en la distribución de los desplazamientos por nivel se muestra una distribución más uniforme de los mismos. Los desplazamientos por nivel son mayores en los niveles intermedios del edificio sin importar la altura tanto en el método estático como en el modal. Adicionalmente a esto, no se observa la concentración de desplazamientos en los niveles 3 y 4 que se observaban en el sistema E1. En este caso, las gráficas muestran una simetría y conforme la altura se varía, los desplazamientos máximos por nivel se dan en diferentes niveles. Por ejemplo, en el edificio de 8 niveles el desplazamiento máximo por nivel se da en el nivel 4 y en el edificio de 16 niveles estos se producen en el nivel 8. Es decir que los desplazamientos máximos por nivel se dan en el centro de la estructura.

Los desplazamientos acumulados por nivel muestran la misma tendencia que las fuerzas acumuladas por nivel y no se observan diferencias tan marcadas como en el caso del edificio E1.

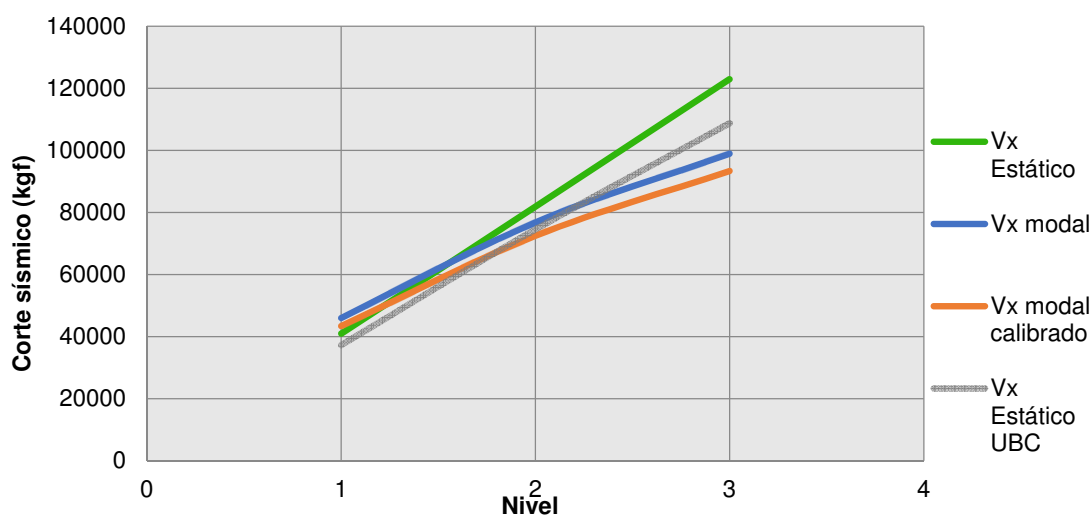
Considerando los resultados obtenidos por el método analítico de UBC, de nuevo se observan diferencias con respecto al método empírico, aunque en este caso las fuerzas acumuladas son menores en los edificios bajos de hasta 8 niveles y en los edificios de 12 y 16 niveles las fuerzas obtenidas mediante este método son mayores.

#### C. Edificio de sistema dual con riostras concéntricas.

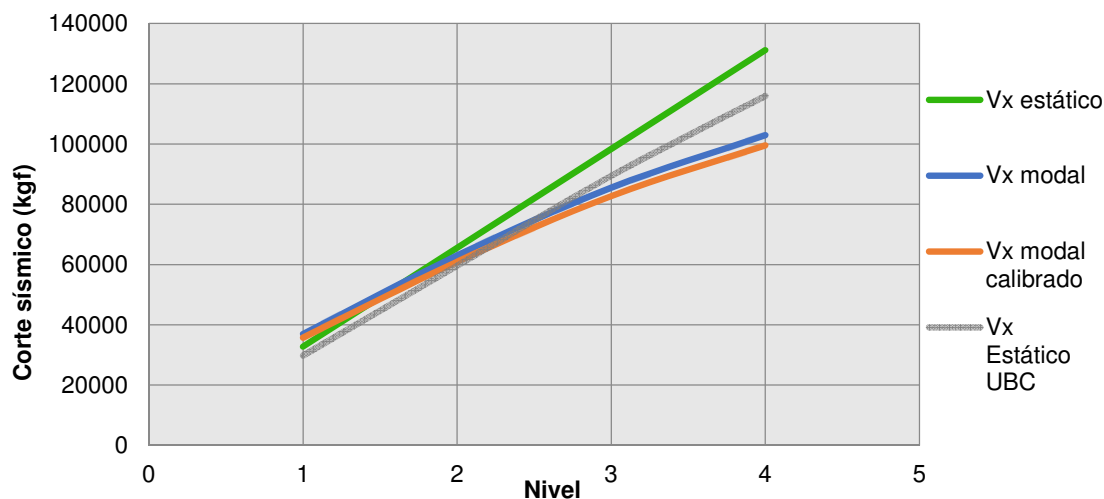
En las siguientes gráficas, la nomenclatura “3N” hace referencia a un edificio de 3 niveles, “4N” a uno de 4 niveles y así sucesivamente para los edificios de 8, 12 y 16 niveles.

##### 1. Corte sísmico aplicado por nivel.

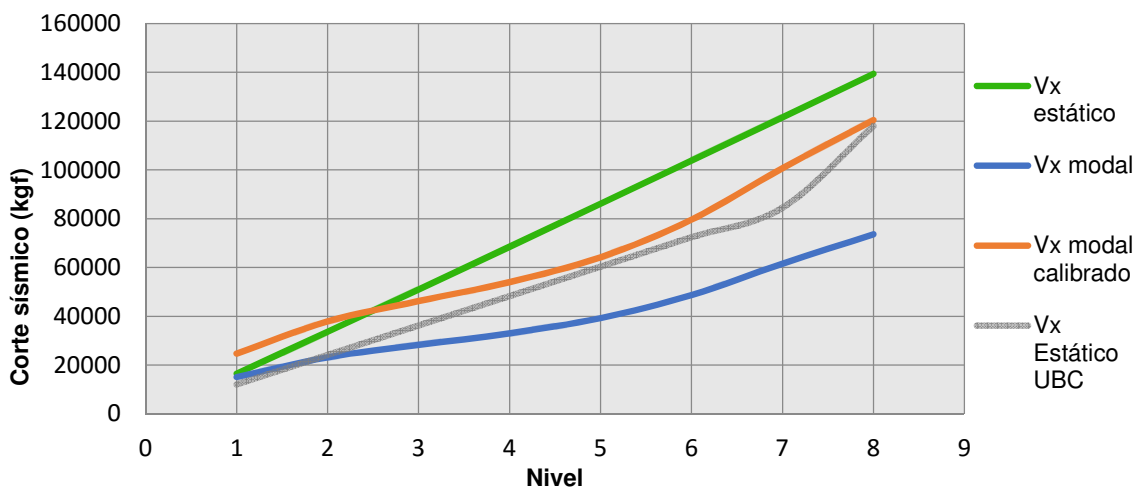
**Gráfica 50. Corte sísmico aplicado por nivel 3N.**



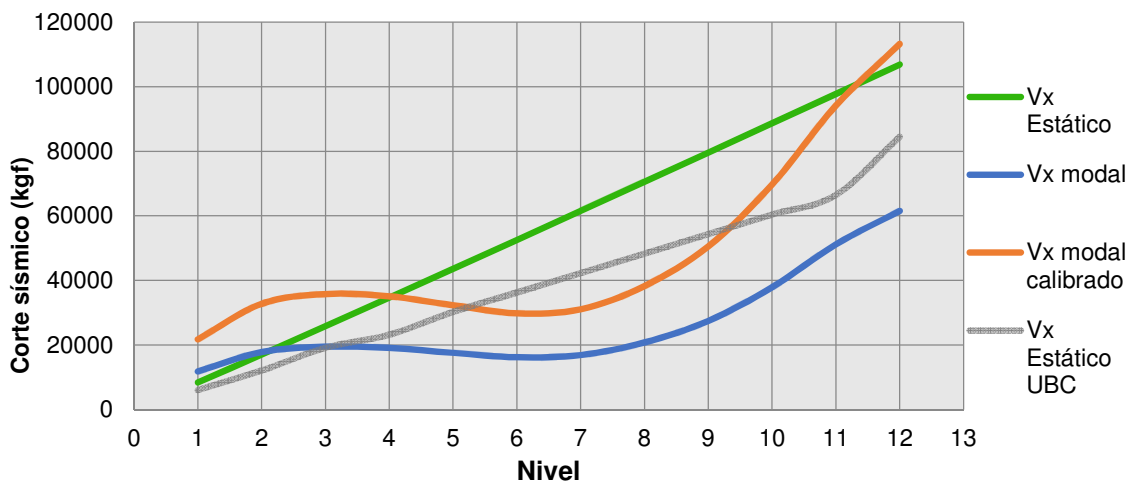
**Gráfica 51. Corte sísmico aplicado por nivel 4N.**



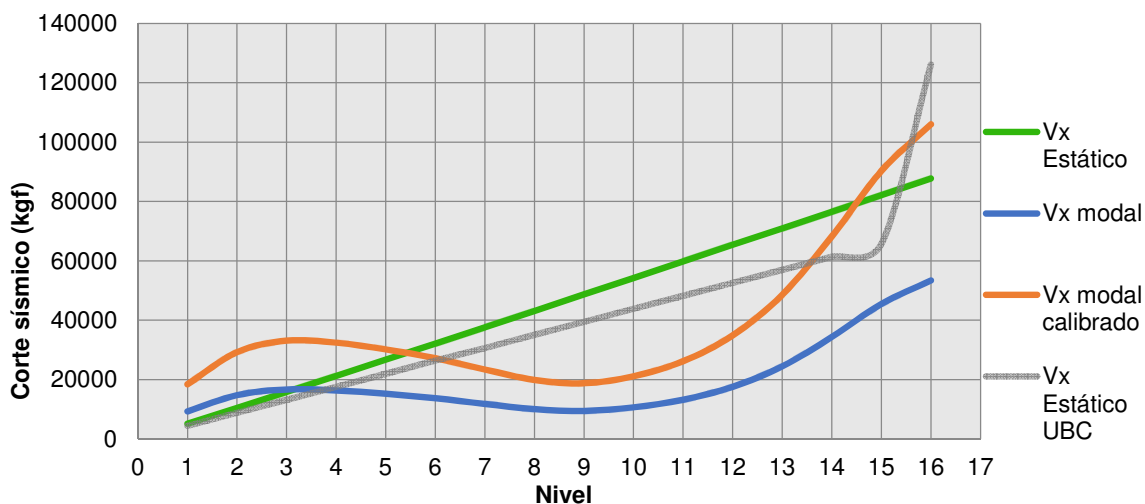
**Gráfica 52. Corte sísmico aplicado por nivel 8N.**



**Gráfica 53. Corte sísmico aplicado por nivel 12N.**

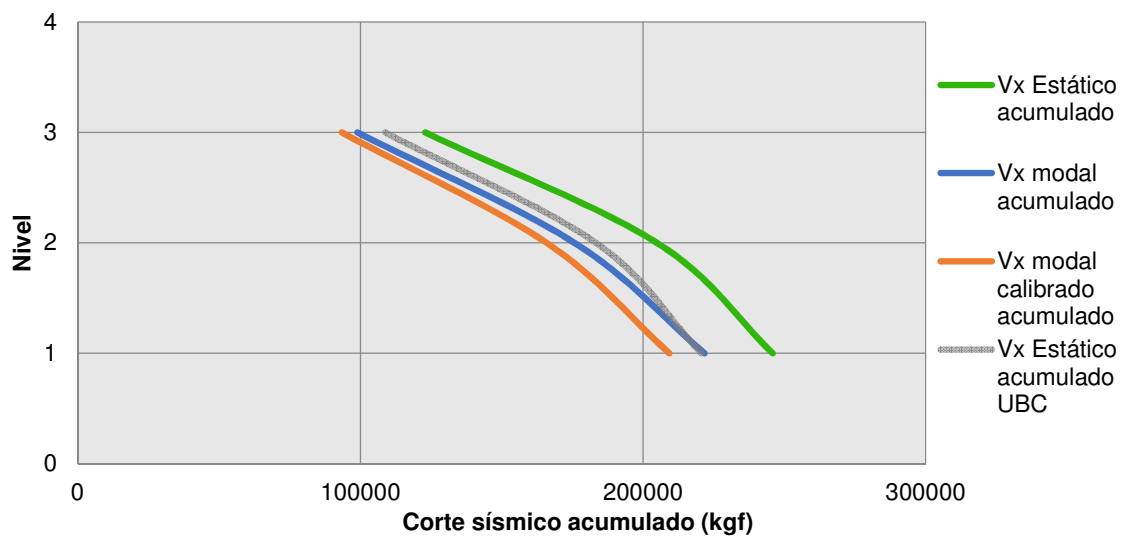


**Gráfica 54. Corte sísmico aplicado por nivel 16N.**

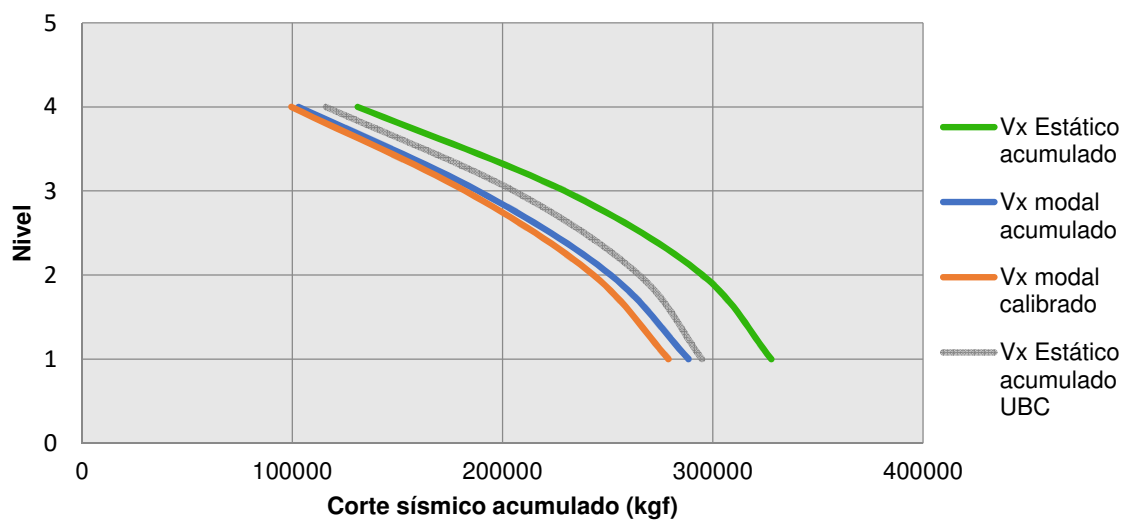


## 2. Corte sísmico acumulado por nivel.

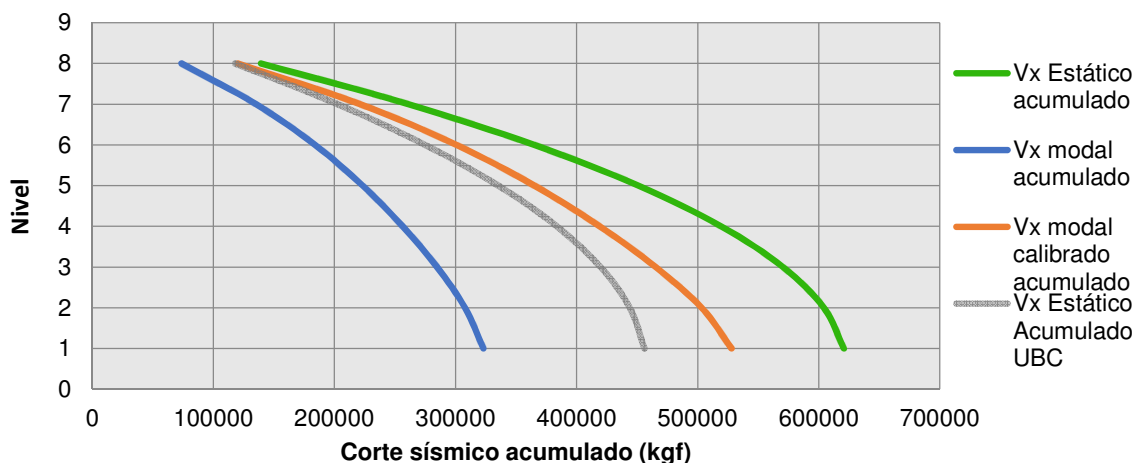
Gráfica 55. Corte sísmico acumulado por nivel 3N.



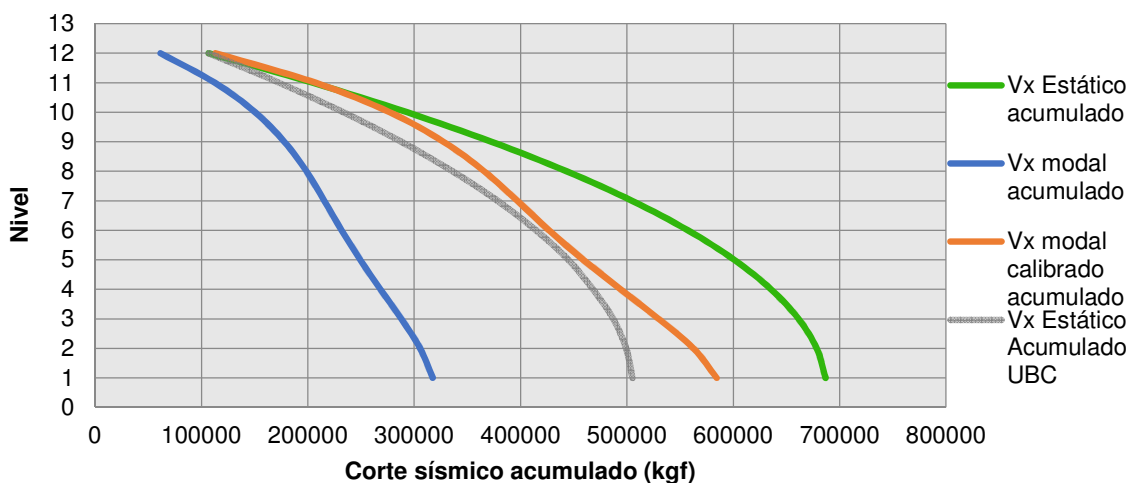
Gráfica 56. Corte sísmico acumulado por nivel 4N.



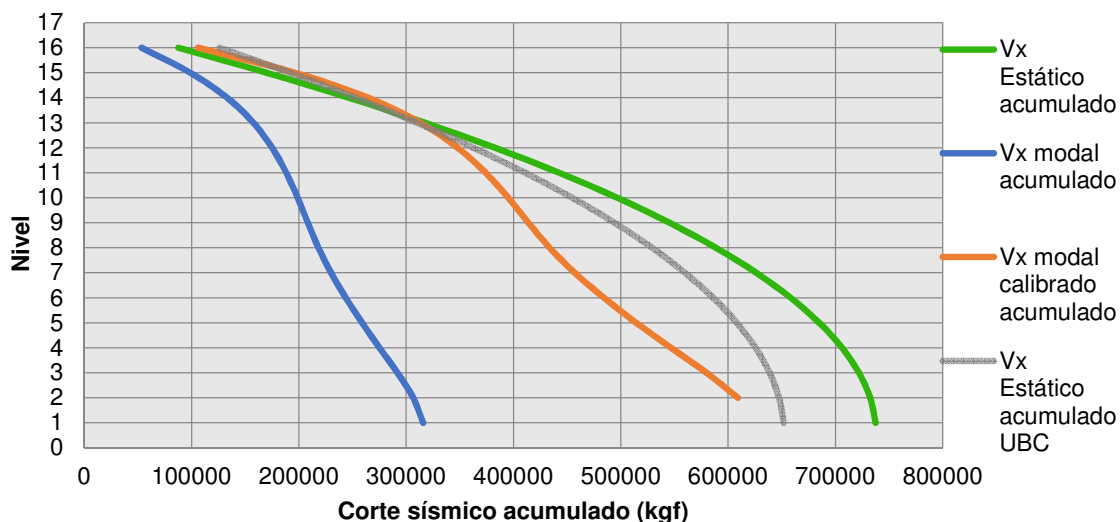
**Gráfica 57. Corte sísmico acumulado por nivel 8N.**



**Gráfica 58. Corte sísmico acumulado por nivel 12N.**

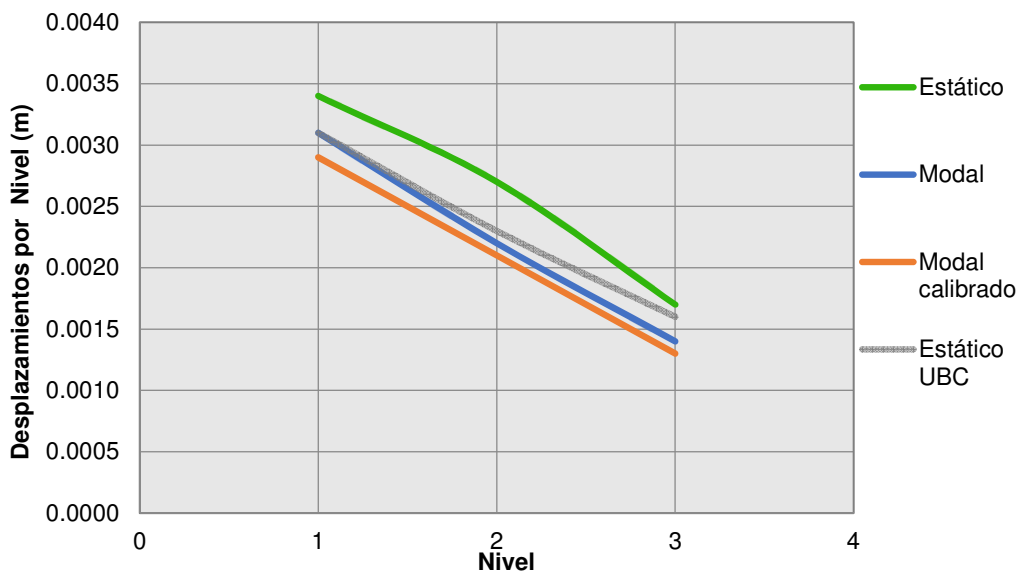


**Gráfica 59. Corte sísmico acumulado por nivel.**

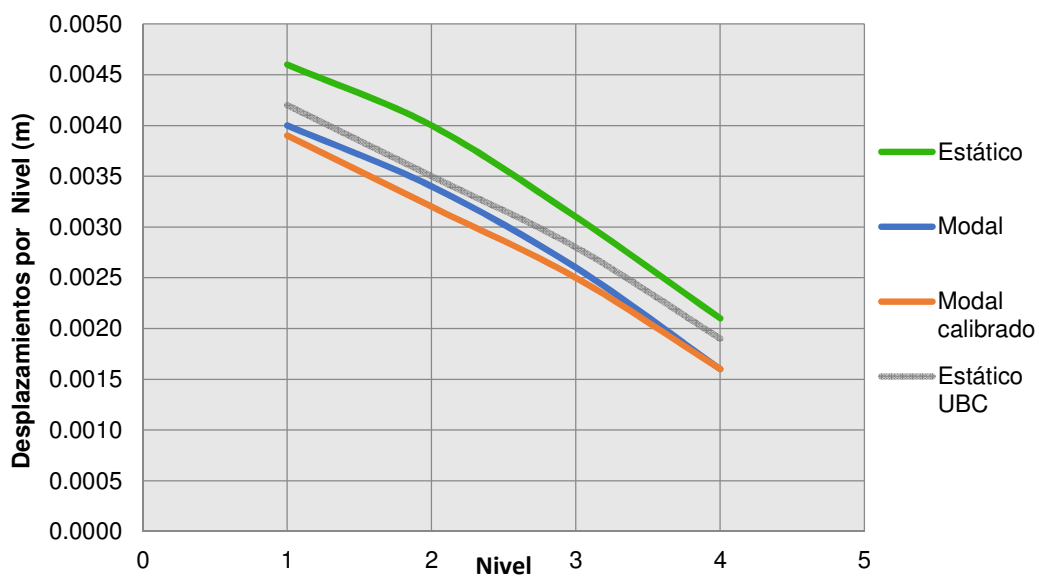


## 3. Desplazamientos de centro de masa por nivel.

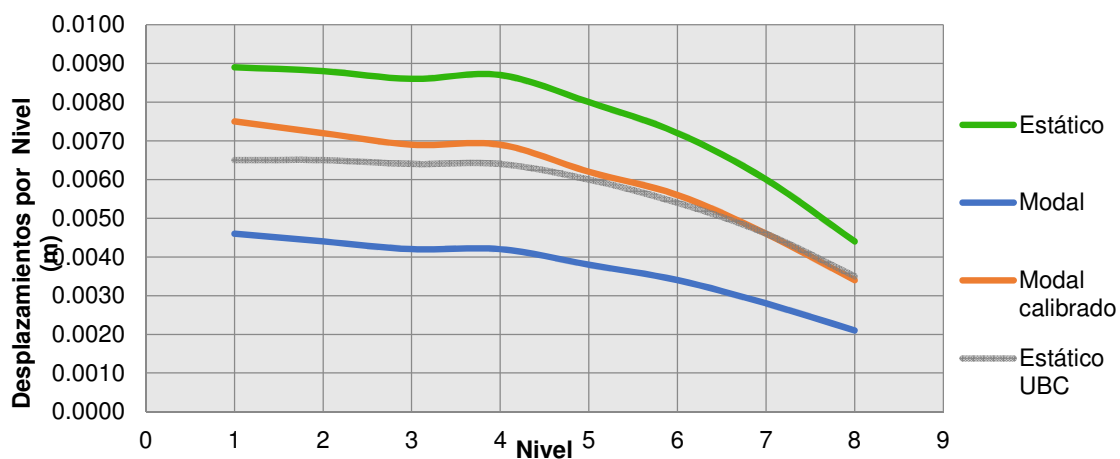
Gráfica 60. Desplazamientos centro de masa por nivel 3N



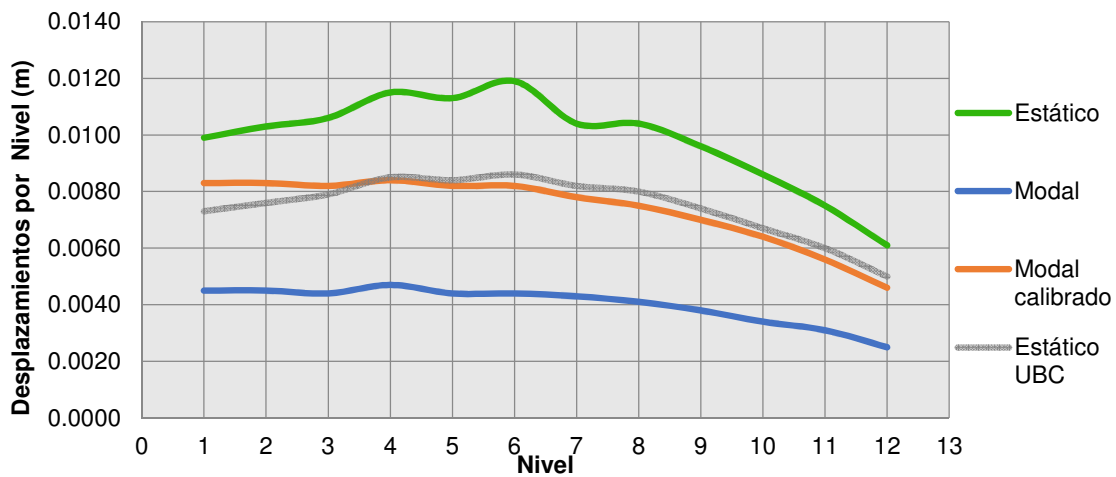
Gráfica 61. Desplazamientos centro de masa por nivel 4N.



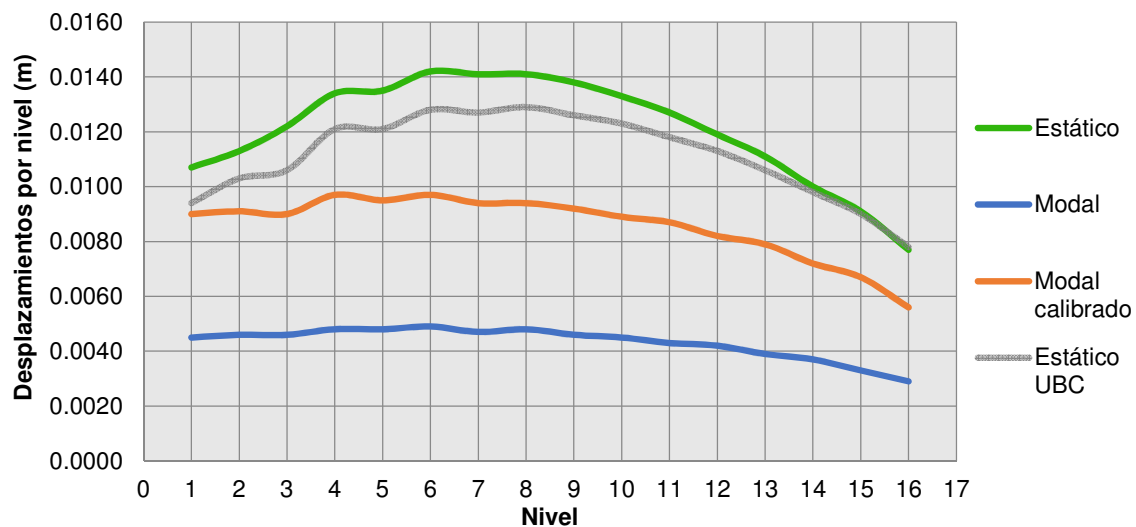
**Gráfica 62. Desplazamientos centro de masa por nivel 8N**



**Gráfica 63. Desplazamientos centro de masa por nivel 12N.**

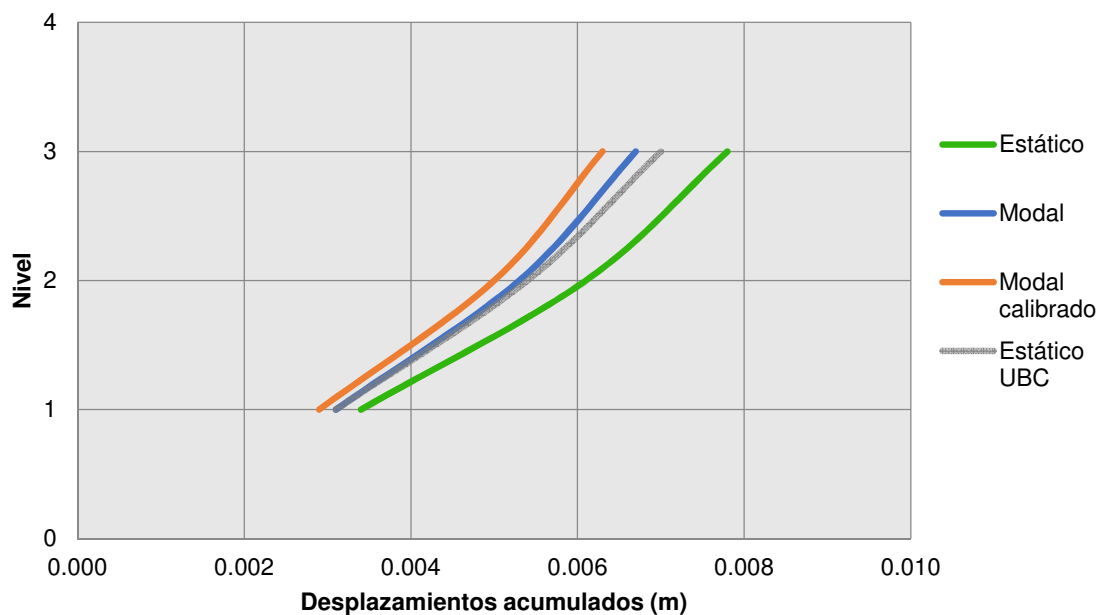


**Gráfica 64. Desplazamientos centro de masa por nivel 16N.**

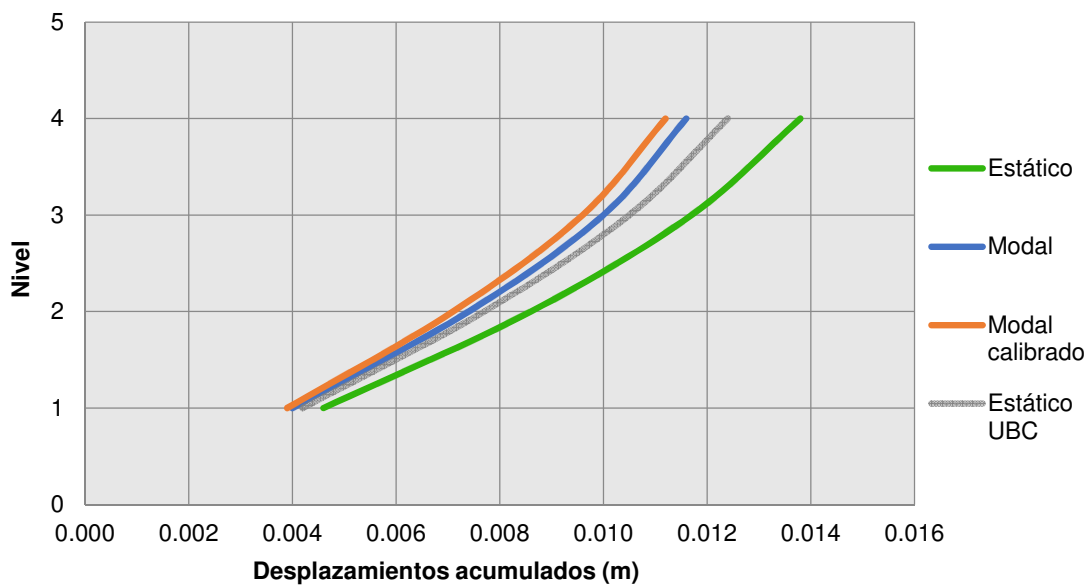


## 4. Desplazamientos del centro de masa acumulados por nivel.

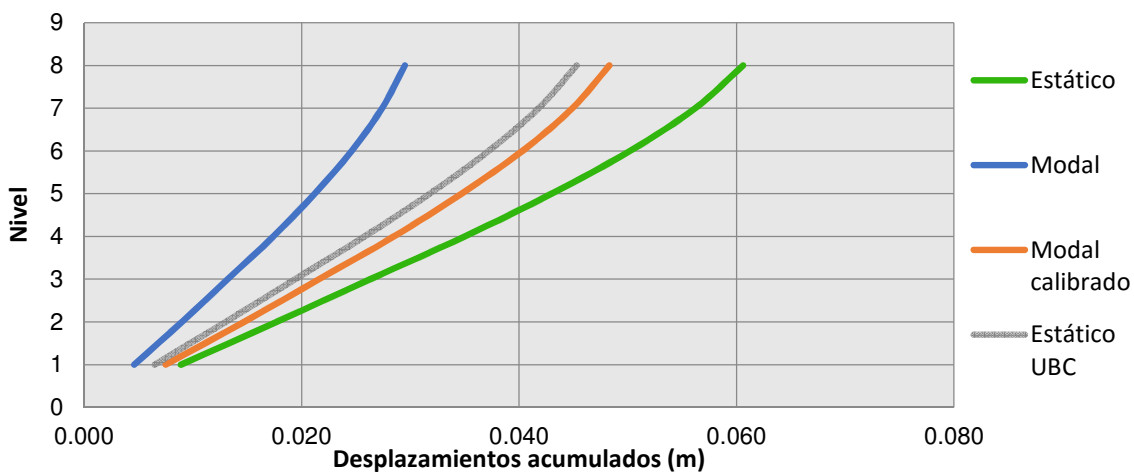
Gráfica 65. Desplazamientos acumulados del centro de masa por nivel 3N.



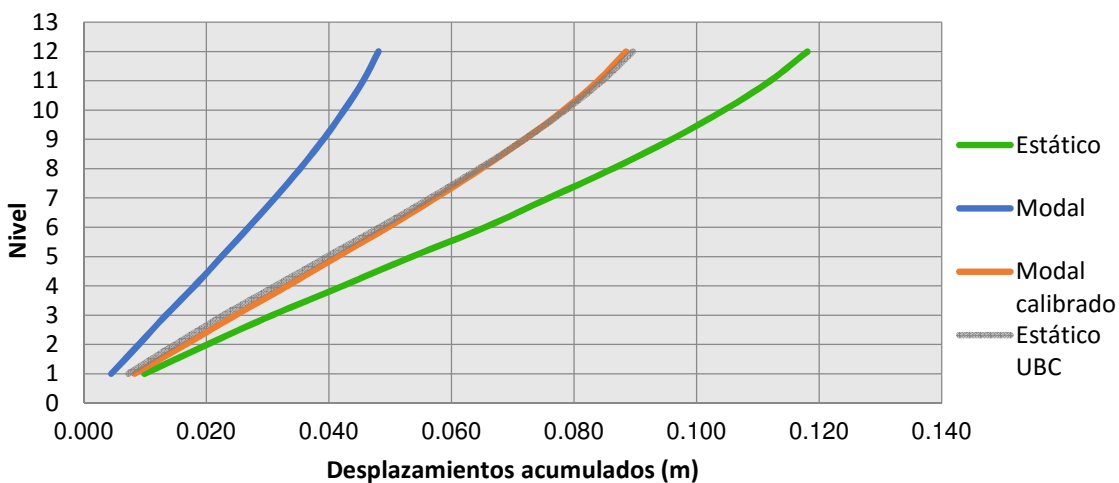
Gráfica 66. Desplazamientos acumulados del centro de masa por nivel 4N.



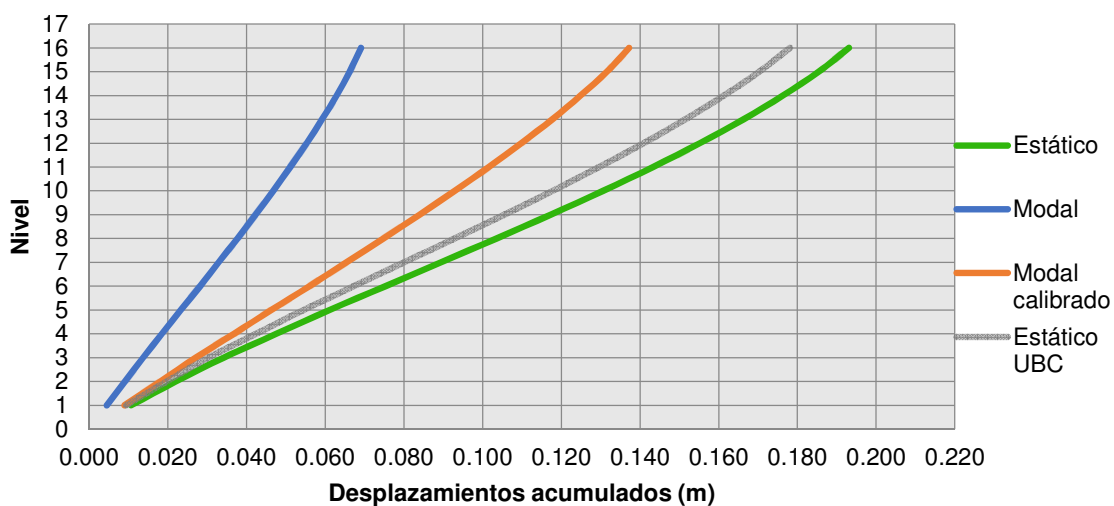
**Gráfica 67. Desplazamientos de centro de masa acumulados por nivel.**



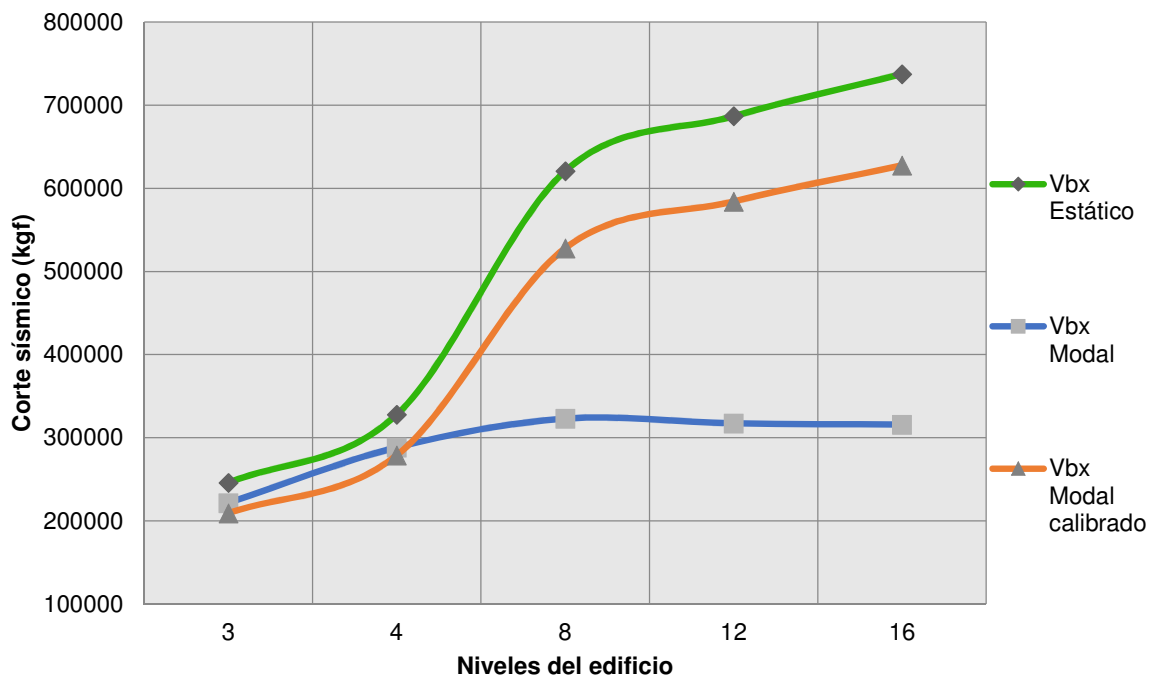
**Gráfica 68. Desplazamientos de centro de masa acumulados por nivel 12N.**



**Gráfica 69. Desplazamientos de centro de masa acumulados por nivel 16N.**



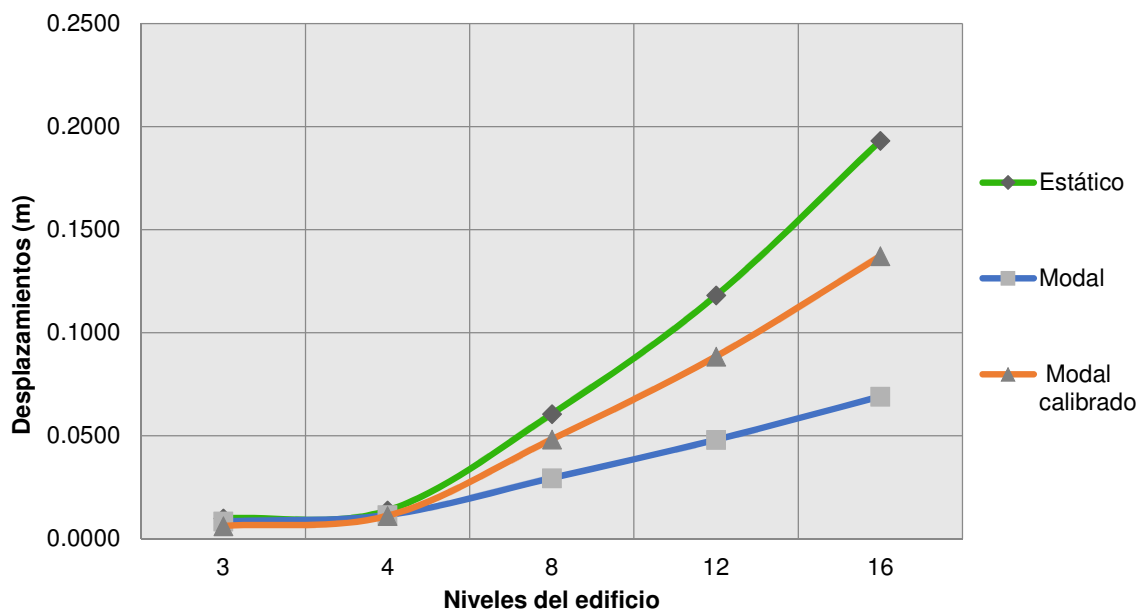
## 5. Comparación de los cortes basales.

**Gráfica 70. Comparación de los cortes basales de los edificios con sistema E4.****Cuadro 28 Cortantes basales y factores de calibración.**

Niveles	Vbx Estático	Vby Estático	Vbx Modal	Vby Modal	0.85*Vbx	0.85*Vby	Factor de calibración X	Factor de calibración Y
16	737487	737487	315865	316110	626864	626864	19.47	19.45
12	686756	686756	317444	317573	583743	583743	18.04	18.03
8	620707	620707	323006	323342	527601	527601	16.02	16.01
4	327846	327846	288418	288455	278669	278669	9.48	9.48
3	245885	245885	221739	221832	209002	209002	9.25	9.24

Los factores de calibración se muestran respecto al valor de la gravedad, es decir  $9.81=1$  en este caso.

## 6. Comparación de los desplazamientos máximos.

**Gráfica 71. Comparación de los desplazamientos máximos de los edificios sistema E4.****Cuadro 29. Comparación de los desplazamientos máximos de edificios sistema E4.**

Niveles	Desplazamientos (m)			
	Estático	Modal	%del Estático	Modal calibrado
3	0.0100	0.0085	85.00%	0.0063
4	0.0138	0.0116	84.06%	0.0112
8	0.0606	0.0295	48.68%	0.0483
12	0.1181	0.0481	40.73%	0.0885
16	0.1931	0.0691	35.78%	0.1372

7. Análisis de los resultados. Los resultados obtenidos para las estructuras con sistema E4 se asemejan en comportamiento a los obtenidos con el sistema E1 en cuanto a la distribución de las fuerzas. Se observa nuevamente que en los edificios bajos de 3 y 4 niveles la distribución de las fuerzas es prácticamente lineal mientras que en los de 8, 12 y 16 niveles se constata la concentración de esfuerzos en los primeros 3 o 4 niveles en el método modal y luego una disminución de las fuerzas aplicadas por nivel en los niveles intermedios. Sin embargo, contrariamente a los dos modelos anteriores, para los edificios bajos el análisis modal presenta una aplicación de fuerzas mayores en los niveles inferiores y luego se invierten las posiciones. Esto se puede explicar por la rigidez adicional que aportan los arriostramientos a los marcos a momento.

En cuanto a las fuerzas acumuladas por nivel, para los edificios bajos de 3 y 4 niveles se observa que la relación del cortante basal modal y el cortante basal estático es del orden del 90%. En este caso si se utilizara el análisis modal no sería necesaria la calibración del 85%. Se observa entonces, que esta tipología en edificios bajos presenta una mayor rigidez que el edificio de concreto E1 ya que las combinaciones modales no presentan una desviación muy grande respecto al método empírico. Este comportamiento sin embargo, cambia a partir del edificio de 8 niveles ya que esta relación del cortante basal disminuye desde 52% en el edificio de 8 niveles hasta 42% en el edificio de 16 niveles. En el edificio de 16 niveles se obtiene la relación más baja, lo que indica que el período obtenido mediante la combinación modal es menor a la calculada estáticamente. Esto demuestra entonces un comportamiento parecido a la estructura con sistema E1 ya que la estructura se vuelve más flexible cada vez que se agregan más niveles. Sin embargo, en este caso, la flexibilidad de la estructura es aún mayor, esto debido a que las secciones en acero son más esbeltas que las utilizadas en el modelo del sistema E1 y que conforme el edificio se vuelve más alto, la contribución a la rigidez de la estructura de los marcos arriostrados disminuye y permite que el comportamiento real de la estructura sea diferente al contemplado en el método estático. Se observa incluso en la gráfica de la comparación entre los cortantes basales obtenidos para cada edificio, que el cortante basal dinámico no aumenta luego del nivel 8. Esto muestra un comportamiento similar al edificio E1 en el cual el cortante basal ya no aumenta.

En cuanto a las deformaciones por nivel, se observa un comportamiento diferente ya que las deformaciones máximas no se dan en niveles específicos. En los edificios bajos de 3 y 4 niveles se puede observar que las deformaciones por nivel son menores en los niveles superiores en los métodos tanto estático como dinámico, Los edificios de 8, 12 y 16 niveles presentan un comportamiento más parecido al sistema E2 ya que no hay concentración de deformaciones en los niveles intermedios, sin embargo, en las gráficas se pueden observar picos y valles de un nivel a otro. Esto se debe a la influencia de los arriostramientos, ya que al colocar un arriostramiento en "X" de dos niveles, hay diferencias en la rigidez de los arriostramientos en "V" y en "V invertida por nivel". Las deformaciones son mayores cuando el arriostramiento en el nivel es en "V", Se puede observar igualmente, que los desplazamientos por nivel según el método estático siguen aumentando conforme la estructura es más alta, sin embargo, las deformaciones por el método modal, es decir que hay una relación directa con la forma como se aplican las fuerzas a lo alto de la estructura.

En cuanto a los desplazamientos acumulados, se observa el mismo comportamiento que en las fuerzas acumuladas. Conforme se sube en cualquiera de los cinco edificios las deformaciones calculadas mediante los dos métodos tienden a separarse. En el edificio de 16 niveles, se tiene que en el nivel 1 la diferencia entre los dos métodos antes de la calibración del modal, que la relación entre los dos métodos es del 42% y en el nivel 16 es del 37%. Las diferencias en este

caso son significativas, lo cual indica de nuevo que se debe examinar que pasa si se utiliza el método analítico en el caso del método estático para calibrar el análisis modal. Nuevamente, como en el sistema E1, las diferencias entre ambos métodos son significativas cuando se estudia un edificio de altura media donde los coeficientes sísmicos aún no se acercan a los mínimos y se pueden producir diferencias en el cálculo de los cortantes basales.

## VIII. CONCLUSIONES

- La distribución de las fuerzas sísmicas por nivel, por el método estático se aleja de la realidad en estructuras mayores a tres o cuatro niveles y es necesario efectuar un análisis modal para poder estudiar la distribución real del cortante sísmico en los diferentes niveles.

- A pesar de estar adentro de los límites de altura permitidos para el uso del método estático para estructuras sin irregularidades según AGIES, es necesario el uso del análisis modal en estos casos para obtener fuerzas sísmicas más reales que beneficien al posterior diseño de la estructura.

- La calibración impuesta del 85% en los edificios de los sistemas E1 y E4 parecen ser conservadoras para los edificios más altos. Sin embargo, esta misma calibración es muy exacta para los edificios del sistema E2.

- La tipología de cada una de las estructuras, modifica la magnitud y la manera en la cual se distribuyen las fuerzas y deformaciones en la misma.

- Al modificar la altura de una misma estructura, el cortante basal calculado por el método modal aumenta a una tasa mucho menor a la del método estático.

- El proceso de selección de los parámetros sísmicos y las condiciones del sitio descritos en la normativa AGIES deben estudiarse cuidadosamente para calcular correctamente los periodos y coeficientes sísmicos para no cometer errores posteriormente en el diseño de la estructura y sobre dimensionar o sub dimensionar accidentalmente los elementos de una estructura.

- Durante el estudio se pudo observar que la determinación del período de vibración de la estructura varía considerablemente en función de los métodos establecidos para el cálculo del mismo, tanto en el método estático empírico y analítico propuesto por AGIES.

## IX. RECOMENDACIONES

- Con las herramientas que se tienen hoy en día de modelado y análisis tridimensional como en software ETABS, se recomienda realizar un análisis modal para comparar los resultados entre ambos métodos aunque la normativa permita el uso del análisis estático.

- De ser posible para el diseñador, realizar un análisis estático analítico y compararlo con el análisis estático empírico ya que se encuentran diferencias en los valores obtenidos que, en caso de ser necesaria la calibración del análisis modal se variarían las fuerzas obtenidas en los dos casos.

- Realizar el mismo estudio en estructuras asimétricas o irregulares ya sea en planta o elevación y así observar las diferencias en la distribución del corte sísmico con las estructuras presentadas en este trabajo.

- Realizar el mismo estudio variando las condiciones de sitio y la ubicación y así de esta forma observar cómo se modifican los espectros de respuesta y el posterior cálculo de los períodos, el coeficiente sísmico y el corte basal.

- Se recomienda por medio de los otros estudios propuestos en los puntos anteriores llegar a determinar diferentes valores de calibración en función el tipo de estructura y número de niveles para obtener valores de fuerzas sísmicas que no sean tan conservadores.

## X. GLOSARIO

- AGIES:  
Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
  
- Analítico:  
Un estudio analítico es aquel donde se estudia cada parte de un todo individualmente y luego se vinculan entre sí para obtener un conocimiento teórico del todo en cuestión. En este trabajo, se refiere al estudio analítico de una estructura sometida a fuerzas sísmicas.
  
- Calibración:  
Operación que permite la comparación entre los valores obtenidos por un instrumento de medición con una medida estándar. En este trabajo el instrumento de medición es el corte basal obtenido mediante el método modal espectral, el cual se compara con el corte basal obtenido mediante el método estático equivalente.
  
- Corte Basal:  
Fuerza lateral total de diseño aplicada en la base de la estructura.
  
- Deformaciones:  
Se definen como los cambios de forma que sufre una estructura o elemento cuando es sometido a una fuerza. La magnitud de las deformaciones está relacionadas con la rigidez de la estructura o el elemento.
  
- Ductilidad:  
Es la propiedad mecánica de aquellos materiales o estructuras que bajo la acción de fuerzas pueden deformarse antes de fallar o romperse.
  
- Empírico:  
Se refiere al conocimiento obtenido mediante la experiencia y percepción. No provee una verdad universal.
  
- Espectro de respuesta:  
Representación gráfica que permite mostrar los valores máximos de una variable de respuesta de un sistema de un grado de libertad como función propia de la frecuencia de vibración propia del sistema cuando es sometido a una excitación dada.

- Modelo matemático:

Herramienta que utiliza el álgebra lineal y que permite describir teóricamente un objeto que existe fuera del campo de las matemáticas y que se puede aplicar en la realidad. En este caso se refiere al análisis de estructuras. Un modelo matemático se construye en tres fases: la construcción del modelo, el análisis del modelo y por último el análisis de los resultados obtenidos a través de los mismos.

- Período de vibración:

Es el tiempo que le toma a una estructura dar un ciclo completo de movimiento cuando está sujeta a vibraciones.

- Rigidez:

Capacidad de un elemento o de una estructura para soportar esfuerzos sin deformarse o desplazarse. La rigidez se puede cuantificar mediante la razón que surge al comparar la fuerza aplicada y las deformaciones provocadas por dicha fuerza.

- Tipología estructural:

Es el estudio de los tipos o clases de estructuras que existen y la diferencia intuitiva y conceptual de las formas de modelo o de las formas básicas. Se categorizan las estructuras según el material con el cuál se construyen, su método de resistencia a las fuerzas y según su distribución arquitectónica.

- Vulnerabilidad:

Es la incapacidad de resistencia de una estructura a un fenómeno sísmico que la amenaza.

## XI. BIBLIOGRAFÍA.

1. *Building Code Requirements for Structural Concrete -ACI 318-14-* .2014. American Concrete Institute. Farmington Hills. 524 págs.
2. Espinoza, A.F. 1976. *The Guatemalan Earthquake of February 4, 1976, a preliminary report*. 1ª ed. Guatemala, USGS Geological Survey Professional Paper 1002.103 págs.
3. *Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud*. 2000. Organización Panamericana de la Salud. Washington D.C. 128 págs.
4. Guevara, T. Universidad Central de Venezuela (2012). *La planta libre en los edificios: configuración moderna generadora de irregularidad sísmica*. Fecha de consulta: 10 de septiembre de 2015. URL: <http://15wceesslatin.blogspot.com/2012/08/la-planta-libre-en-los-edificios.html>
5. Herrera, R. Universidad de Chile (2007). *Diseño sismorresistente de estructuras en acero*. Fecha de consulta: 10 de septiembre de 2015. URL: <http://slideplayer.es/slide/139471/>
6. Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología –INSIVUMEH-. (2015). *Sismología*. Fecha de consulta: 12 de agosto de 2015. URL: <http://www.insivumeh.gob.gt/sismologia.html> .
7. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures –ASCE 7-10-*. 2010. American Society of Civil Engineers. Reston. 658 págs.
8. Moehle, Jack. 2015. *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. 1ª ed. Estados Unidos, McGraw-Hill Education. 1203 págs.
9. Monsalve, Jazmín. 2005. *Análisis y Diseño sísmico por desempeño de edificios de muros estructurales*. Tesis Universidad de los Andes. Bogotá. 156 págs.
10. *Normas de Seguridad Estructural para la República de Guatemala -NSE-* .2010. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica -AGIES-. Guatemala.
11. Sabelli, Rafael, et al. 2013. *Seismic Design of Steel Special Concentrically Braced Frame Systems. A Guide for Practicing Engineers*. NEHRP Seismic Design Technical Brief No.8. Gaithersburg. 32 págs.