

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

**ALGUNOS CRITERIOS PARA EL USO DE MUROS
SISMORRESISTENTES EN EDIFICACIONES**

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela

Por la Br.:

Pérez Adrian, María Eugenia

Para optar al Título de
Ingeniero Civil

Caracas, 2009

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

**ALGUNOS CRITERIOS PARA EL USO DE MUROS
SISMORRESISTENTES EN EDIFICACIONES**

TUTOR ACADÉMICO: Prof. Dr. Ing. Agustín Mazzeo La Creta

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela

Por la Br.:
Pérez Adrian, María Eugenia
Para optar al Título de
Ingeniero Civil

Caracas, 2009

Por la presente certifico que he leído el Trabajo Especial de Grado **“ALGUNOS CRITERIOS PARA EL USO DE MUROS SISMORRESISTENTES EN EDIFICACIONES”** desarrollado por la bachiller **“MARÍA EUGENIA PÉREZ ADRIAN”** para optar al título de Ingeniero Civil, y lo encuentro apropiado tanto en su contenido, como en su formato y apariencia externa.

Considerando que cumple con los requisitos exigidos por la Escuela de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA, autorizo se proceda a la entrega de los ejemplares respectivos ante el Departamento de Ingeniería Estructural, para que sea sometido a evaluación por parte del jurado examinador que sea designado

En Caracas, a los 9 días del mes de junio del año 2009.

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Agustín Mazzeo La Creta', written in a cursive style.

Prof. Dr. Ing. Agustín Mazzeo La Creta

ACTA

El día 22-06-2009 se reunió el jurado formado por los profesores:

MAZZEO, AUSTIN
LAMAR, SIMON
MARINILLI, ANGELO

Con el fin de examinar el Trabajo Especial de Grado titulado: **"ALGUNOS CRITERIOS PARA EL USO DE MUROS SISMORRESISTENTES EN EDIFICACIONES"**.

Presentado ante la Ilustre Universidad Central de Venezuela para optar al Título de **INGENIERO CIVIL**.

Una vez oída la defensa oral que la bachiller hizo de su Trabajo Especial de Grado, este jurado decidió la siguiente calificación:

NOMBRE .	CALIFICACIÓN	
	Números	Letras
Br. María Eugenia Pérez Adrian	20	VEINTE

Recomendaciones:

FIRMAS DEL JURADO

[Firma]
[Firma]
[Firma]

Caracas, 22 de 06 de 2009

DEDICATORIA

Estoy convencida de que soy el producto de la vida y
esfuerzos de otros, particularmente de mis padre, a todas
esas personas, gracias.

María Eugenia Pérez Adrian

AGRADECIMIENTOS

Dejo especial constancia y agradecimiento al tutor Prof. Dr. Ing. Agustín Mazzeo La Creta por haberme sugerido el tema para este Trabajo Especial de Grado, y por permitirme consultar y estudiar los archivos que reposan en su oficina, relacionados con los Cálculos y Detalles Estructurales originales, desarrollados en la década de los años 70, de las edificaciones cuyos análisis con las metodologías actuales constituyen el tema estudiado en éste Trabajo Especial de Grado.

Extiendo mi aprecio y agradecimiento a todos mis familiares y personas que de muchas maneras me orientaron y ayudaron con sus consejos para el feliz termino de este Trabajo Especial de Grado. Particularmente al Prof. Ing. Eliud Hernández y a la Ing. Aura Fernández.

A todas las otras personas que de alguna u otra manera facilitaron la elaboración y culminación de este trabajo, a todos, Gracias.

María Eugenia Pérez Adrian

Pérez A. María E.

RESUMEN

**ALGUNOS CRITERIOS PARA EL USO DE MUROS
SISMORRESISTENTES EN EDIFICACIONES.**

Tutor Académico: Prof. Dr. Ing. Agustín Mazzeo La Creta.

**Trabajo Especial de Grado. Caracas, U.C.V. Facultad de
Ingeniería.**

Escuela de Ingeniería Civil. 2009, n° páginas 114.

Palabras Clave: Muros estructurales, líneas de
resistencia, edificaciones en altura.

El Trabajo Especial desarrolla algunas recomendaciones y criterios para el uso de muros sismorresistentes de concreto armado integrados a diversas estructuras resistentes de edificaciones. La investigación considerará las formas y resistencias de las secciones transversales de los muros, sus disposiciones y orientaciones resultantes al integrarse como componentes en las líneas de resistencias de las plantas de las edificaciones y, al desarrollo vertical de los mismos en la altura de dichas estructuras; variables éstas, que en respuestas dinámicas ante eventos ocurridos, han resultado ser de las mayores influencias determinantes del comportamiento sismorresistente de ciertas estructuras. Los criterios y recomendaciones para el diseño estructural, resultantes de la investigación, se comprobaron desarrollando el modelo estructural de La Torre Británica de Seguros y la Torre Banap, para concluir que los criterios planteados para el uso de muros sismorresistentes son satisfactorios.

ÍNDICE GENERAL

ACTA	iii
DEDICATORIA	iv
AGRADECIMIENTOS	v
RESUMEN	vi
ÍNDICE GENERAL	vii
ÍNDICE DE TABLAS	x
ÍNDICE DE FIGURAS	xi
NOTACIÓN	xiv
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I: FUNDAMENTOS DE LA INVESTIGACIÓN	3
1.1 Planteamiento del problema	3
1.2 Marco Referencial	4
1.3 Objetivos	6
1.3.1 Objetivo General	6
1.3.2 Objetivos Específicos	6
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	8
2.1 Diseño por Capacidad	8
2.1.1 Principios de diseño por capacidad	10
2.2 Muros Estructurales	10
2.2.1 Definición General	10
2.2.2 Muros con secciones transversales rectangulares	11
2.2.3 Resistencia a flexión	12
2.2.4 Resistencia a corte	16
2.2.5 Elementos de Borde	17
2.2.6 Interacción de los muros estructurales con otros elementos	18
2.2.7 Comportamiento no lineal de muros estructurales acoplados	21
2.3 Análisis Tridimensional Extendido de Edificaciones	
25	

2.3.1	Concepto Fundamental	25
2.3.2	Métodos Numéricos	27
CAPÍTULO III: CRITERIOS PARA EL USO DE MUROS ESTRUCTURALES		28
3.1	Diseño adecuado y ubicación de los muros	29
3.1.1	Alineamiento de los ejes	30
3.1.2	Formas de las secciones transversales	31
3.1.3	Ubicación de muros	32
3.1.4	Cambios de rigidez en altura	36
3.1.5	Fundaciones	41
3.2	Ejemplo de configuración de muros	41
3.2.1	Torre Británica de Seguros	42
3.2.2	Torre Banap	45
3.2.3	Torre Británica de Seguros & Torre Banap ...	49
CAPÍTULO IV: MÉTODO		50
CAPÍTULO V: RESULTADOS Y ANALISIS		52
5.1	Análisis modal	52
5.2	Masa Participativa	60
5.3	Centro de Masa y Centro de Rigidez	62
5.4	Corte Basal	65
5.5	Deriva	72
CONCLUSIONES		79
RECOMENDACIONES		82
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		83
APÉNDICE A: ANALISIS DE EDIFICACIONES SISMORRESISTENTE CON MUROS ESTRUCTURALES		86
A.1	MEMORIA DESCRIPTIVA	86
A.1.1	Ubicación y status de construcción	86
A.1.1.1	Torre Británica de Seguros	86
A.1.1.2	Torre Banap	86
A.1.2	Generalidades	86
A.1.3	Descripción	87

A.1.3.1	Torre Británica de Seguros	87
A.1.3.2	Torre Banap	89
A.1.4	Cargas de diseño	91
A.1.5	Cargas aplicadas	92
A.1.6	Combinaciones de Carga	92
A.1.7	Materiales	92
A.1.8	Consideraciones Sismorresistentes	93
A.1.9	Herramientas	93
A.2	MEMORIA DE CÁLCULO	94
A.2.1	Vista modelo 3D	94
A.2.3	Espectro de respuesta	96
A.2.4	Características de los modelos	97
A.2.5	Análisis	98

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Configuración esquemática de muros en distintas plantas.....	35
Tabla 2: Tabla comparativa Torre Británica de Seguros & Torre Banap. Muros Estructurales.....	49
Tabla 3: Cronograma de trabajo.....	51
Tabla 4: Masa Participativa. Torre Británica de Seguros	60
Tabla 5: Masa Participativa. Torre Banap.....	61
Tabla 6: Centro de Masa y centro de Rigidez. Torre Británica de Seguros.....	62
Tabla 7: Centro de Masa y centro de Rigidez. Torre Banap.....	63
Tabla 8: Deriva. Torre Británica de Seguros.....	72
Tabla 9: Deriva. Torre Banap.....	74
Tabla 10: Cargas.....	91
Tabla 11: Propiedades de los materiales.....	92

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Modos de falla.....	11
Figura 2: Muro en voladizo.....	12
Figura 3: Efecto de la cantidad y distribución del refuerzo vertical en la curvatura última.....	13
Figura 4: Falla a Flexión de un Muro.....	15
Figura 5: Lazos de histéresis. Falla a flexión.....	15
Figura 6: Falla de corte por tracción diagonal en un muro	16
Figura 7: Falla de corte frágil en un muro.....	17
Figura 8: Ala de muro para aumentar la estabilidad.....	18
Figura 9: Transmisión de fuerza sísmica.....	19
Figura 10: Interacción de muros de cortante y marcos rígidos.....	20
Figura 11: Modelo de la viga de acoplamiento reforzada diagonalmente. (a) Geometría de refuerzo. (b) Acciones externas. (c) Fuerzas internas.....	22
Figura 12: Arreglo sugerido del acero en una viga de acoplamiento reforzado diagonalmente.....	23
Figura 13: Ductilidades cumulativas impuestas en vigas de acoplamiento reforzadas convencionalmente y.....	24
Figura 14: Refuerzo diagonal para una viga de acoplamiento de un muro de cortante.....	24
Figura 15: Manual de Etabs.....	25
Figura 16: Estructura modelada en Etabs.....	26
Figura 17: Planta de Torre la Previsora. Detalle de muro	30
Figura 18: Forma de los Muros Estructurales.....	31
Figura 19: Planta Torre Banap. Simetría en núcleos de ascensores.....	33

Figura 20: Planta Torre Británica. Distribución simétrica de muros	33
Figura 21: Configuración esquemática de muros en distintas plantas	37
Figura 22: Falla típica en 67% de la columnas de una Planta	38
Figura 23: Detalle en columna de 1.10m de diámetro	38
Figura 24: Esquema. Solución estructural de muros	39
Figura 25: Olive View Hospital	40
Figura 26: Torre Británica de Seguros. Ubicada en Altamira, Caracas	42
Figura 27: Muros Estructurales Torre Británica de Seguros	44
Figura 28: Fundaciones de Torre Británica de Seguros ...	45
Figura 29: Proyecto no construido del Banap	46
Figura 30: Muros Estructurales Torre Banap	47
Figura 31: Primer modo de vibración. Torre Británica ...	52
Figura 32: Segundo modo de vibración. Torre Británica ..	53
Figura 33: Tercer modo de vibración. Torre Británica ...	54
Figura 34: Primer modo de vibración. Torre Banap	55
Figura 35: Segundo modo de vibración. Torre Banap	56
Figura 36: Tercer modo de vibración. Torre Banap	57
Figura 37: Corte Basal, sismo en X. Torre Británica de Seguros	65
Figura 38: Corte Basal, sismo en Y. Torre Británica de Seguros	66
Figura 39: Corte Basal, sismo en X. Torre Banap	67
Figura 40: Corte Basal, sismo en Y. Torre Banap	68
Figura 41: Planta Tipo. Torre Británica de Seguros	88
Figura 42: Planta Sótanos. Torre Británica de Seguros ..	88

Figura 43: Planta Sótanos. Torre Banap.....	90
Figura 44: Planta Tipo Trapezoidal. Torre Banap.....	90
Figura 45: Planta Tipo Octogonal. Torre Banap.....	91
Figura 46: Modelo 3D. Torre Británica de Seguros.....	94
Figura 47: Modelo 3D. Torre Banap.....	95
Figura 48: Espectro de Diseño.....	96

NOTACIÓN

A_d	Ordenada del espectro de diseño, expresada para una fracción de la aceleración de gravedad
A_o	Coeficiente de aceleración horizontal
b	Espesor del muro
CM	Centro de masa
CR	Centro de rigidez
D	Carga muerta
f'_c	Resistencia del concreto
f_y	Resistencia del acero de refuerzo
h	Altura del edificio
h_w	Altura del muro
L	Carga viva
L_w	Ancho del muro
N	Número de niveles
R	Factor de reducción de respuesta
S_x	Sismo en dirección del eje X
S_y	Sismo en dirección del eje Y
T	Período
T^*	Máximo período en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante.
U	Masa participativa
V_o	Fuerza cortante basal (dinámico)
V_o^*	Fuerza cortante basal (estático)

W	Peso total de la estructura por encima del nivel de la base
Δe	Deriva elástica
Δi	Deriva inelástica
α	Factor de importancia
φ	Factor de corrección para el coeficiente de aceleración horizontal

INTRODUCCIÓN

En la actualidad se construyen edificaciones en altura en regiones de alta sismicidad. Muchas edificaciones antiguas han resistido terremotos a lo largo de su vida gracias a sus configuraciones estructurales, ya que fueron construidas antes del uso de los principios que actualmente rigen el diseño sismorresistente. Estos conceptos ha adquirido gran relevancia a escala mundial y a medida que avanza la investigación, el nivel de la práctica del diseño sismorresistente se vuelve más complejo.

Cuando se habla de estructuras sismorresistentes, un tema importante a tratar es el de muros estructurales, porque logran adaptarse con relativa facilidad a las demandas arquitectónicas para cubrir necesidades estructurales. Son elementos de concreto armado, de formas variadas, esencialmente diseñados para resistir combinaciones de corte, momento y fuerza axial, originadas por vientos, sismos y acciones gravitacionales.

Ante un estudio generalizado sobre la correcta configuración de los muros estructurales, en este trabajo se plantea, desarrollar criterios que conduzcan a la optimización del uso de dichos elementos, considerando las respuestas dinámicas resultantes en los análisis estructurales.

Las ventajas que tiene un sistema de pórtico - muro radica básicamente en la resistencia, rigidez y ductilidad que éstos elementos son capaces de proveer a

la estructura, con la finalidad de controlar la deflexiones laterales y limitar los efectos de torsión, acciones éstas de particular importancia en edificaciones de niveles múltiples. La investigación esta formada de las siguientes partes:

Capítulo I - Fundamentos de la investigación, donde se reúnen: el planteamiento del problema, su marco referencial y sus objetivos.

Capítulo II - Marco Teórico, que integra los principios y fundamentos que han sustentado el tema desarrollado.

Capítulo III - Criterios para el uso de Muros Estructurales, donde se proponen las recomendaciones para la selección de la configuración estructural de muros en edificaciones sismorresistentes. Se describen los criterios utilizados para la disposición de muros sismorresistentes usados en la Torre Británica y la Torre Banap, cuyos cálculos sirven de comprobación de esta investigación.

Capítulo IV - Método, establece la metodología seguida para el desarrollo del Trabajo Especial de Grado.

Capítulo V - Resultados y Análisis, se presentan los resultados derivados del análisis dinámico de las dos torres estudiadas, además del análisis y su correspondencia con los criterios descritos

Conclusiones y Recomendaciones.

Apéndice A, informaciones referentes a la Torre Británica de Seguros y la Torre Banap.

CAPÍTULO I: FUNDAMENTOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.1 Planteamiento del problema

Con el desarrollo en altura de los edificios de concreto armado en las últimas décadas, surge la necesidad de crear tipologías estructurales capaces de brindar mayor rigidez, resistencia y ductilidad a las estructuras ante cargas laterales, algunas soluciones se logran con el uso de muros estructurales.

En la práctica, es habitual que una gran parte del tiempo de diseño estructural se use en el análisis y dimensionado del modelo, estudiándose con brevedad aspectos de diseño conceptual y de estructuración. Un edificio bien concebido estructuralmente y bien detallado puede tener un comportamiento adecuado, aunque no hayan sido objeto de cálculos elaborados. Aún con procedimientos de análisis y dimensionado refinados, no se puede lograr un comportamiento satisfactorio y económico para una estructura mal organizada.

En la actualidad existen publicaciones sobre el comportamiento estructural de unidades aisladas de muros de concreto armado [15-17,19]; sin embargo, no se han encontrado estudios detallados sobre el comportamiento y la interacción de varias unidades de muros sismorresistentes, cuando se los ubica como componentes de las líneas de resistencia de edificaciones en altura. Aunque este tema ha sido parcialmente tratado por otros [1,2], el análisis y estudio de dicha bibliografía permite afirmar, que dichos desarrollos son muy

generalizados, no relacionándose con edificaciones representativas. En consecuencia, es conveniente desarrollar parámetros que conduzcan al mejoramiento de las configuraciones en muros estructurales, con la finalidad de aportar una herramienta práctica a todos los profesionales del ramo de la construcción de edificaciones.

Basándose en los conceptos que describen el comportamiento, ductilidad y resistencia de muros de aislados, solicitados por fuerzas horizontales actuantes en sus planos, se discutirán los comportamientos de conjuntos de muros distribuidos en diferentes líneas de resistencia de algunas plantas de edificaciones, a los fines de definir criterios que conduzcan a optimizar la distribución de dichos elementos, considerando las respuestas dinámicas resultantes en los análisis estructurales.

1.2 Marco Referencial

Bazan y Meli (2007) enumeraron en su publicación "Diseño Sísmico de Edificios" los criterios sismorresistente que se mencionan a continuación:

- a) El edificio debe poseer una configuración de elementos estructurales que le confieran resistencia y rigidez a cargas laterales en cualquier dirección. Esto se logra generalmente, proporcionando sistemas resistentes en dos direcciones ortogonales.

- b) La configuración de los elementos estructurales debe permitir una transmisión continua, regular y eficiente de las fuerzas sísmicas desde el punto en que éstas se generan (o sea, de todo punto donde haya una masa que produzca fuerzas de inercia) hasta el terreno.
- c) Hay que evitar las amplificaciones de las vibraciones, las concentraciones de sollicitaciones y las vibraciones torsionales que pueden producirse por la distribución irregular de masas o rigideces en planta o en elevación. Para tal fin conviene que la estructura sea lo más posible
 - i) sencilla
 - ii) regular
 - iii) simétrica
 - iv) continua
- d) Los sistemas estructurales deben disponer de redundancia y de capacidad de deformación inelástica que les permitan disipar la energía introducida por sismos de excepcional intensidad, mediante elevado amortiguamiento inelástico y sin la presencia de fallas frágiles locales y globales.

Estos planteamientos serán puntos de partida para la definición de criterios que conduzcan al uso, distribución y formas de muros estructurales. A continuación se mencionaran distribuciones y arreglos de muros usados por Arnold y Reitherman (1987), Bazan y Meli (2007).

Resulta conveniente una distribución de muros en planta, de forma de reducir al mínimo la excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez.

La elevación del muro estructural es un aspecto que hay que cuidar, porque los cambios bruscos de rigidez y resistencia en altura conducen a una concentración de esfuerzos en las plantas adyacentes.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Desarrollar criterios que conduzcan a la optimización del uso de muros estructurales, en correspondencia con las respuestas dinámicas esperadas en los análisis estructurales.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Definir formas eficientes de las secciones transversales usadas para muros sismorresistentes.
- Precisar la orientación de los ejes de secciones transversales de muros en las plantas de las edificaciones.
- Ubicar las secciones transversales en planta para disminuir los efectos de torsión producidos por distribuciones no simétricas de masas o rigideces.
- Establecer el desarrollo en altura y eventuales cambios de rigidez del muro estructural.

- Evaluar de manera general las interacciones de los muros con los miembros integrantes de las fundaciones que los soportan.
- Analizar dos edificios con muros sismorresistentes mediante el cálculo estructural asistido por computadora, a fin de comprobar los criterios planteados.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

El Marco Teórico está sustentado en las investigaciones desarrolladas por R.Park, T.Paulay y sus asociados, en la Universidad de Canterbury, Christchurch, Nueva Zelanda, las cuales dilucidaron el comportamiento resistente de los antiguamente llamados “muros de corte” de concreto armado, cuando se los somete a fuerzas horizontales que generan en los mismos fatigas de bajo ciclaje, sollicitaciones éstas, representativas de acciones sísmicas. Parte de dichas investigaciones, reportadas en [16-17,19] han incorporado al estado actual de la práctica las exigencias que deben satisfacer los diseños estructurales de los muros para que desarrollen adecuados comportamientos dúctiles, cónsonos con la esperada sismorresistencia de estructuras. Como resultado los investigadores desarrollaron los conceptos y criterios del denominado diseño sismorresistente por capacidad [15].

El Trabajo Especial de Grado TEG que se propone usará dichos conceptos en algunas aplicaciones particulares que permitan la comprobación de los criterios y conceptos usados.

2.1 Diseño por Capacidad

A principio de los años 60, se empezó a desarrollar en la Universidad de Canterbury, Nueva Zelandia, una estrategia de diseño para edificios denominada “Diseño por Capacidad”. Con la idea clara de evitar el colapso de la estructura ante sismos severos.

De acuerdo con Pique J. (2002), La filosofía que orienta el diseño sismorresistente se define con los siguientes principios:

- Prevenir daños no estructurales para temblores o terremotos pequeños, que pueden ocurrir frecuentemente durante la vida útil (de servicio) de una estructura.
- Prevenir daños estructurales y hacer que los no estructurales sean mínimos, para terremotos moderados que pueden ocurrir de vez en cuando. (Usualmente se señala expresamente que la estructura sufrirá varios de éstos).
- Evitar el colapso o daños graves en terremotos intensos y larga duración que pueden ocurrir raras veces. (Usualmente uno durante la vida útil de la estructura).

Pique J. (2002), afirma que las evaluaciones que se han llevado a cabo en los últimos años han podido registrar con mayor amplitud los movimientos sísmicos. También, se ha podido observar que las aceleraciones y deformaciones que se pueden desarrollar durante un sismo moderado y severo son muy altas. Además, las incertidumbres en la determinación de las solicitaciones y capacidades de la estructura. Lo anterior implica que la filosofía ideal del diseño debería intentar alcanzar todos los objetivos mencionados anteriormente proporcionando todas las necesidades de rigidez, resistencia y capacidad de disipar energía que puedan obtenerse con la mínima

inversión inicial y el menor sacrificio posible de las características arquitectónicas.

2.1.1 Principios de diseño por capacidad

- Las zonas de comportamiento inelástico se definen previamente y se diseñan para alcanzar la resistencia necesaria.
- Las formas indeseables de deformaciones inelásticas deben evitarse, asegurándose que su resistencia sea mayor a la capacidad, incluyendo la sobrerresistencia de las rótulas plásticas.

2.2 Muros Estructurales

2.2.1 Definición General

Los muros estructurales, conocidos en el pasado como muros de corte, son elementos de concreto armado, esencialmente diseñados para resistir combinaciones de corte, momento y fuerzas axiales originadas por viento, sismos y acciones gravitacionales. Morfológicamente, son elementos con un desarrollo en altura muy grande contra un largo intermedio y un espesor aun más pequeño.

Una solución estructural para un edificio de niveles múltiples sometido a cargas horizontales, podría ser el uso de muros sismorresistentes, que ubicados adecuadamente proporcionan rigidez y resistencia a la estructura con la finalidad de controlar las deflexiones laterales y limitar los efectos de torsión.

Existen muros estructurales cortos y altos. Los muros cortos tienen una relación de esbeltez de $h_W/L_W \leq 2$ a diferencia de los muros altos que tienen una relación de esbeltez de $h_W/L_W > 2$. En este trabajo solo se discutirán algunos aspectos relacionados con muros estructurales altos.

2.2.2 Muros con secciones transversales rectangulares

De acuerdo con Park y Paulay (1983) “se puede suponer que un muro cortante de voladizo simple, se comportara esencialmente de la misma manera que una viga de concreto reforzado”. La carga axial sobre ellos es generalmente pequeña, y dominan los efectos de flexión (Figura 1)

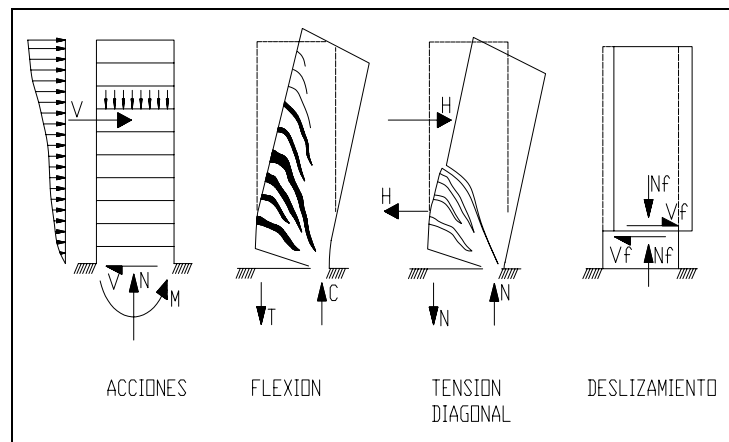


Figura 1: Modos de falla
Fuente: Paulay y Priestley (1992)

Por lo general, las losas de piso de un edificio actúan como diafragmas horizontales y dan apoyo lateral; en tal sentido se puede considerar que la longitud crítica con respecto al pandeo es igual a la altura de entrepiso (Figura 2).

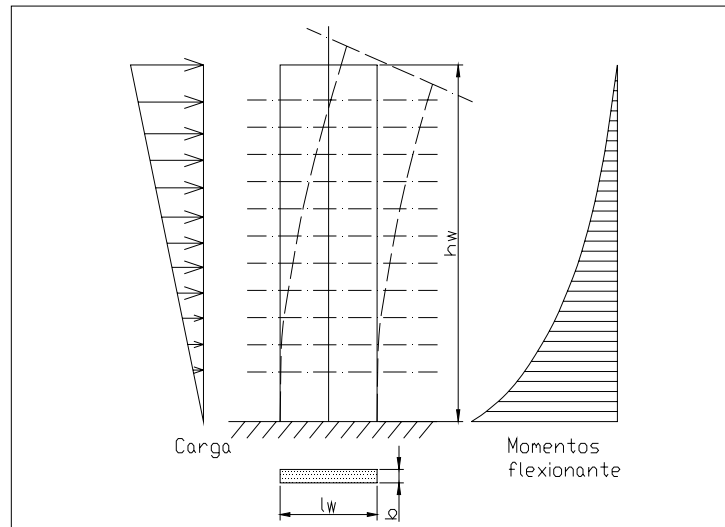


Figura 2: Muro en voladizo
Fuente: Park y Paulay (1983)

2.2.3 Resistencia a flexión

Un muro de concreto armado sometido a cargas laterales en su plano es capaz de mostrar un comportamiento dúctil cuando predomina la flexión sobre el muro, en este caso se llega a tener un comportamiento favorable ante cargas repetidas.

El momento flector originado bajo cargas laterales en su plano sobre un muro estructural, demanda un área de refuerzo a flexión considerable, que debe ser colocada próximo al borde en tracción. Además, para considerar la inversión de cargas se proporciona refuerzo idéntico a lo largo del borde en compresión. Por consiguiente, en una sección eficiente de muro cortante, se puede resistir una gran parte del momento de flexión mediante el par de acero interno, lo que genera mejores propiedades de ductilidad.

En una sección de muro con una distribución uniforme de acero a flexión, no se usa eficientemente el refuerzo en momentos máximos, ya que muchas cabillas trabajan en un brazo de palanca pequeño. Si se invade el rango plástico, la distribución uniforme de gran cantidad de refuerzo, no es económica ni deseable. En una investigación citada por Park y Paulay (1983) lo demostraron colocando refuerzo vertical mínimo (0,25%) sobre el 80% interior de la sección, disponiendo el resto del refuerzo (10%) en las zonas extremas de la sección transversal. En la Figura 3 se puede apreciar la mayor resistencia y ductilidad debida a esta distribución.

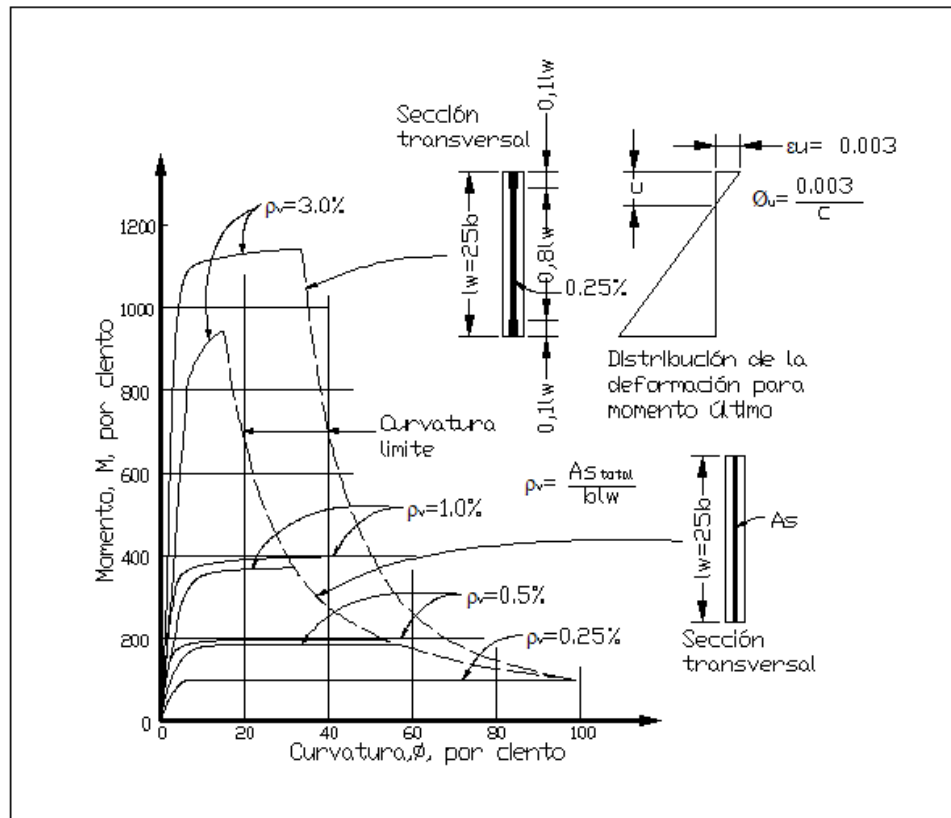


Figura 3: Efecto de la cantidad y distribución del refuerzo vertical en la curvatura última

Fuente: Park y Paulay (1983)

Para poder garantizar una falla a flexión, es necesario confinar el concreto en la zona a compresión con una distribución adecuada de estribos, de esta forma se evita el pandeo y el aplastamiento del concreto.

Una falla a flexión se produce cuando el concreto alcanza su resistencia y se aprecia una discontinuidad al producirse el agrietamiento del muro (Figura 4 izquierda). El acero de refuerzo longitudinal toma la tracción en la zona agrietada del muro, mientras el concreto resiste la compresión, a este nivel disminuye la rigidez de la sección. Cuando alguno de los materiales componentes del muro, entra en rango inelástico la rigidez disminuye progresivamente debido al avance de las grietas hacia la zona en compresión, esta pérdida de rigidez continua hasta que se alcanza la capacidad a flexión, que permanece constante mientras el acero traccionado fluye hasta que falla (Figura 4 derecha). En la Figura 5, se ilustra esquemáticamente el comportamiento de un muro que falla a flexión ante cargas alternantes, la conducta dúctil implica estabilidad en los lazos de histéresis.

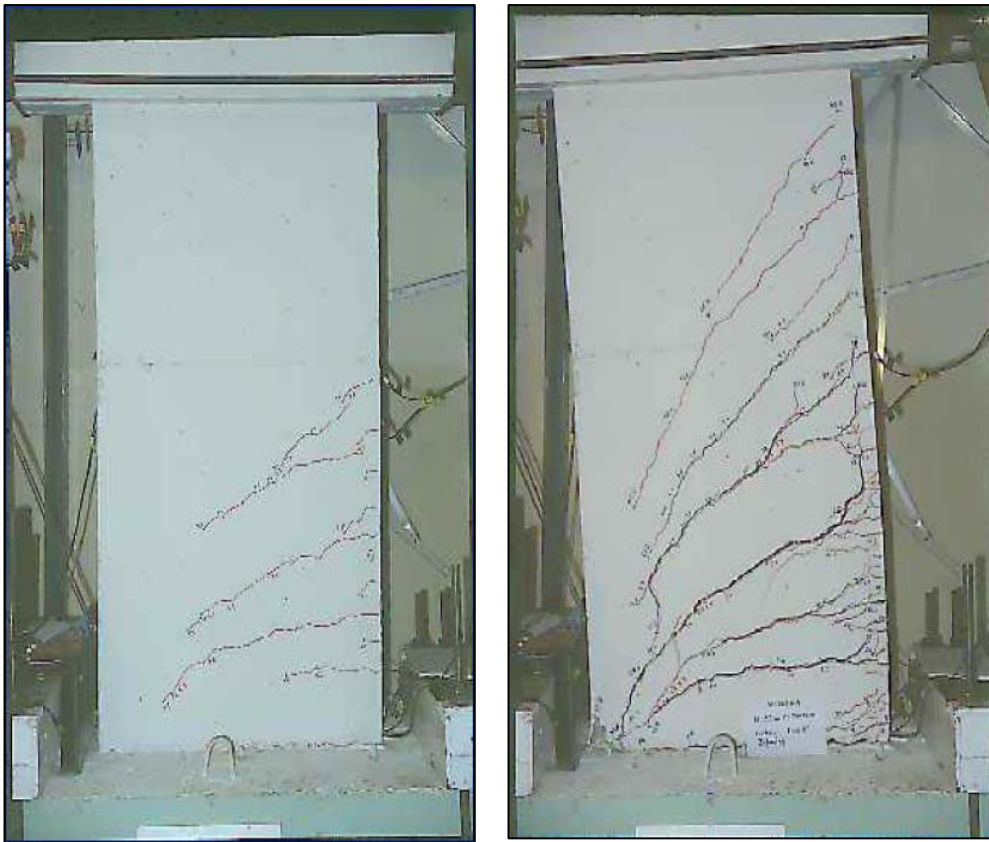


Figura 4: Falla a Flexión de un Muro

Fuente: <http://foros.construaprende.com/muros-de-hormigon-comportamiento-analisis-y-diseno-vt1139.html?sid=84b7b0649affddca53c3669690b50964>
Recuperado el 20 de abril del 2009

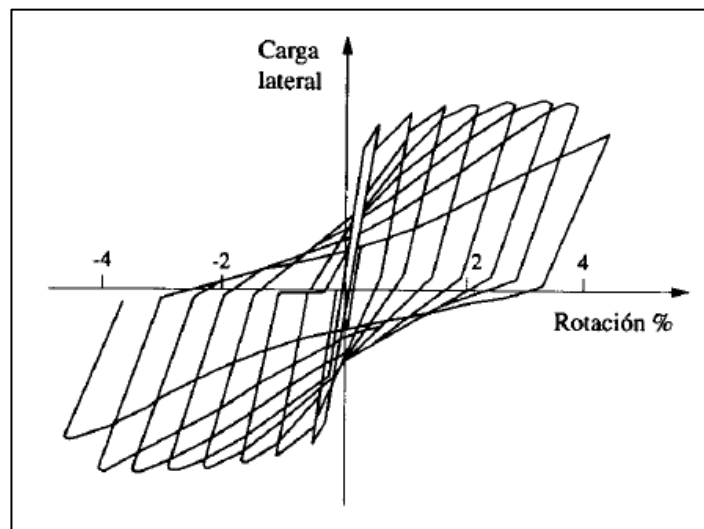


Figura 5: Lazos de histéresis. Falla a flexión

Fuente: Bazan y Meli (2007)

2.2.4 Resistencia a corte

Un muro de concreto armado sometido a cargas laterales en su plano se comporta de un modo frágil cuando gobierna el corte sobre el muro, este caso es el menos deseado en el diseño ya que se presentan de forma prematura y elimina toda posibilidad de sobrevivir a varios ciclos alternantes de deformación inelástica, sin pérdidas apreciables de la capacidad portante.

La falla de corte por tracción diagonal (Figura 6) es un modo de falla frágil, que se presenta al producirse el agrietamiento diagonal en el muro cuando la tensión principal en el alma alcanza la resistencia a la tracción del concreto. Una vez llegado este punto, se abre una grieta diagonal, y no se desarrolla ningún otro mecanismo de resistencia.

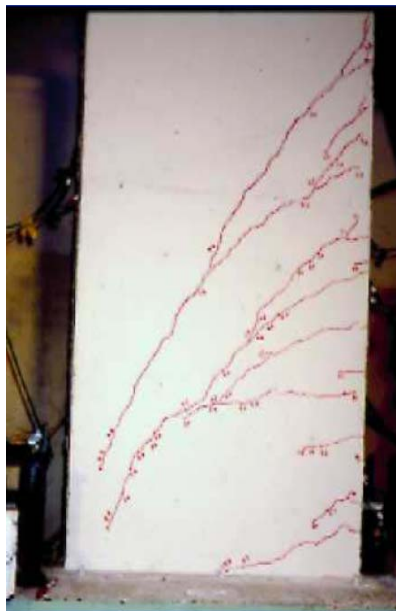


Figura 6: Falla de corte por tracción diagonal en un muro

Fuente: <http://foros.construaprende.com/muros-de-hormigon-comportamiento-analisis-y-diseno-vt1139.html?sid=84b7b0649affddca53c3669690b50964>

Recuperado el 20 de abril del 2009

En un muro con una cuantía de acero transversal elevada, se puede generar una falla frágil por corte (Figura 7) al producirse el aplastamiento del concreto en la zona comprimida, debido al efecto combinado de la flexión y la compresión diagonal por corte.



Figura 7: Falla de corte frágil en un muro

Fuente: <http://foros.construaprende.com/muros-de-hormigon-comportamiento-analisis-y-diseno-vt1139.html?sid=84b7b0649affddca53c3669690b50964>
Recuperado el 20 de abril del 2009

2.2.5 Elementos de Borde

Los muros estructurales con elemento de bordes a menudo se presentan para permitir un eficiente anclaje de las vigas que apoyan transversalmente. Incluso sin vigas, pueden ser usados para limitar el pandeo lateral de muros de pared delgada, y de ser necesario, para confinar con mayor eficacia la zona en compresión del concreto en zona donde podrían formarse rotulas plásticas.

Por lo general, las paredes de los muros con elementos de borde forman ángulos rectos (Figura 8) y se orientan en las dos direcciones principales del edificio. Este tipo de muro ofrece gran capacidad de deformación si el ala está comprimida, y baja capacidad cuando el ala del muro en T o L está en tracción. En algunos casos, las alas del muro son bastantes largas, en consecuencia se debe estudiar el espesor de ala eficiente para la misma.

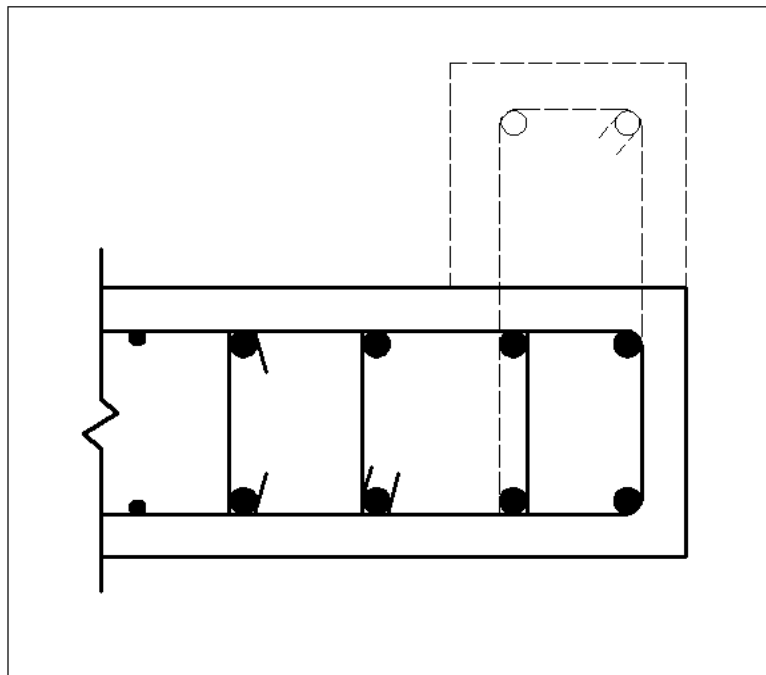


Figura 8: Ala de muro para aumentar la estabilidad
Fuente: Park y Paulay (1983)

2.2.6 Interacción de los muros estructurales con otros elementos

En determinados edificios de plantas múltiples, los muros transmiten la carga gravitacional así como las laterales. Se puede considerar que la losa del piso es flexible en comparación con la rigidez a flexión de los muros con respecto a su eje mayor; por tanto, la resistencia a flexión de la losa durante la carga lateral no se toma en

cuenta en la mayoría de los casos. Las losas actúan como diafragmas horizontales, que se extienden de muro a muro y se espera que aseguren que no cambien las posiciones relativas de los muros entre si, durante el desplazamiento lateral de los pisos.

En la Figura 9, se ilustra un edificio sencillo con muros estructurales en sus extremos. El movimiento del suelo mueve al edificio y genera fuerzas de inercia que mueven a su vez a los diafragmas de piso. Este movimiento es resistido por los muros, y las fuerzas se transmiten hasta las cimentaciones.

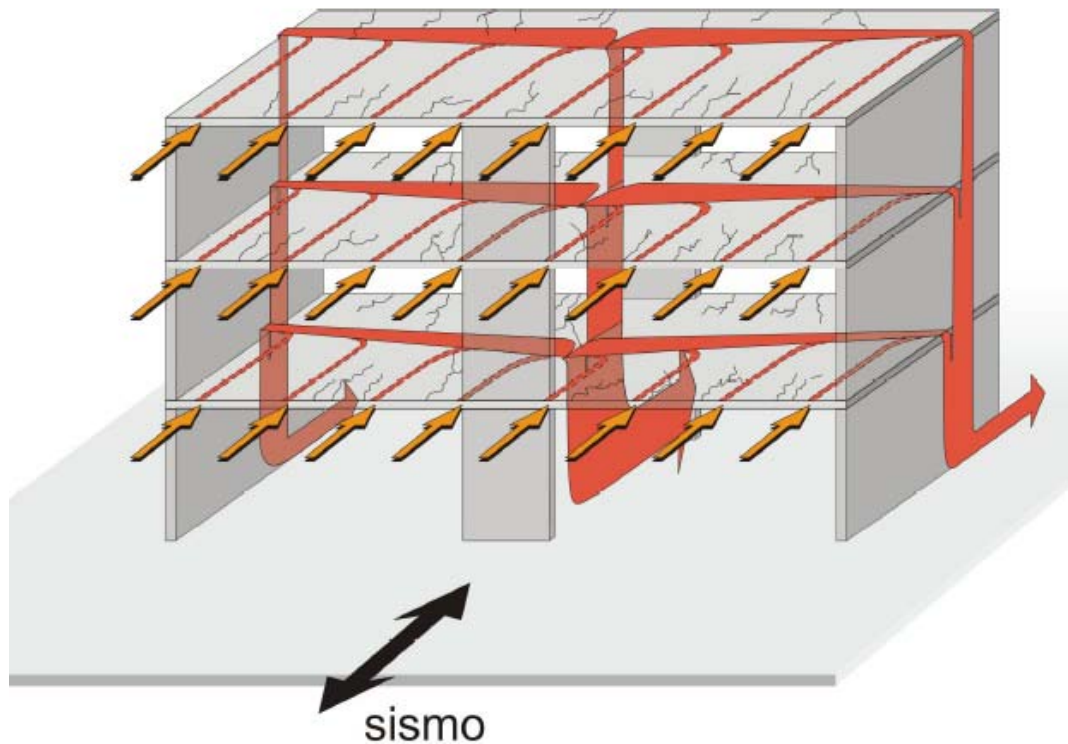


Figura 9: Transmisión de fuerza sísmica
Fuente: Sencico (2008)

Por otra parte, la Figura 10.a ilustra un muro en voladizo y un pórtico, los cuales transmiten la misma carga a determinada altura, lo que hace que el muro sufra distorsiones de flexión y que tome una pendiente constante por arriba del nivel de carga. Las secciones originalmente horizontales en cada piso se inclinan. El pórtico experimenta desplazamientos de traslación y tiende a hacerse vertical por arriba del nivel de la carga. Debido a la incompatibilidad de las deformaciones, un muro puede oponerse a pórtico rígido en los pisos superiores. Solo en los pisos inferiores las dos estructuras se asisten mutuamente para transmitir la carga externa. En la Figura 10.b se ilustra la distribución típica de la carga lateral entre un muro alto y relativamente esbelto y un pórtico, en términos de las fuerzas cortantes.

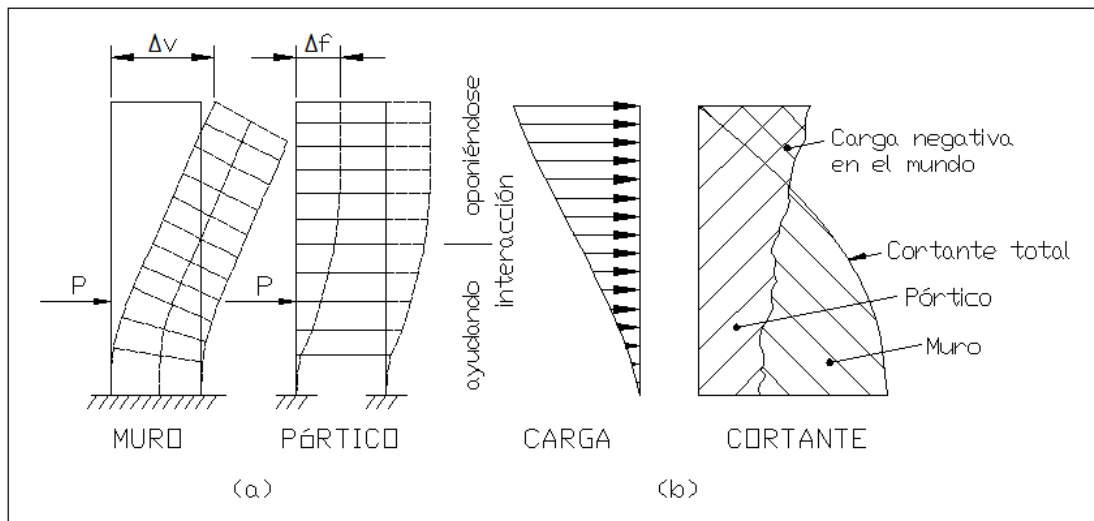


Figura 10: Interacción de muros de cortante y marcos rígidos

Fuente: Park y Paulay (1983)

Al combinar los pórticos con los muros, el muro toma una parte importante de cortante en los primeros pisos y el pórtico lo toma en los pisos superiores.

2.2.7 Comportamiento no lineal de muros estructurales acoplados

Al ubicar aberturas en muros a causa de puertas y ventanas, es importante predecir el posible comportamiento de la estructura ante cargas laterales.

Los muros acoplados alcanzan la resistencia en el momento que se forma un mecanismo de colapso. Se requiere la formación de dos rotulas plásticas en cada dintel para que finalice la capacidad de soportar fuerza cortante. Además, es necesaria la formación de una articulación en uno de los muros, por lo general en la base, para completar el mecanismo de colapso. La secuencia de la formación de las rotulas plásticas depende de la resistencia relativa y rigidez de los componentes.

En el pasado se observó, que el comportamiento de algunos muros acoplados expuestos a sismos severos mostraron una falla anticipada en las vigas de acople, en consecuencia, no se alcanzaba la resistencia máxima del muro acoplado. Posteriormente, se realizaron experimentos en la Universidad de Canterbury (1983) donde se concluyó que "se puede mejorar considerablemente la ductilidad y resistencia útil de las vigas de acoplamiento, si en vez de la distribución convencional de acero se coloca el refuerzo principal diagonalmente en la viga (Figura 11)". En principio, para una distribución de este tipo, se

transmite la compresión diagonal por el concreto, y el acero a compresión no aporta nada significativo. Por el contrario, al incursionar en rango inelástico de las cabillas diagonales a tensión, se forman grandes grietas.

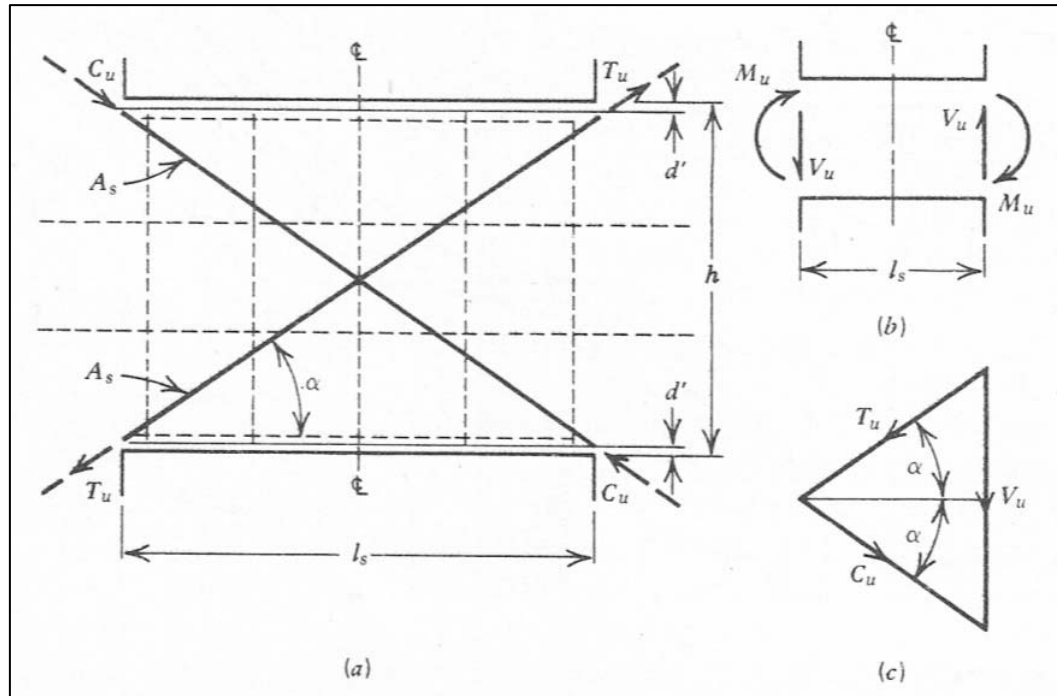


Figura 11: Modelo de la viga de acoplamiento reforzada diagonalmente. (a) Geometría de refuerzo. (b) Acciones externas. (c) Fuerzas internas

Fuente: Park y Paulay (1983)

Al colocar cantidades de acero igual en ambas diagonales, se garantiza que la pérdida de contribución del concreto queda cubierta, mientras que las cabillas diagonales a compresión no queden inestables. En consecuencia, ante una carga sísmica, es importante proveer al refuerzo diagonal estribos que logren retener el concreto alrededor de las cabillas (Figura 12), con la finalidad de ofrecer rigidez lateral a flexión al puntal diagonal.

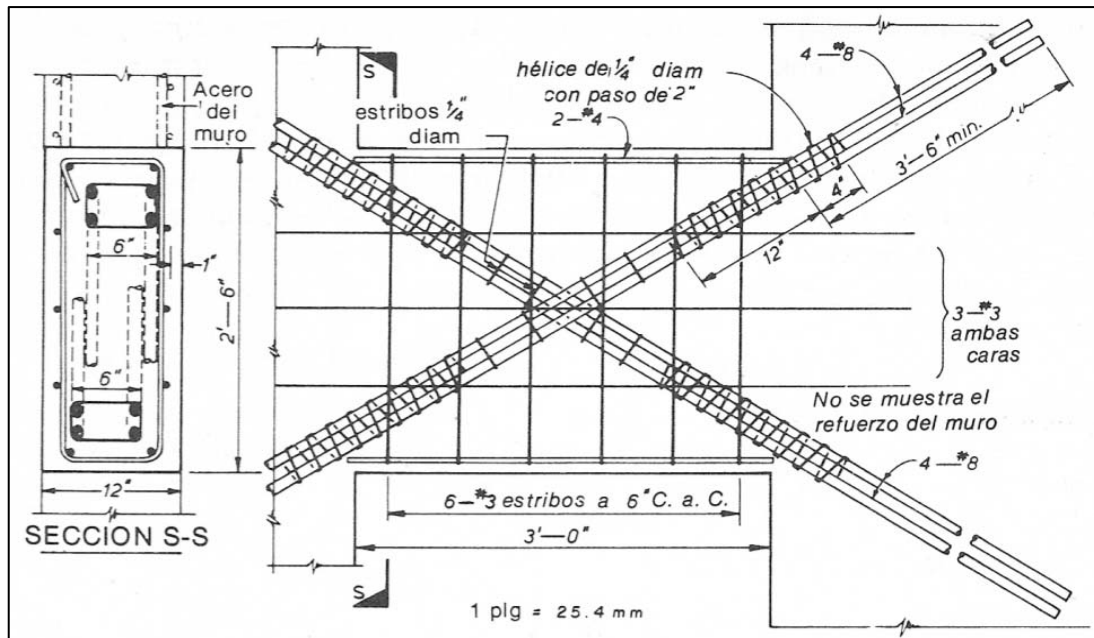


Figura 12: Arreglo sugerido del acero en una viga de acoplamiento reforzada diagonalmente

Fuente: Park y Paulay (1983)

Debido a que el concreto no influye en el comportamiento de las vigas de acoplamiento reforzadas diagonalmente, aparte de estabilizar las cabillas a compresión, no debe esperarse degradación en resistencia o rigidez durante las cargas cíclicas alternas que imponen una ductilidad moderada. Los ciclos de histéresis para esta viga tienen las características de un miembro de acero, sólo ocurre degradación de resistencia cuando comienza el pandeo de las cabillas a compresión. Sin embargo, cuando ocurren inversiones de cargas, las cabillas pueden resistir tensión y enderezarse solas. El proceso conduce gradualmente a la fractura completa del concreto alrededor de las cabillas a compresión, y con ella a mayor pérdida de restricción contra el pandeo con la consecuente pérdida de resistencia.

La respuesta de vigas con refuerzos diagonales bajo cargas alternadas de alta intensidad se puede apreciar en una comparación de la reducción en resistencia con la ductilidad cumulativa impuesta durante las cargas dadas, en las vigas que fueron ensayadas la Universidad de Canterbury (Figura 13).

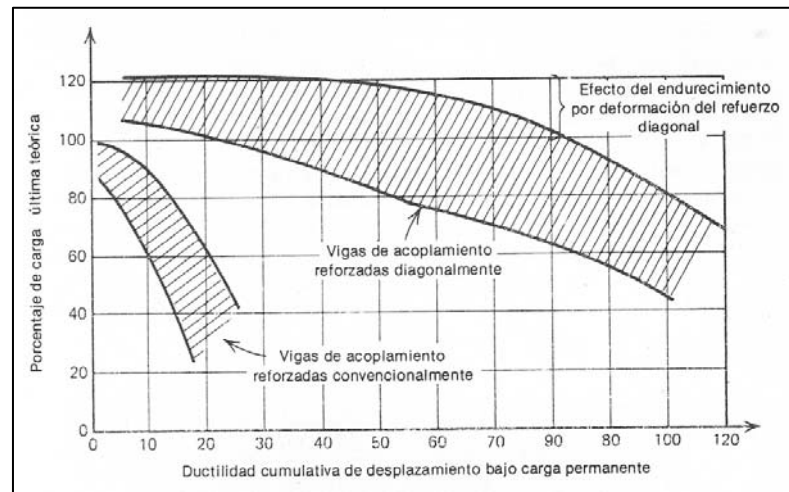


Figura 13: Ductilidades cumulativas impuestas en vigas de acoplamiento reforzadas convencionalmente y Diagonalmente

Fuente: Park y Paulay (1983)

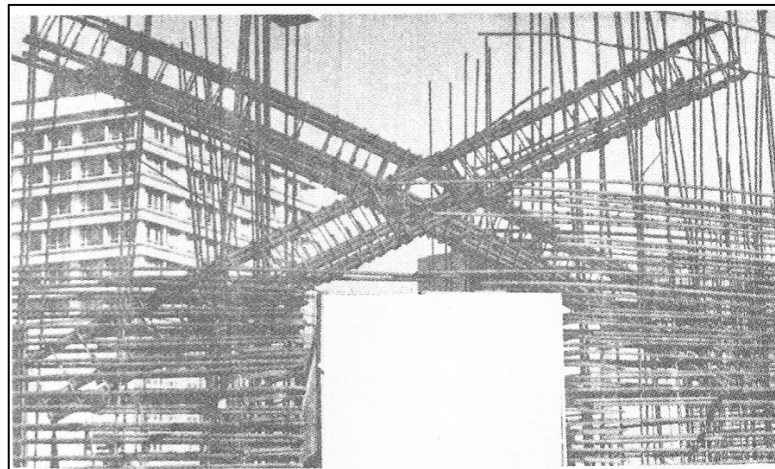


Figura 14: Refuerzo diagonal para una viga de acoplamiento de un muro de cortante

Fuente: Park y Paulay (1983)

2.3 Análisis Tridimensional Extendido de Edificaciones

ETABS es un programa de análisis y diseño estructural basado en el método de los elementos finitos. Los métodos numéricos usados en el programa, procedimientos de diseño, códigos internacionales de diseño e interfaz gráfica lo posicionan en los primeros lugares en su categoría.

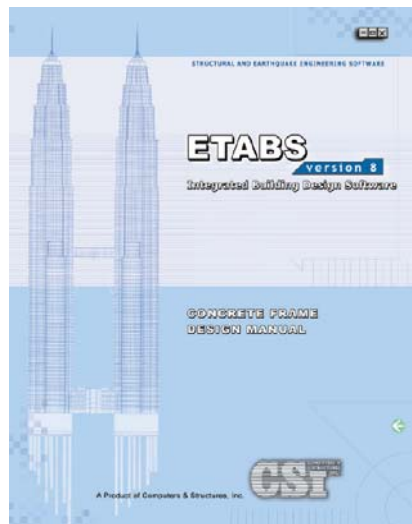


Figura 15: Manual de Etabs
Fuente: Computers and Structures, Inc (2002)

2.3.1 Concepto Fundamental

El concepto básico es que el usuario crea un modelo consistente del sistema de piso y sistemas de pórtico vertical y lateral para analizar y diseñar toda la edificación. Todo lo que se necesita es integrar el modelo dentro de un sistema versátil de análisis y diseño con una interfase.

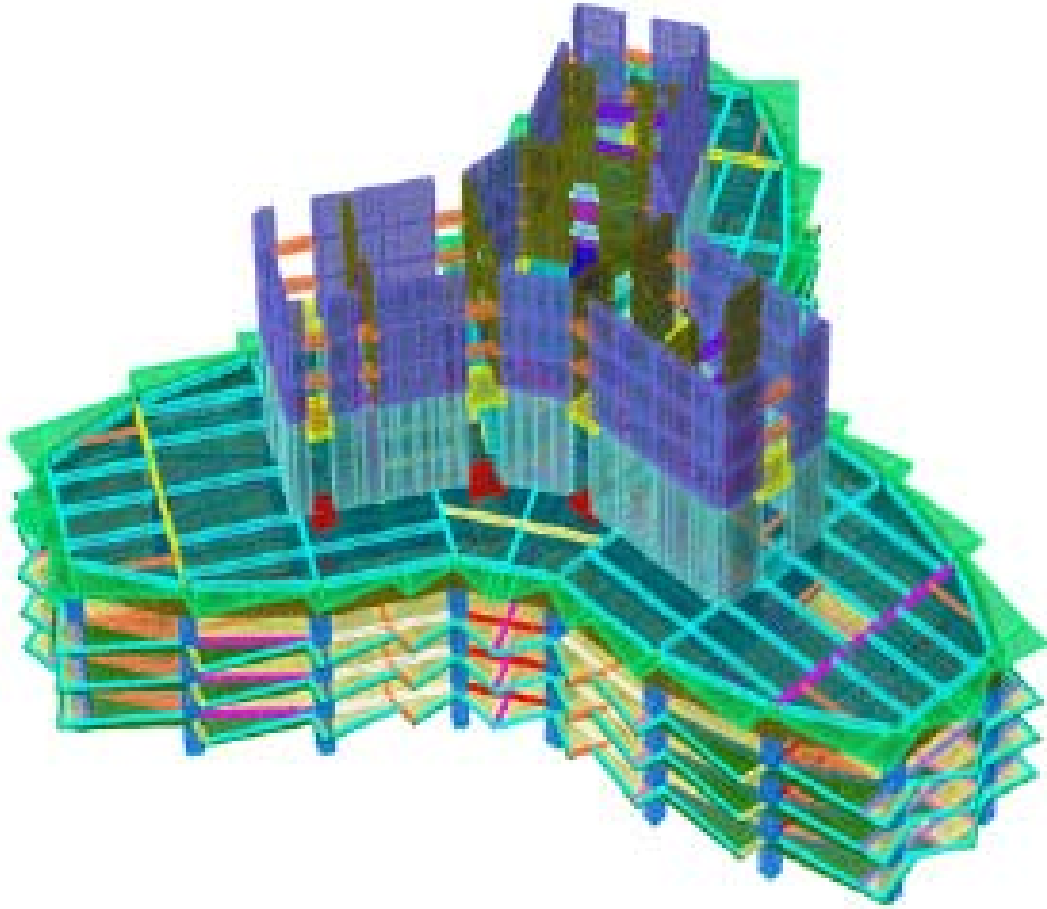


Figura 16: Estructura modelada en Etabs
Fuente: Hernández (2008)

Los métodos de análisis incluyen una gran variedad de opciones para el análisis estático y dinámico. El modelo integrado puede incluir, sistemas de vigas de acero, pórticos resistentes, complejos sistemas de muros de cortante, losas de piso rígido y flexible, techos inclinados, rampas y estructuras de parqueo, pisos de mezanine, edificaciones múltiples y sistemas de diafragma escalonado.

2.3.2 Métodos Numéricos

Computers and Structures, Inc. (2003), asegura que los métodos numéricos usados para analizar la edificación permiten modelar sistemas de piso de acero y losa de concreto que puedan automáticamente transmitir sus cargas a las vigas principales. Las mallas de elementos finitos elaborados automáticamente de un complejo sistema de piso con interpolación de desplazamientos en transiciones de diferentes características de mallas, permite la inclusión de los efectos de flexibilidad del diafragma en el análisis de una manera práctica.

Las opciones de análisis dinámico vertical permiten incluir los efectos de las componentes del movimiento vertical del terreno en su análisis sísmico. Esto también permitirá una evaluación detallada de los problemas de vibración vertical de pisos, adicionalmente a los métodos empíricos tradicionales que también son incluidos dentro del software.

CAPÍTULO III: CRITERIOS PARA EL USO DE MUROS ESTRUCTURALES

En este capítulo se proponen recomendaciones para la selección de la correcta configuración estructural de muros en edificaciones sismorresistentes.

Los muros de estructurales ubicados en las líneas de resistencia de edificios de concreto armado, se utilizaron por primera vez en el diseño estructural como un medio para dar a esos sistemas la estabilidad estructural y el control de acciones laterales, producidas en él, por fuerzas de acciones horizontales.

En el pasado, poca atención se puso a la ductilidad, resistencia y momentos de flexión de muros. Estas prácticas y la poca experiencia real de las respuestas sísmicas diseñando muros de corte, generaron comportamientos inadecuados de los elementos estructurales ante cargas horizontales.

En terremotos recientes se han demostrado, los buenos resultados obtenidos con el diseño de muros de corte. Hoy en día es bien conocido, que la construcción en concreto armado de estructuras sometidas a eventos sísmicos tendrán comportamientos adecuados a las respuestas dinámicas con el uso de muros sismorresistentes, siempre y cuando éstos estén correctamente diseñados y configurados, de forma que garanticen la buena interacción con el sistema estructural.

3.1 Diseño adecuado y ubicación de los muros

Un "diseño adecuado para un muro de concreto armado", debe ser tal, que sea capaz de lograr la rigidez, resistencia y ductilidad necesaria para soportar las deformaciones y fuerzas que se generan sobre él, sin sufrir degradación del material. Gran parte de estos temas han sido profundamente investigados y estudiados por muchos investigadores entre ellos Paulay y Priestley (1992).

Estos resultados, así como las lecciones prácticas aprendidas a partir de los comportamientos mostrados en muros de corte en terremotos reales, han dado a los investigadores los conocimientos, prácticas y recomendaciones para el diseño estructural de hoy en día, de forma tal que, permitieron construcciones confiables con muros sismorresistentes.

El interés principal de este documento se relaciona con la discusión de algunas condiciones que deben cumplir la distribución y configuración de muros estructurales. Se presentaran algunos criterios en detalle para sugerir recomendaciones prácticas con el fin de suministrar la sismorresistencia de muros en edificaciones.

3.1.1 Alineamiento de los ejes

Anteriormente, se expuso que un adecuado diseño sísmico debe poseer un sistema estructural que le proporcione rigidez, resistencia y capacidad de disipar energía a la estructura en dos direcciones ortogonales. Por esto, resulta eficiente alinear los ejes de los muros con las líneas de resistencia de la estructura, de forma tal que los muros estructurales puedan interaccionar eficientemente con otros componentes estructurales.

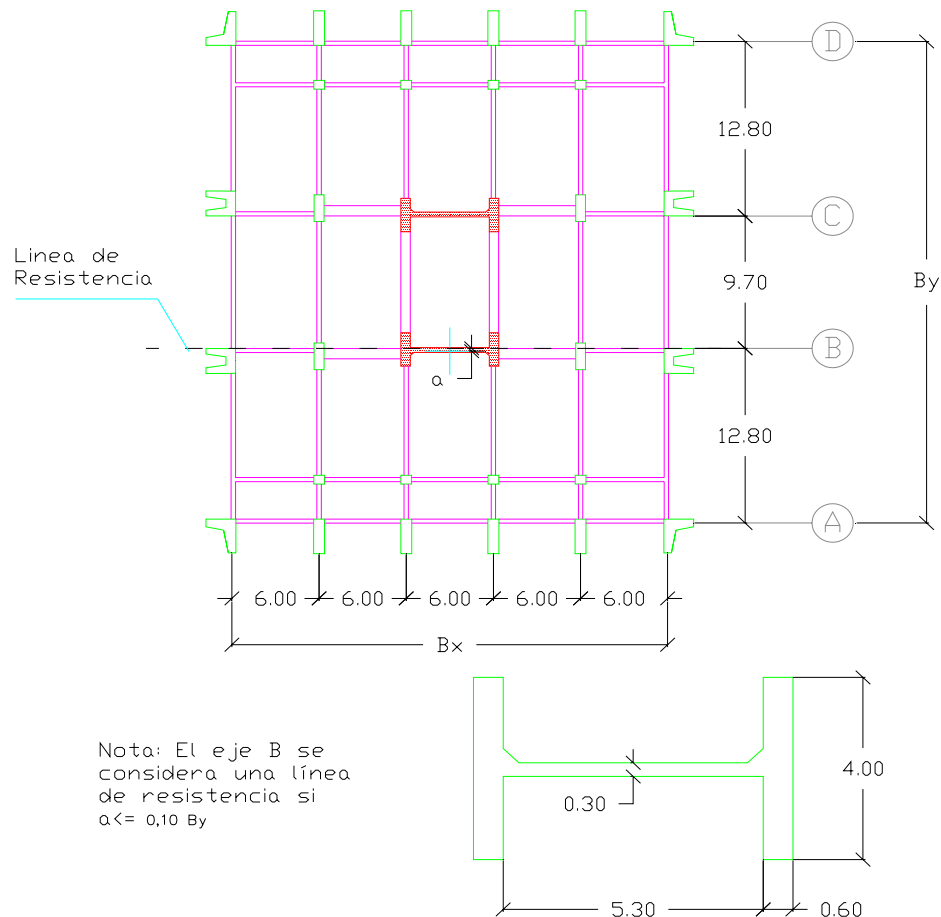


Figura 17: Planta de Torre la Previsora. Detalle de muro
Fuente: Mazzeo (1973)

3.1.2 Formas de las secciones transversales

Es una práctica común en la arquitectura y en el diseño estructural de los edificios, aprovechar el perímetro de la planta y núcleos de circulación, para la ubicación y la configuración de los muros estructurales. Esta práctica permite con facilidad a los diseñadores, incorporar secciones transversales como: I, T, L, U, I ó formas angulares de secciones transversales, a lo largo de toda la altura del edificio. De acuerdo con la primera recomendación, una interacción eficiente en una sección transversal, alinea los ejes del alma y ala de los muros estructurales con el sistema de pórticos.

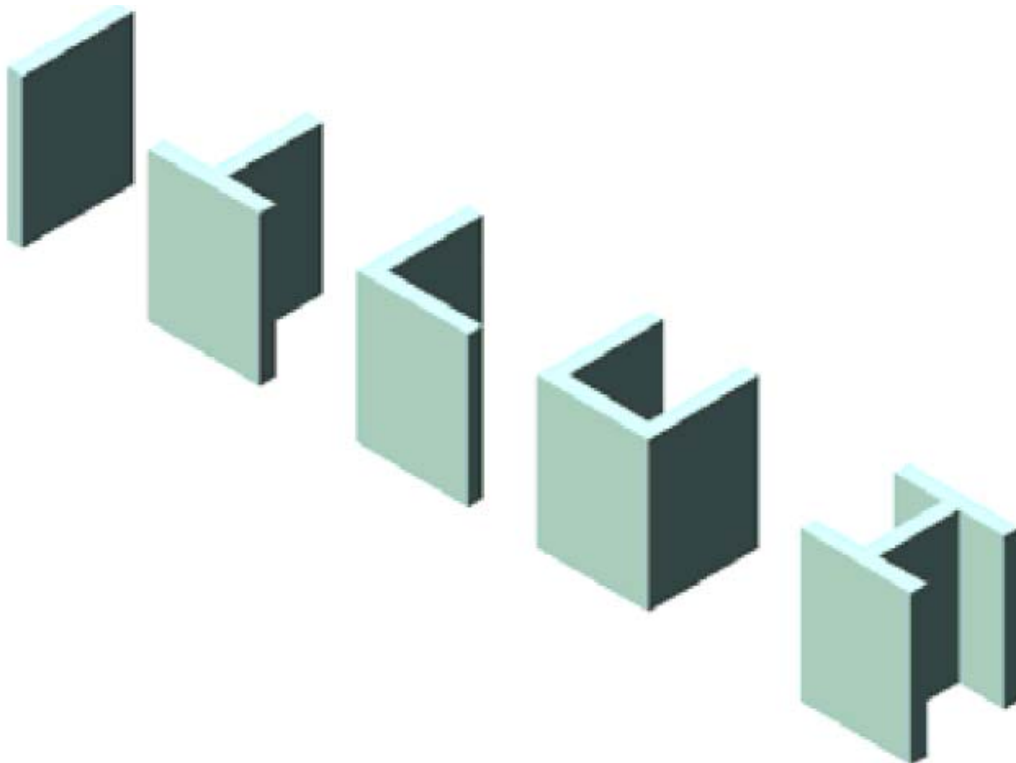


Figura 18: Forma de los Muros Estructurales

3.1.3 Ubicación de muros

El diseño sismorresistente esta directamente relacionado con dos importantes puntos geométricos, el centro de masa (CM) y el centro de rigidez (CR). Si estos dos puntos coinciden, la fuerza sísmica no generará momentos de torsión en planta. En distribuciones asimétricas de masa o rigideces estructurales, se generan momentos de torsión en planta. Es posible disminuir o eliminar las torsiones de la planta mediante una distribución de elementos resistentes que hagan coincidir su centro de masa con su centro de rigidez. La mejor solución estructural se logra cuando las líneas de resistencia se colocan simétricamente con respecto al centro de masa, orientadas en dos direcciones ortogonales del sistema.

Cuando se plantean más de un núcleo resistente en planta se logra una distribución simétrica, situación que se ajusta a los criterios discutidos (Ver Figura 19). En los casos donde el centro de rigidez y centro de masa coinciden en la planta de construcción, teóricamente no hay efectos de torsión en planta, sin embargo, la norma COVENIN 1756-2001, “Edificios Sismorresistentes”, determina que se debe incorporar una torsión adicional normativa.

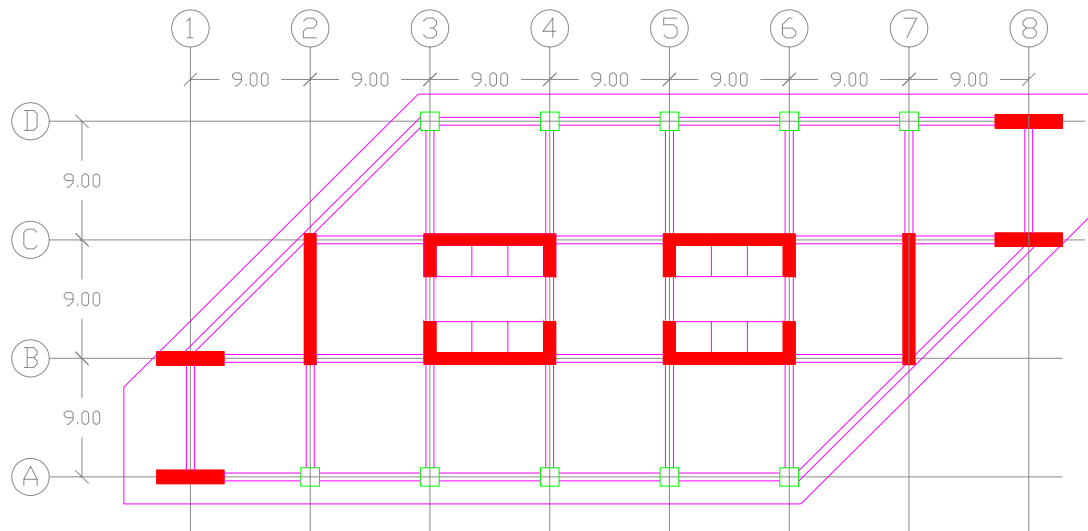


Figura 19: Planta Torre Banap. Simetría en núcleos de ascensores
Fuente: Mazzeo (2008), Comunicación Privada

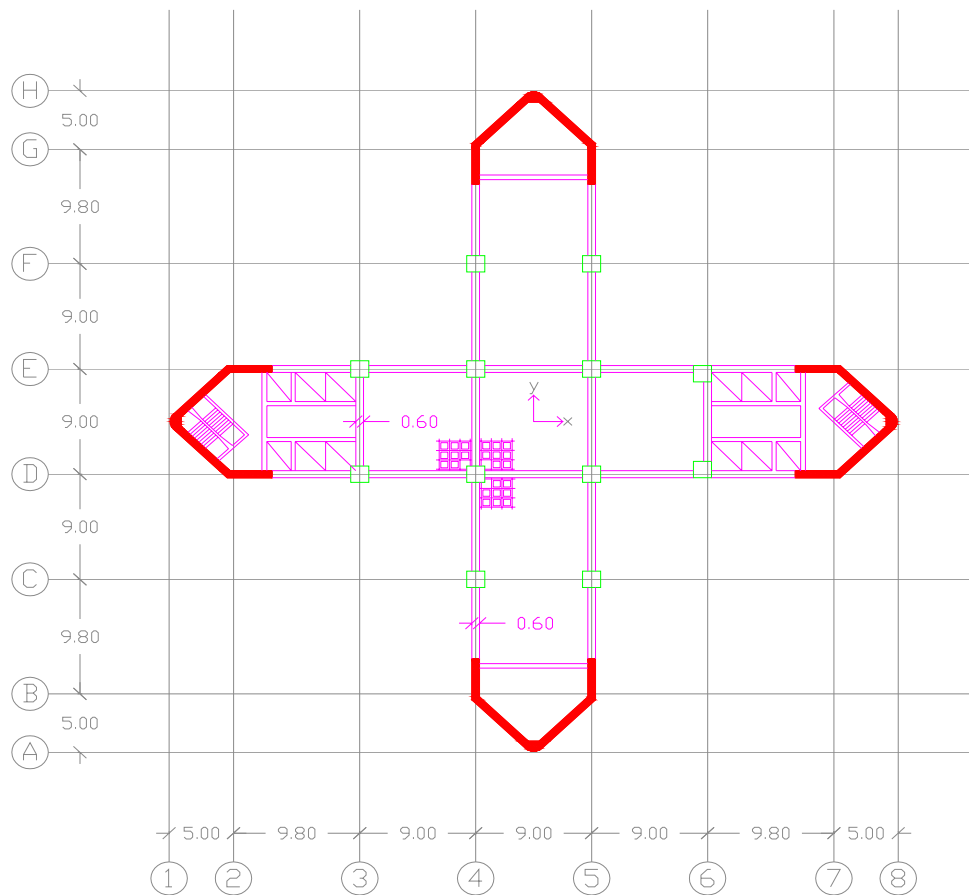
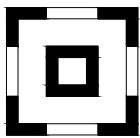
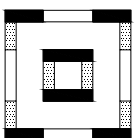
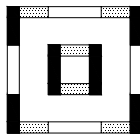
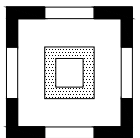
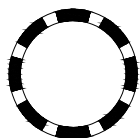
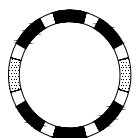
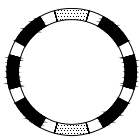
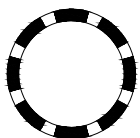
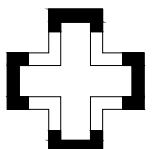
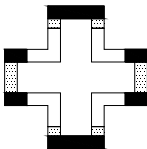
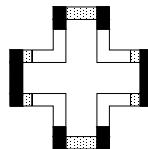
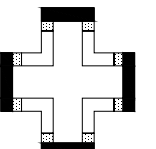
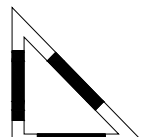
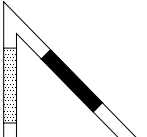
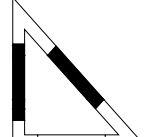
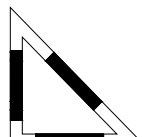
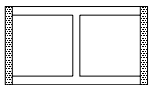


Figura 20: Planta Torre Británica. Distribución simétrica de muros
Fuente: Mazzeo (2008), Comunicación Privada

Los muros estructurales, colocados lo más alejados posibles del centro de masa de la planta, ver Figura 20, son ventajosos para resistir fuerzas horizontales (reales o impuestas por norma), ya que disponen de un brazo de palanca mayor. Las líneas de resistencia perimetrales resultan ideales para la ubicación de los muros sismorresistentes, posibilidad que esta muy condicionada por el diseño arquitectónico. Si se concentran pocos muros, en lugar de distribuirlos, las demandas de ductilidad pueden resultar excesivas.

La Tabla 1, muestra esquemáticamente la ubicación de muros estructurales de acuerdo a la geometría de planta. Las plantas se pueden entender como conjuntos de elementos sismorresistentes, con distintas orientaciones para resistir movimientos de translación y rotación.

Tabla 1: Configuración esquemática de muros en distintas plantas

Configuración esquemática	Elemento resistente para fuerza sísmicas ↔	Elemento resistente para fuerza sísmicas ↓	Elementos resistentes a torsión
			
			
			
			
			

Fuente: Arnold y Reitherman (1982)

3.1.4 Cambios de rigidez en altura

El desarrollo en altura de los muros sismorresistentes es de importancia crítica para obtener adecuadas respuestas dinámicas de la estructura. Eventos sísmicos han demostrado sin ninguna duda, que, si hay algún tipo de cambios bruscos de rigidez en la altura del muro estructural, dichos cambios generan efectos indeseables concentraciones de esfuerzos.

Mazzeo (1969). La respuesta estructural del Hotel Macuto Sheraton en el terremoto de Caracas en 1967, puso de manifiesto que la interrupción en los muros de concreto armado presentes en el tercer nivel de la estructura (ver Figura 21), causó una concentración de esfuerzos en la parte superior de las columnas. Este tipo de daño, ocurrió en el 67% de las columnas de la planta, tal como se observa en la Figura 22. En el proyecto original del Hotel Macuto Sheraton se planteó una estructura de concreto armado con 11 niveles compuestos por un sistema de pórticos que incorporaban muros estructurales a partir del tercer nivel, finalizando en el noveno, ocasionando de esta forma un cambio abrupto de rigidez. Aunque los muros estructurales no sufrieron daños durante el terremoto, se desplazaron como cuerpos rígidos, generando de esta forma grandes esfuerzos cortantes en las columnas de los tres niveles inferiores. Las deformaciones horizontales inducidas en los niveles inferiores no pudieron ser resistidas por las columnas de 1,10m de diámetro (ver Figura 23).

Figura 21: Configuración esquemática de muros en distintas plantas

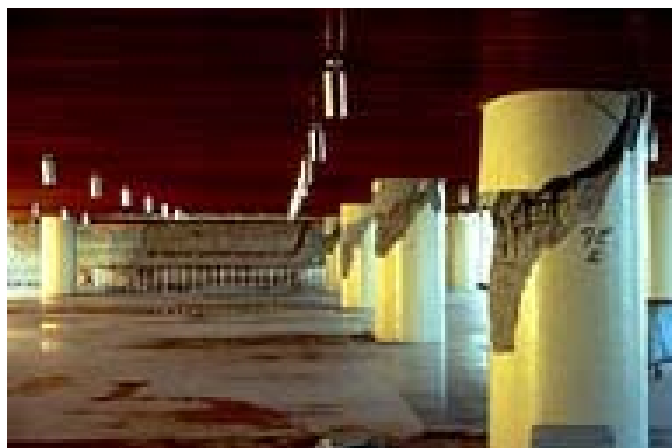


Figura 22: Falla típica en 67% de la columna de una Planta
Fuente: <https://oalbag.bay.livefilestore.com/>
Recuperado el 15 de abril del 2009

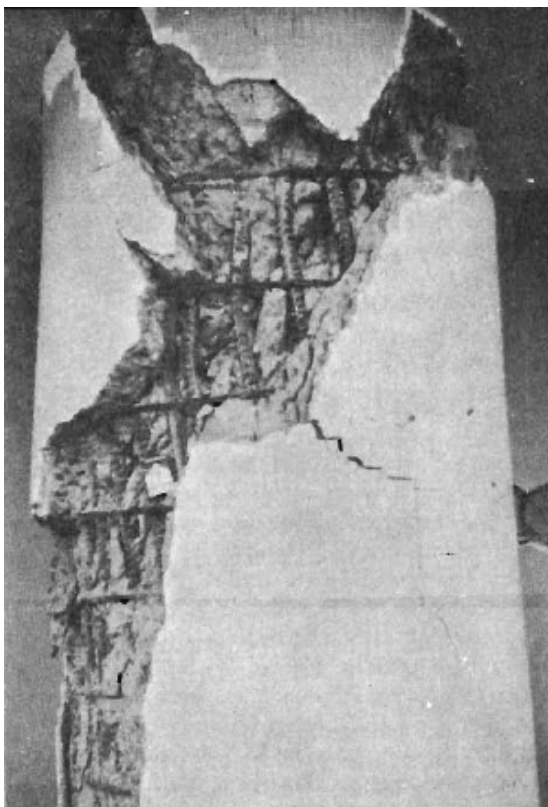


Figura 23: Detalle en columna de 1.10m de diámetro
Fuente: Park y Paulay (1983)

La reconstrucción de esta estructura desarrollada en los años 1968-1970, llevo la continuidad de todos los muros estructurales hasta el sistema de fundaciones, sin ningún tipo de interrupción y sin ser necesario nuevas fundaciones, tal como se puede observar en la Figura 24.

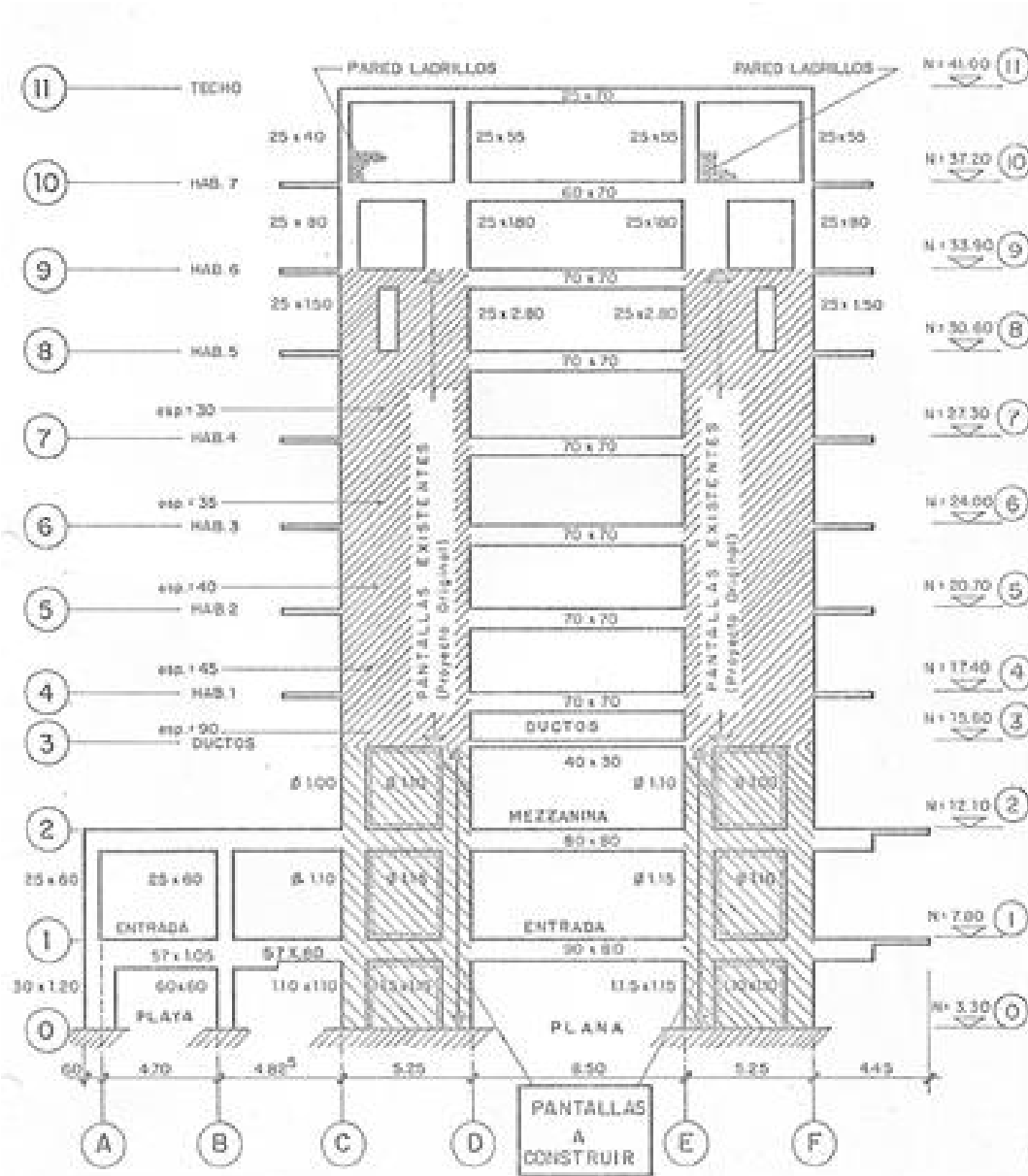


Figura 24: Esquema. Solución estructural de muros
Fuente: Mazzeo (1969)

Cabe destacar, que durante 1971 en el Terremoto de San Fernando, la estructura del "Olive View Hospital" sufrió grandes daños, debido a la interrupción de los muros estructurales que se comportaron de forma similar a la que se acaba de describir con el Edificio Macuto Sheraton.



Figura 25: Olive View Hospital

Fuente: <http://img140.imageshack.us/img140/8418/olvvv9.jpg>

Recuperado el 14 de abril del 2009

La causa más frecuente de entrepiso débil en planta, es la necesidad de generar grandes espacios libres. Sin embargo, se debe anteponer la seguridad estructural y la recomendación es clara y sencilla, los muros sismorresistentes deben ser continuos desde sus cimientos hasta su parte más alta.

3.1.5 Fundaciones

Cuando los muros estructurales se apoyan sobre pilotes, se recomienda evitar los cambios bruscos de rigidez entre los muros y los pilotes. Los problemas pueden surgir entre el muro estructural y el grupo de pilotes, si el momento de inercia de la sección transversal del muro es más grande (en una o dos direcciones principales), que el correspondiente momento de inercia en el grupo de pilas donde se apoya. Obviamente este comportamiento no se desarrolla en muros que descansan directamente sobre fundación directa.

Al utilizar la alta capacidad, de pilas oblongas o rectangulares, como elementos componentes de las fundaciones de muros de corte, resulta relativamente fácil asemejar con estos elementos la sección transversal del muro, y obtener mayores valores de momento de inercia en los grupos de pilotes.

En conclusión, los requisitos esenciales son cimientos adecuados que den fijación total a la base y suficiente conexión de los muros estructurales en cada piso para transmitir las cargas horizontales.

3.2 Ejemplo de configuración de muros

Los criterios discutidos están dirigidos a ilustrar algunas configuraciones que se utilizaron para la sismorresistente de muros incorporados en algunos diseños estructurales.

3.2.1 Torre Británica de Seguros

Primer Caso de Estudio

La estructura sismorresistente de concreto armado de 81 metros de altura se caracteriza por poseer una planta simétrica en forma de cruz (ver Figura 20), que compone casi en su totalidad, los 28 niveles que forman la torre. Para mayor explicación de la estructuración de la torre, ver Apéndice A.



Figura 26: Torre Británica de Seguros. Ubicada en Altamira, Caracas

Los muros de concreto armado, integrados como el sistema principal para soportar cargas horizontales, logran una adaptación arquitectónica y estructural adecuada, que se traduce en sus formas y posicionamientos. Ellos, fueron ubicados en el perímetro de la estructura. Las secciones transversales en "U" de los muros, logran integrarse de manera adecuada con las líneas de resistencia de la estructura en sus dos direcciones ortogonales.

La única variación en altura fue el cambio de espesor en los muros, cambios que se realizaron en los niveles estructurales 11, 16 y 23.

Para garantizar una mejor interacción entre los muros, se incorporaron vigas acopladas en forma de "I", de 5,50 metros de altura, en el tope de la estructura, adaptadas a la geometría en "cruz" de la planta. En los 4 pórticos principales que integran la estructura, se garantizaron adecuadas interacciones en el sistema pórtico - muro, con la finalidad transmitir apropiadamente las fuerzas gravitacionales y sísmicas.

Por otra parte, el sistema integra las losas de piso que actúan como diafragmas horizontales, dando apoyo lateral, y garantizando la transmisión adecuada de fuerzas horizontales. Las alturas de los entrepisos es de 3,65 metros.

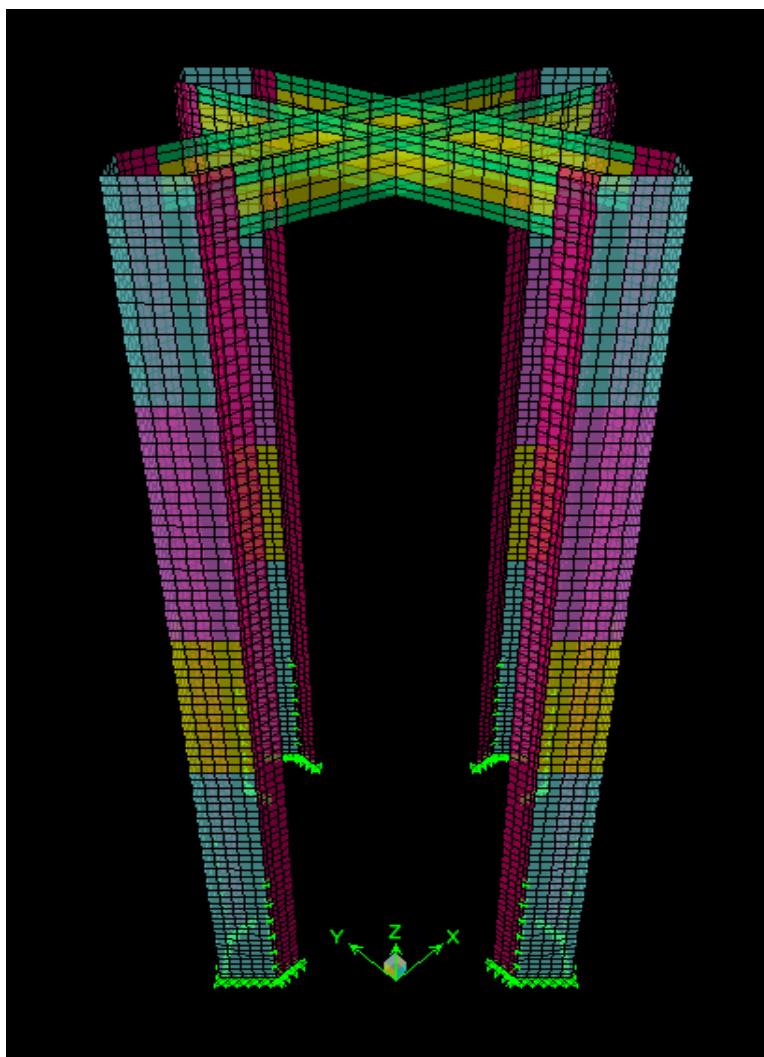


Figura 27: Muros Estructurales Torre Británica de Seguros

Fuente: Análisis y Resultados (TEG)

Las fundaciones de los muros estructurales, se organizó con pilas coladas oblongas de concreto armado, de gran capacidad de carga. Las formas y orientaciones de las secciones transversales de los muros son determinantes en las correspondientes fundaciones, que deben ser capaces de dar fijación total a la base. A continuación se muestra un esquema de las fundaciones que integran la Torre Británica.

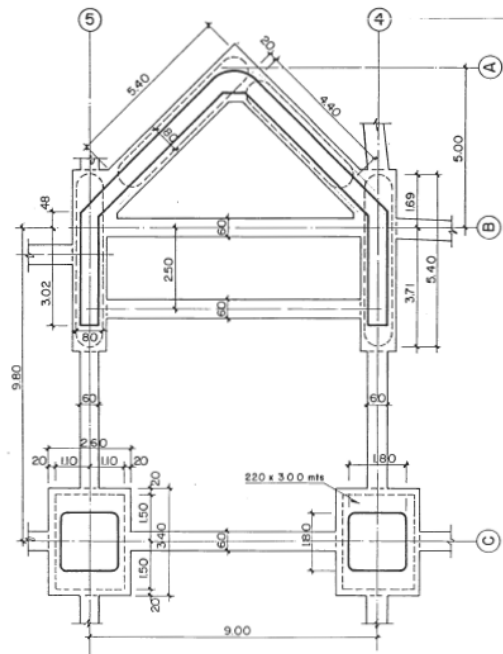


Figura 28: Fundaciones de Torre Británica de Seguros

Fuente: Mazzeo (2008)

3.2.2 Torre Banap

Segundo Caso de Estudio

El edificio se desarrolla en altura en un volumen prismático con planta hexagonal alargada. Las plantas de la edificación, se circunscriben al perímetro exterior del volumen generando formas octogonales o hexagonales alargadas generando variaciones de la volumetría externa. Las plantas permitieron disponer simétricamente muros sismorresistentes en los núcleos principales centrales de circulación del edificio. Existen otros núcleos extremos de servicio y circulación en los cuales se dispusieron muros particularmente eficientes para contrarrestar los efectos de torsión generados por la forma alargada no perfectamente simétrica de la planta.

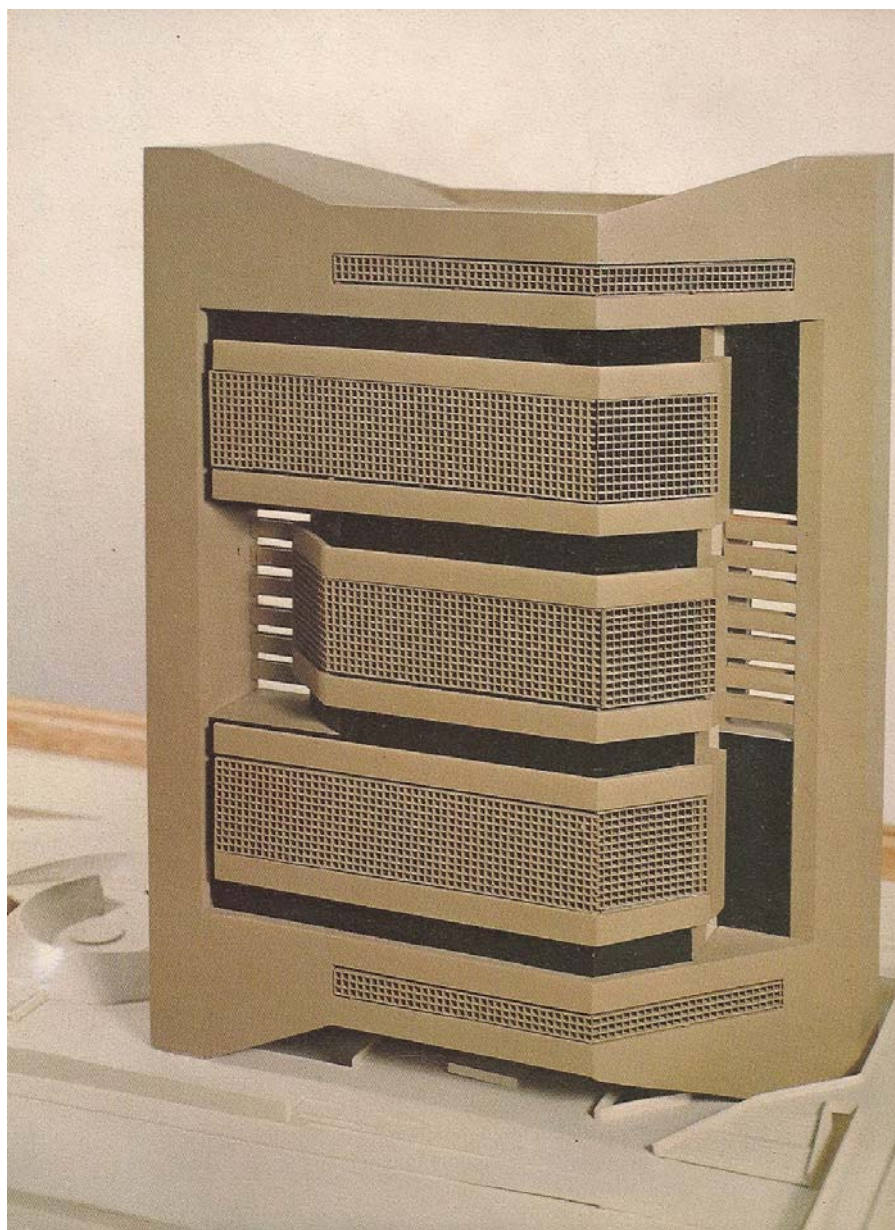


Figura 29: Proyecto no construido del Banap
Fuente: Arquitectos O. Molina, C. Reyes y J. Koifmann (1975)

Esta estructura sismorresistente de concreto armado fue proyectada con 31 niveles, que se elevan 103,60 metros de altura desde su base. Para mayor explicación de la estructuración de la torre, ver Apéndice A. La Figura 19, muestra la planta en forma de paralelogramo.

Los muros de sección transversal en "U" centrales están unidos por las alas con dinteles. Estos elementos se ubican directamente sobre las distintas líneas de resistencia de la estructura para garantizar la eficiencia de los muros. La estructura logra de esta manera, integrar sus elementos estructurales con el objetivo de hacer coincidir el centro de masa con el centro de rigidez, logrando disminuir los problemas de torsión.

A continuación se muestran los muros estructurales, con variaciones de colores que reflejan la disminución de los espesores y muestran la ubicación de dinteles.

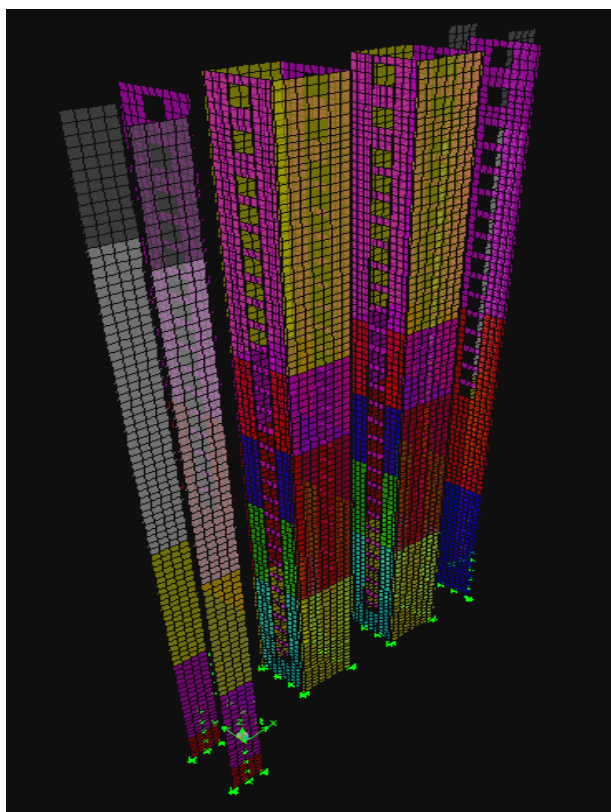


Figura 30: Muros Estructurales Torre Banap

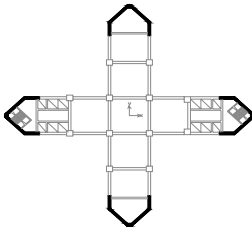
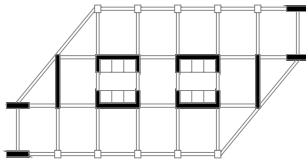
Fuente: Análisis y Resultados. TEG

En los pórticos principales que componen la estructura, se garantizó una adecuada interacción en el sistema pórtico - muro, con la finalidad de transmitir apropiadamente las fuerzas gravitacionales y sísmicas, en los 31 niveles que componen la torre. Por otra parte, el sistema integra las losas de piso que actúan como diafragmas horizontales, dando apoyo lateral, y garantizando la transmisión adecuada de fuerzas horizontales. Las alturas de los entrepisos se mantienen en 3,70 metros con algunas excepciones.

3.2.3 Torre Británica de Seguros & Torre Banap

A continuación de muestra una tabla comparativa que resume las propiedades y criterios considerados para el diseño sismorresistentes de los muros estructurales.

Tabla 2: Tabla comparativa Torre Británica de Seguros & Torre Banap.
Muros Estructurales

Parámetro	Torre Británica de Seguros	Torre Banap
Información General		
Planta		
Solución estructural	Pórtico - Muro	
Tipo de estructura	Concreto Armado	
Altura (m)	81,25	103,60
Número de niveles	28	31
Información sobre los Muros Estructurales		
Secciones transversales	U	Simples y U
Tipos	Continuo	U → acoplado Simple → continuo y acoplado
Ubicación	Perímetro	U → núcleo Simple → perímetro
Orientación	Sobre las líneas de resistencia	
Simetría de disposición	En X u Y	No perfectamente simétrico
Desarrollo en altura	Desde las fundaciones hasta el tope	
Fundaciones	Pilas coladas de gran capacidad de carga con disposiciones similares a la forma de las sección transversal del muro que soportan	

Fuente: Fuente: Mazzeo (2008), Comunicación Privada y Archivo

CAPÍTULO IV: MÉTODO

La metodología para el desarrollo de los objetivos, estará fundamentada en la selección de criterios discutidos en la Bibliografía, que será complementada con el análisis y estudio de las respuestas dinámicas de las dos estructuras planteadas, integradas con muros de concreto armado. Con los resultados se identificarán las principales variables que condicionan los comportamientos estructurales de los muros sismorresistentes.

FASE I: A partir de los criterios discutidos en la bibliografía, se analizarán las formas, orientaciones y ubicaciones de las configuraciones de muros estructurales como elementos en las líneas de resistencia de las plantas de las edificaciones, además del desarrollo vertical en altura de los mismos, a los fines de generar unos criterios de partida.

FASE II: Los procedimientos que guiarán esta investigación se basarán en el análisis de 2 edificaciones, las cuales se mencionan a continuación: Torre Británica de Seguros y Torre Banap.

Para el estudio de estas 2 edificaciones se realizará un análisis de los criterios usados en los muros estructurales, seguido de una tabla comparativa que describirá por edificación los siguientes parámetros: secciones transversales, orientaciones, ubicaciones, simetría de disposición y desarrollo de la altura de los muros.

Fase III: En esta etapa se realizará el modelaje, cálculo y análisis de dos edificaciones sismorresistentes, mediante un programa de cálculo estructural asistido por computadora, a la luz de evaluar el comportamiento de los modos que prevalecen sobre la influencia dinámica de los muros estructurales, a fin de validar los criterios planteados en la FASE I. Las edificaciones a modelar son: Torre Británica de Seguros y Torre Banap.

Tabla 3: Cronograma de trabajo

ACTIVIDAD	May-08	Jun-08	Jul-08	Ago-08	Sep-08	Oct-08	Nov-08	Dic-08	Ene-09	Feb-09	Mar-09	Abr-09	May-09
Delimitar el tema del proyecto y sus alcances													
Consulta, recopilación y estudio de información bibliográfica													
Aprendizaje software Etabs													
Elaboración del cronograma de actividades													
Elaboración del Anteproyecto del T.E.G													
Establecer formas eficientes de las secciones transver-sales													
Precisar la orientación de los ejes de secciones transversales de muros													
Definir las ubicaciones de las secciones transversales													
Determinar el desarrollo en altura y cambios de rigidez													
Interacciones de los muros con las fundaciones													
Modelar, calcular y analizar edificios sismorresistentes													
Resultados y analisis													
Conclusiones y recomendaciones													
Entrega y presentación													

CAPÍTULO V: RESULTADOS Y ANALISIS

5.1 Análisis modal

(COVENIN 1756-2001, Artículo 9.6)

A partir de los modelos estructurales de las Torres Británica y Banap se generó un análisis modal espectral para obtener las frecuencias naturales de las estructuras y los modos de vibraciones asociados. Se puso especial interés en los primeros tres modos de vibración, ya que estos se logran con menor energía de aporte.

Modo 1: 1,909 seg

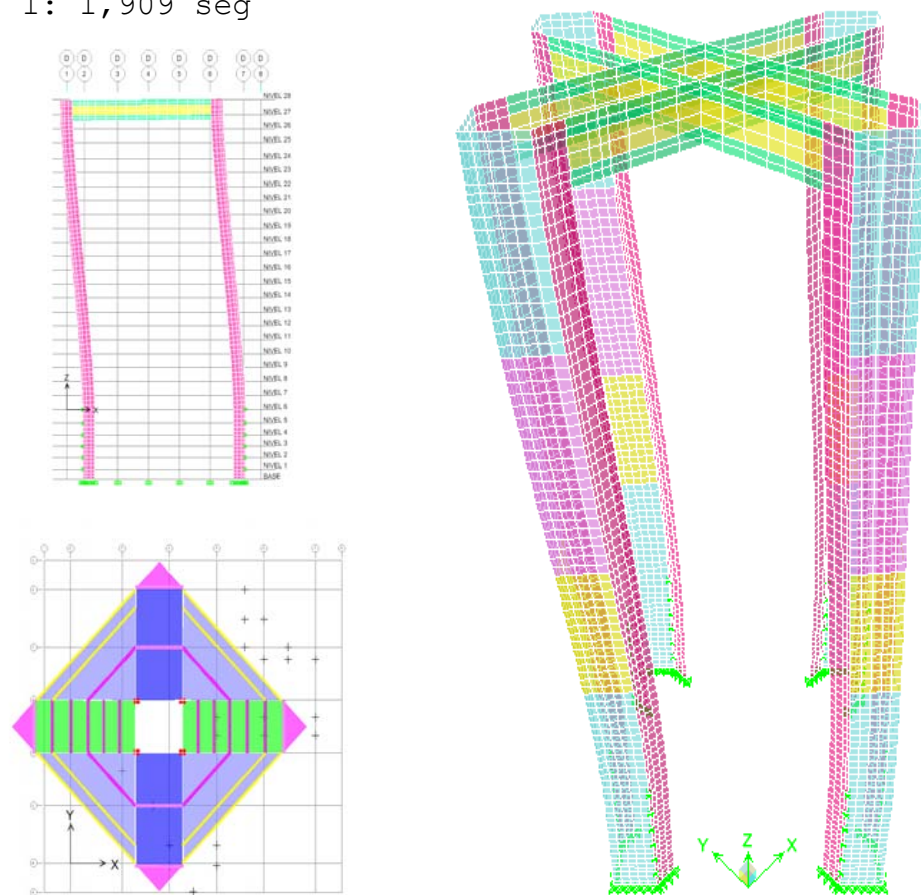


Figura 31: Primer modo de vibración. Torre Británica
Fuente: Análisis y Resultados. TEG

Modo 2: 1,894 seg

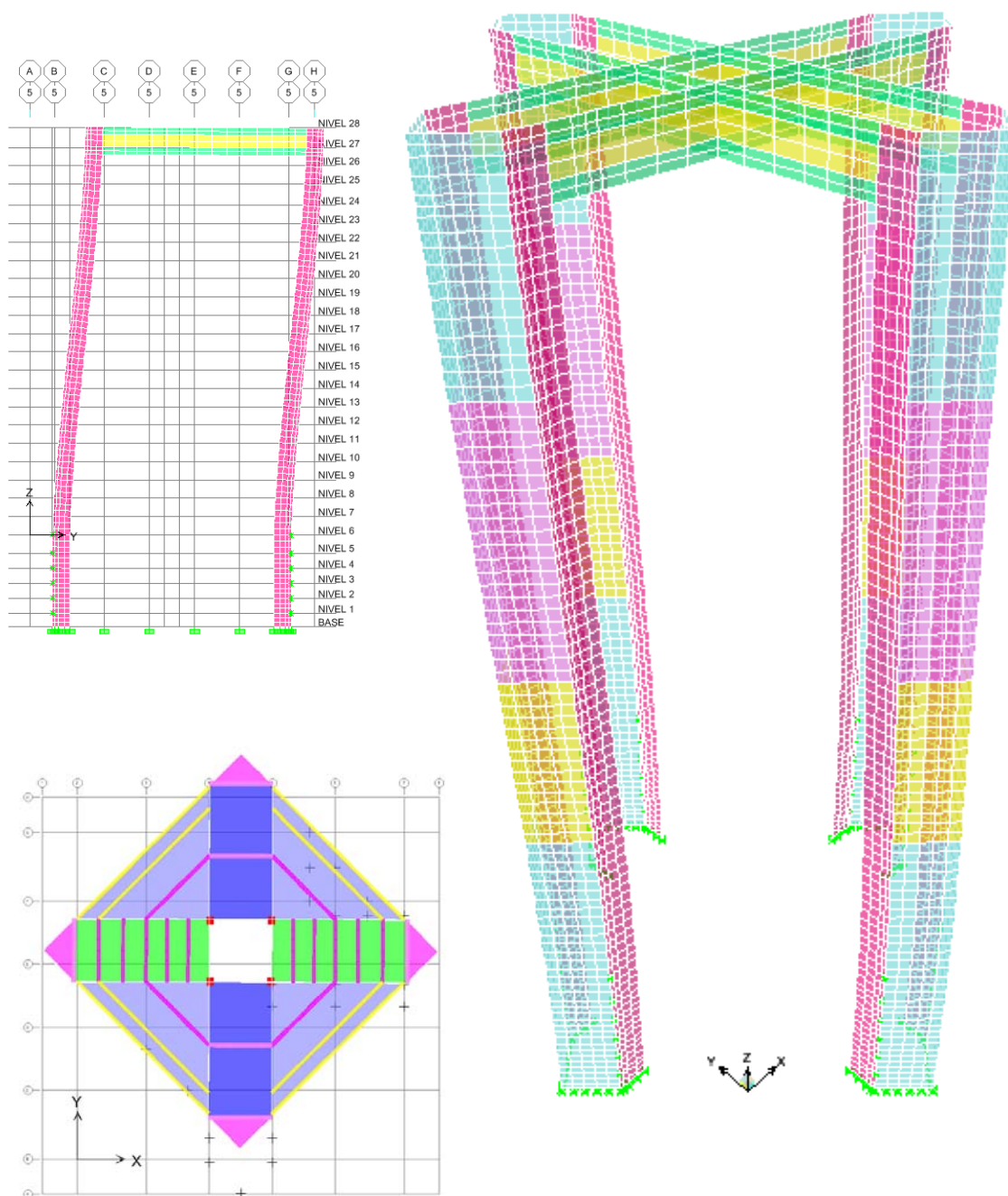


Figura 32: Segundo modo de vibración. Torre Británica
Fuente: Análisis y Resultados. TEG

Modo 3: 1,262 seg

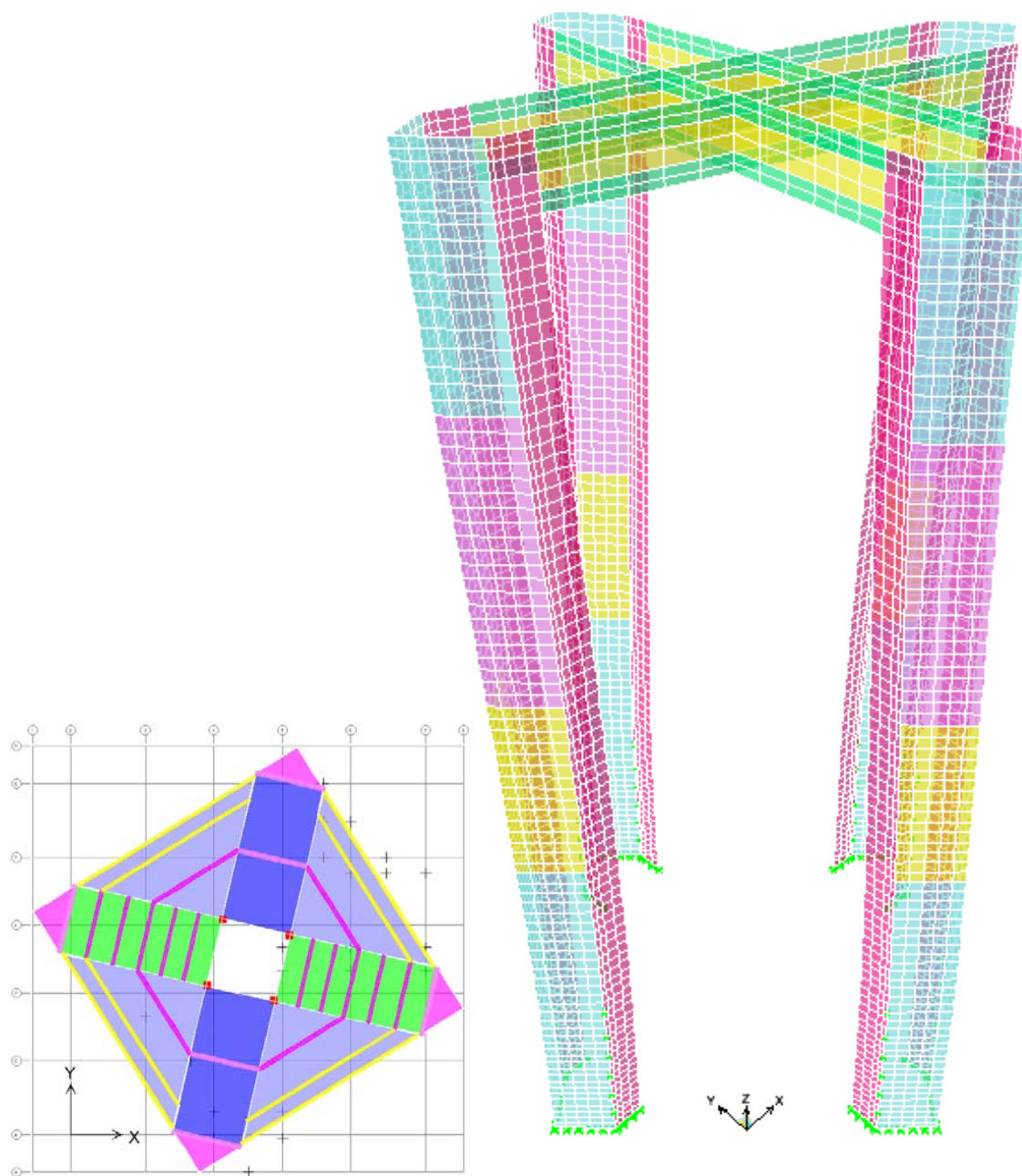


Figura 33: Tercer modo de vibración. Torre Británica
Fuente: Análisis y Resultados. TEG

Modo 1: 2,517 seg

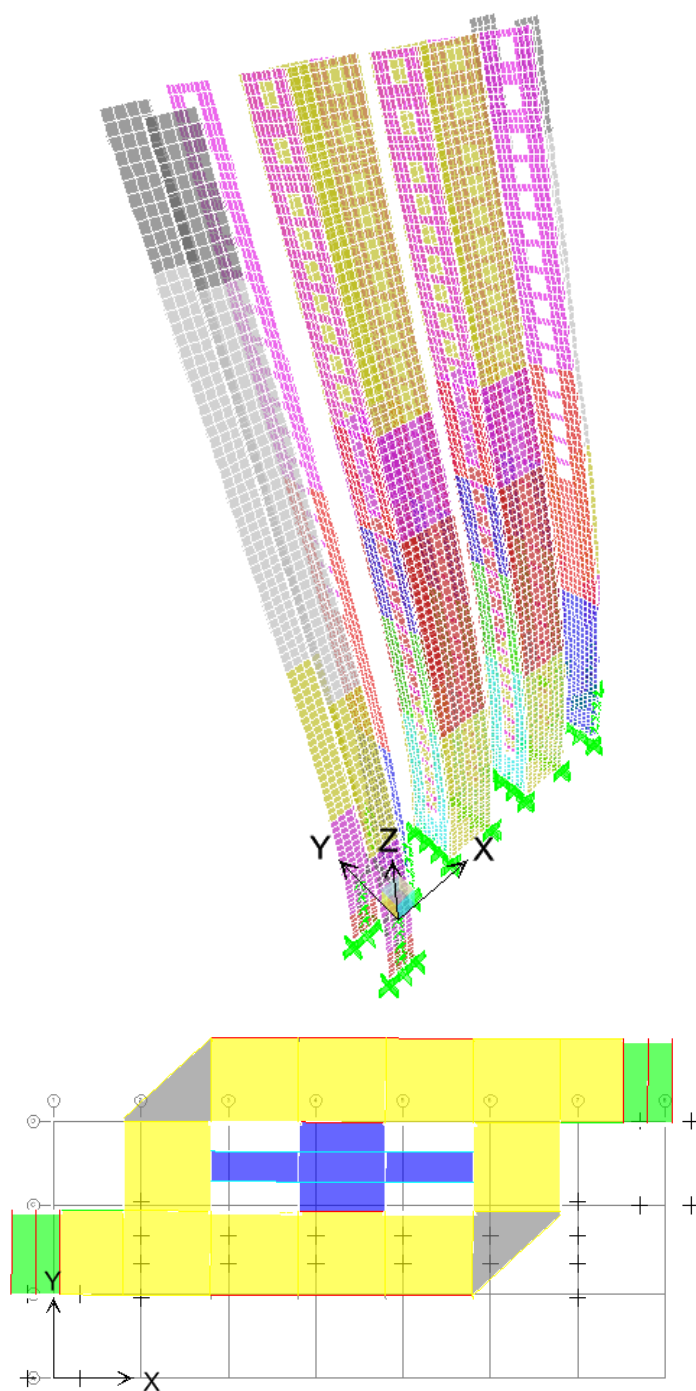


Figura 34: Primer modo de vibración. Torre Banap
Fuente: Análisis y Resultados. TEG

Modo 2: 2,285 seg

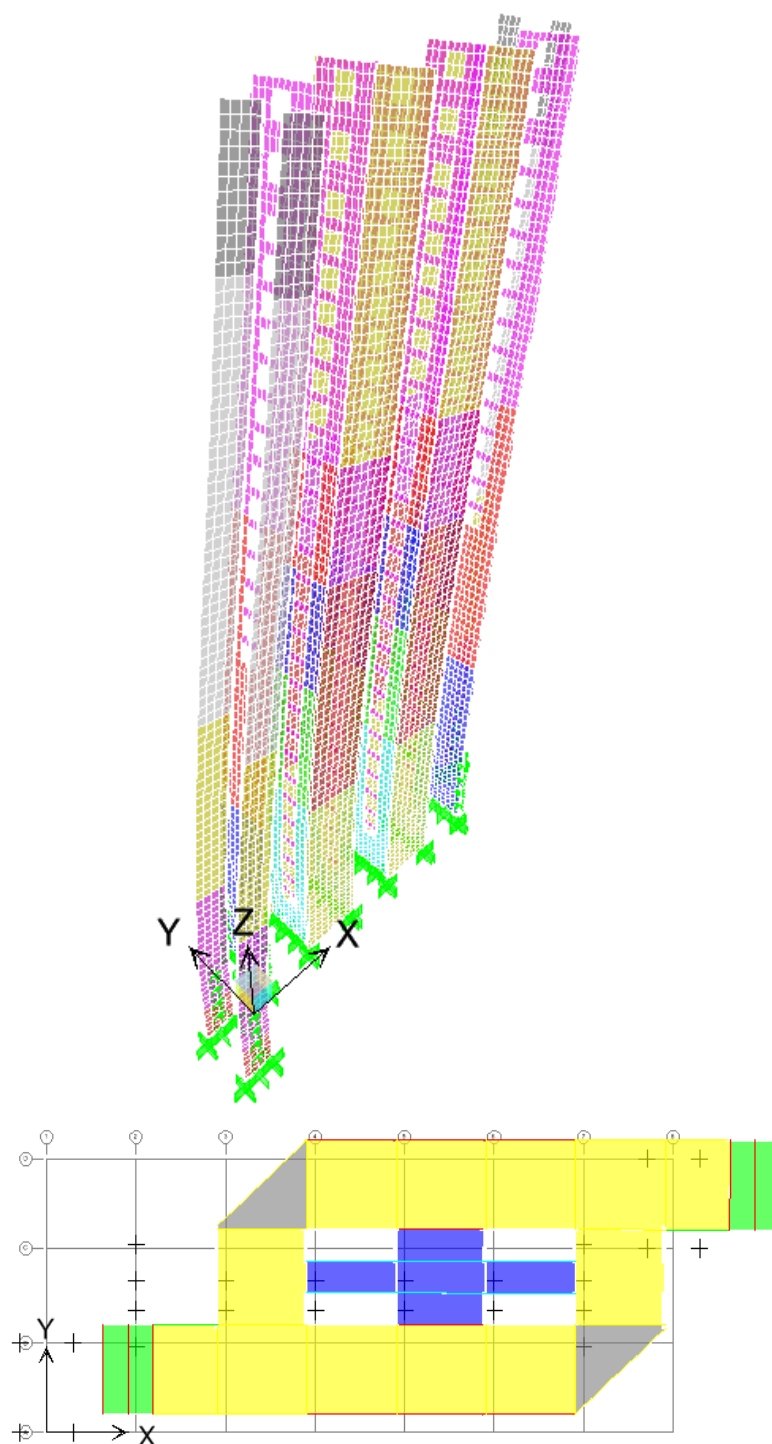


Figura 35: Segundo modo de vibración. Torre Banap
Fuente: Análisis y Resultados. TEG

Modo 3: 1,752 seg

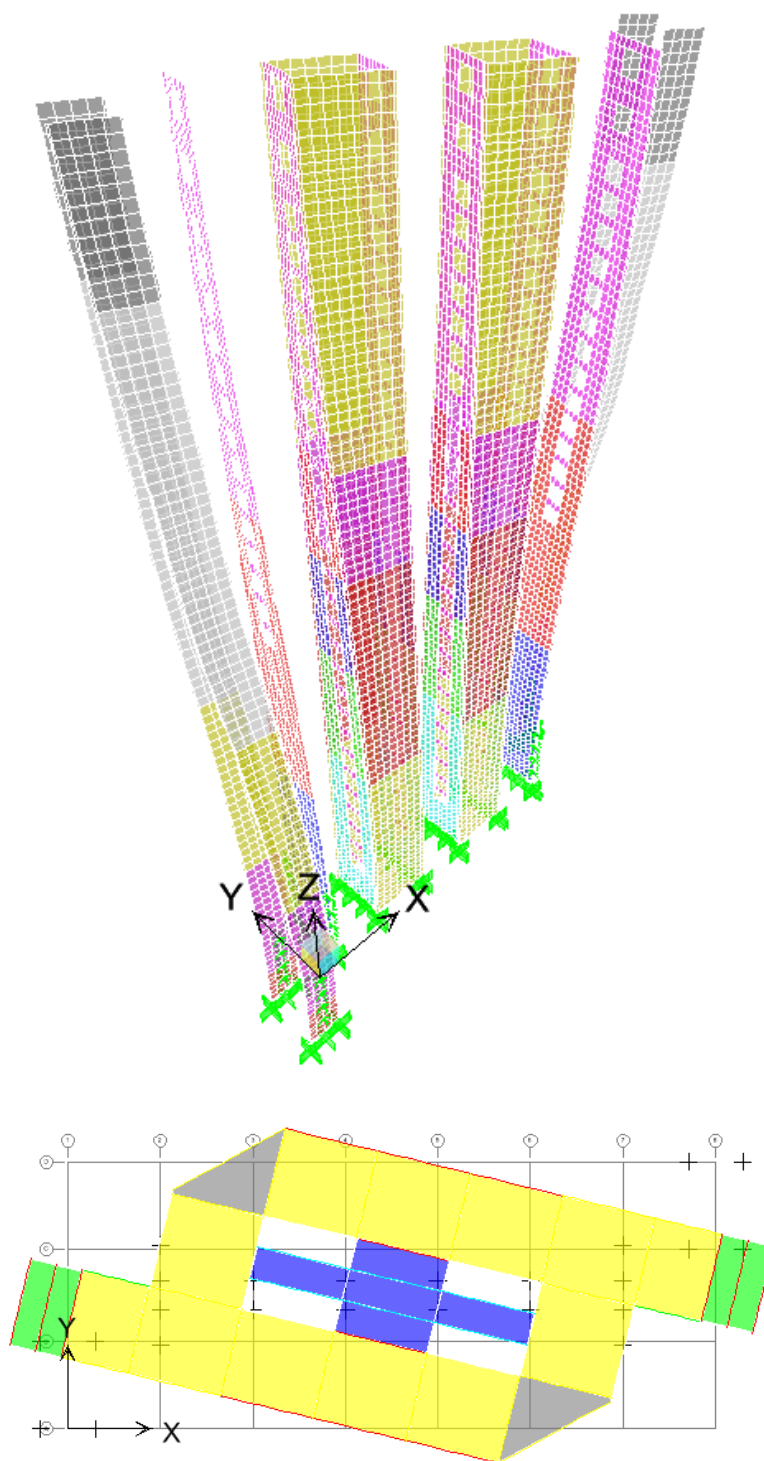


Figura 36: Tercer modo de vibración. Torre Banap
Fuente: Análisis y Resultados. TEG

Torre Británica de Seguros

La Figura 31, representa la deformación de la estructura en dirección del eje X correspondiente al primer modo de vibración ($T=1,909$ seg). Al igual que el primer modo de vibración, la Figura 32, describe un movimiento traslacional en dirección del eje y, que caracteriza el segundo modo de vibración ($T=1,894$ seg) de la estructura. En la Figura 33, se puede observar que el tercer modo ($T=1,262$ seg) de vibración es puramente torsional.

El orden en que se presentan las formas de vibración de la Torre Británica, describen movimientos sobre las direcciones principales, que motivado por la adecuada configuración y simetría de muros ubican el riesgo torsional como el tercer modo de vibración. Este comportamiento, positivo y deseable, pone de manifiesto la buena disposición de los muros estructurales cónsonos con los criterios planteados para su ubicación en planta y desarrollo en altura.

Nótese que el primer modo en dirección X podría ser consecuencia de que los vacíos de los ascensores están ubicados en esta dirección.

Torre Banap

La Torre Banap debido a su geometría particular, no perfectamente simétrica en planta, presenta el primer modo de vibración ($T=2,517$ seg) en dirección Y con una pequeña componente en dirección X, pero sin torsión, indicativo de un desplazamiento lateral diagonal. Ver

Figura 34. De manera similar ocurre en el segundo modo de vibración ($T=2,285$ seg), donde resulta la deformación en sentido X con una pequeña componente en dirección Y, nuevamente representativa de un traslado lateral diagonal, sin torsión. Ver Figura 35. El tercer modo de vibración ($T=1,752$ seg) mostrado en la Figura 36 resulta de torsión pura, sin componentes de deformación laterales. Es evidente del comportamiento estructural anterior, que aunque la planta estructural no es simétrica, la disposición casi simétrica de los muros sismorresistentes condicionó una adecuada respuesta dinámica, comprobándose uno de los objetivos de la investigación planteada en este TEG.

5.2 Masa Participativa

(COVENIN 1756-2001, Artículo 9.6.2.1.ii)

Tabla 4: Masa Participativa. Torre Británica de Seguros

Modo	Período (seg)	Masa Participativa		ΣUX	ΣUY
		UX	UY		
1	1,91	72,02	0,00	72	0
2	1,89	0,00	72,32	72	72
3	1,26	0,00	0,00	72	72
4	0,45	15,03	0,00	87	72
5	0,45	0,00	14,70	87	87
6	0,27	0,00	0,00	87	87
7	0,20	0,00	5,27	87	92
8	0,20	5,32	0,00	92	92
9	0,13	0,00	0,09	92	92
10	0,12	0,00	2,56	92	95
11	0,12	2,67	0,00	95	95
12	0,09	0,00	1,38	95	96
13	0,09	1,42	0,00	96	96
14	0,08	0,00	0,01	96	96
15	0,08	0,00	0,00	96	96

Fuente: Etabs versión 9.2.0

Las estructuras presentan varias formas modales, cada una de ellas asociadas con un período y con una masa traslacional equivalente. Los números de modos a considerar para cada caso, son tales, que garantizan que la sumatoria de las masas participativas excedan el noventa por ciento de la masa total del edificio, para cada una de las direcciones analizadas.

El período fundamental de la estructura es función de la masa y rigidez de la edificación. Guendelman (2000) propone un indicador de rigidez para las estructuras que está directamente asociado con la altura del edificio y el período fundamental de la misma.

Tabla 5: Masa Participativa. Torre Banap

Modo	Período (seg)	Masa Participativa		ΣU_X	ΣU_Y
		U_X	U_Y		
1	2,52	2,83	60,01	3	60
2	2,29	61,03	2,87	64	63
3	1,75	0,00	0,00	64	63
4	0,61	0,94	17,03	65	80
5	0,59	15,92	0,92	81	81
6	0,55	0,00	0,00	81	81
7	0,29	0,00	0,00	81	81
8	0,28	0,03	6,02	81	87
9	0,27	6,08	0,03	87	87
10	0,18	0,00	0,00	87	87
11	0,16	0,01	2,85	87	90
12	0,16	2,99	0,01	90	90
13	0,13	0,00	0,00	90	90
14	0,11	0,00	1,63	90	91
15	0,11	1,65	0,00	91	91
16	0,10	0,00	0,00	91	91
17	0,09	0,00	0,89	91	92

Fuente: Etabs versión 9.2.0

En términos generales, señala que valores de H/T entre 20 y 40 m/seg identifican los edificios flexibles; entre 40 y 70, los de rigidez normal; y sobre 70, hasta un máximo de 150, a los rígidos. De esta forma, la Torre Británica ($H/T=81,25\text{m}/1,91\text{seg}=43\text{m/seg}$) y la Torre Banap ($H/T=103,6\text{m}/2,52\text{seg}=41\text{m/seg}$) entran dentro de la clasificación "rigidez normal".

5.3 Centro de Masa y Centro de Rigidez

Tabla 6: Centro de Masa y centro de Rigidez. Torre Británica de Seguros

Nivel	Diafragma	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	Δ_x (m)	Δ_y (m)
NIVEL 28	D1	23,30	23,30	23,21	23,30	0,09	0,00
NIVEL 27	D1	23,28	23,30	23,21	23,30	0,08	0,00
NIVEL 26	D1	22,53	23,30	23,20	23,30	0,67	0,00
NIVEL 25	D1	23,01	23,30	23,20	23,30	0,19	0,00
NIVEL 24	D1	21,43	23,28	23,19	23,30	1,76	0,02
NIVEL 23	D1	21,92	23,26	23,19	23,30	1,27	0,04
NIVEL 22	D1	21,93	23,26	23,19	23,30	1,26	0,04
NIVEL 21	D1	21,93	23,26	23,18	23,30	1,26	0,04
NIVEL 20	D1	21,95	23,26	23,18	23,30	1,23	0,04
NIVEL 19	D1	21,96	23,26	23,18	23,30	1,22	0,04
NIVEL 18	D1	21,97	23,26	23,18	23,30	1,21	0,04
NIVEL 17	D1	21,98	23,26	23,18	23,30	1,20	0,04
NIVEL 16	D1	22,01	23,26	23,18	23,30	1,17	0,04
NIVEL 15	D1	22,04	23,27	23,18	23,30	1,15	0,04
NIVEL 14	D1	22,04	23,27	23,18	23,30	1,14	0,04
NIVEL 13	D1	22,06	23,27	23,19	23,30	1,13	0,04
NIVEL 12	D1	22,06	23,27	23,19	23,30	1,13	0,03
NIVEL 11	D1	22,08	23,27	23,19	23,30	1,11	0,03
NIVEL 10	D1	22,11	23,27	23,20	23,30	1,09	0,03
NIVEL 9	D1	20,84	23,28	23,20	23,30	2,36	0,02
NIVEL 8	D1	18,43	23,28	21,82	23,30	3,38	0,02
NIVEL 7	D1	18,68	23,28	19,92	23,30	1,24	0,02
NIVEL 6	D1	23,06	23,36				
NIVEL 5	D1	23,06	23,36				
NIVEL 4	D1	23,14	23,39				
NIVEL 3	D1	23,62	23,39				
NIVEL 2	D1	23,37	23,39				
NIVEL 1	D1	23,37	23,39				
NIVEL 28	D2	23,30	48,49	23,26	39,25	0,04	9,25
NIVEL 8	D2	43,85	23,30	38,70	23,30	5,15	0,00
NIVEL 7	D2	46,67	23,30	48,90	23,30	2,23	0,00
NIVEL 28	D3	23,30	-1,89	23,26	7,35	0,04	9,24

Fuente: Etabs versión 9,2,0

Tabla 7: Centro de Masa y centro de Rigidez, Torre Banap

Nivel	Diafragma	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	Δ_x (m)	Δ_y (m)
TSM	D1	31,60	13,01	31,60	13,01	0,00	0,00
PSM	D1	31,61	13,01	31,61	13,01	0,00	0,00
23A	D1	31,62	13,01	31,62	13,01	0,00	0,00
23	D1	31,62	13,01	31,62	13,01	0,00	0,00
22	D1	31,63	13,01	31,63	13,01	0,00	0,00
21	D1	31,63	13,01	31,63	13,01	0,00	0,00
20	D1	31,63	13,01	31,63	13,01	0,00	0,00
19	D1	31,64	13,01	31,64	13,01	0,00	0,00
18	D1	31,64	13,01	31,64	13,01	0,00	0,00
17	D1	31,64	13,01	31,64	13,01	0,00	0,00
16	D1	31,65	13,02	31,65	13,02	0,00	0,00
15	D1	31,65	13,02	31,65	13,02	0,00	0,00
14	D1	31,66	13,02	31,66	13,02	0,00	0,00
13	D1	31,66	13,02	31,66	13,02	0,00	0,00
12	D1	31,66	13,02	31,66	13,02	0,00	0,00
11	D1	31,67	13,02	31,67	13,02	0,00	0,00
10	D1	31,67	13,03	31,67	13,03	0,00	0,00
9	D1	31,68	13,03	31,68	13,03	0,00	0,00
8	D1	31,67	13,03	31,67	13,03	0,00	0,00
7	D1	31,67	13,03	31,67	13,03	0,00	0,00
6	D1	31,67	13,03	31,67	13,03	0,00	0,00
5	D1	31,67	13,03	31,67	13,03	0,00	0,00
4	D1	31,66	13,03	31,66	13,03	0,00	0,00
3	D1	31,66	13,03	31,66	13,03	0,00	0,00
2	D1	31,66	13,03	31,66	13,03	0,00	0,00
1	D1	31,67	13,03	31,67	13,03	0,00	0,00
TM	D1	31,70	13,03	31,70	13,03	0,00	0,00
PB	D1	31,81	12,92	31,81	12,92	0,00	0,00
SS	D1	31,47	13,07				
S1	D1	31,51	13,00				
S2	D1	31,51	13,00				
S3	D1	31,50	13,00				

Fuente: Etabs versión 9.2.0

De acuerdo con estos resultados, se acepta la coincidencia del centro de masa con el centro de rigidez, de esta forma, la fuerza sísmica no producirá momentos de torsión en planta. Estos resultados se corresponden con el hecho de que el modo torsional en ambas estructuras no es el dominante.

Nota: En los casos en que se observa diferencias importantes entre el CM y CR es por causa de la presencia de varios diafragmas en la planta, sin embargo, cuando se analiza la planta como un todo, se entiende la coincidencia de estos puntos.

5.4 Corte Basal

(COVENIN 1756-2001, Artículo 9.6.2.1)

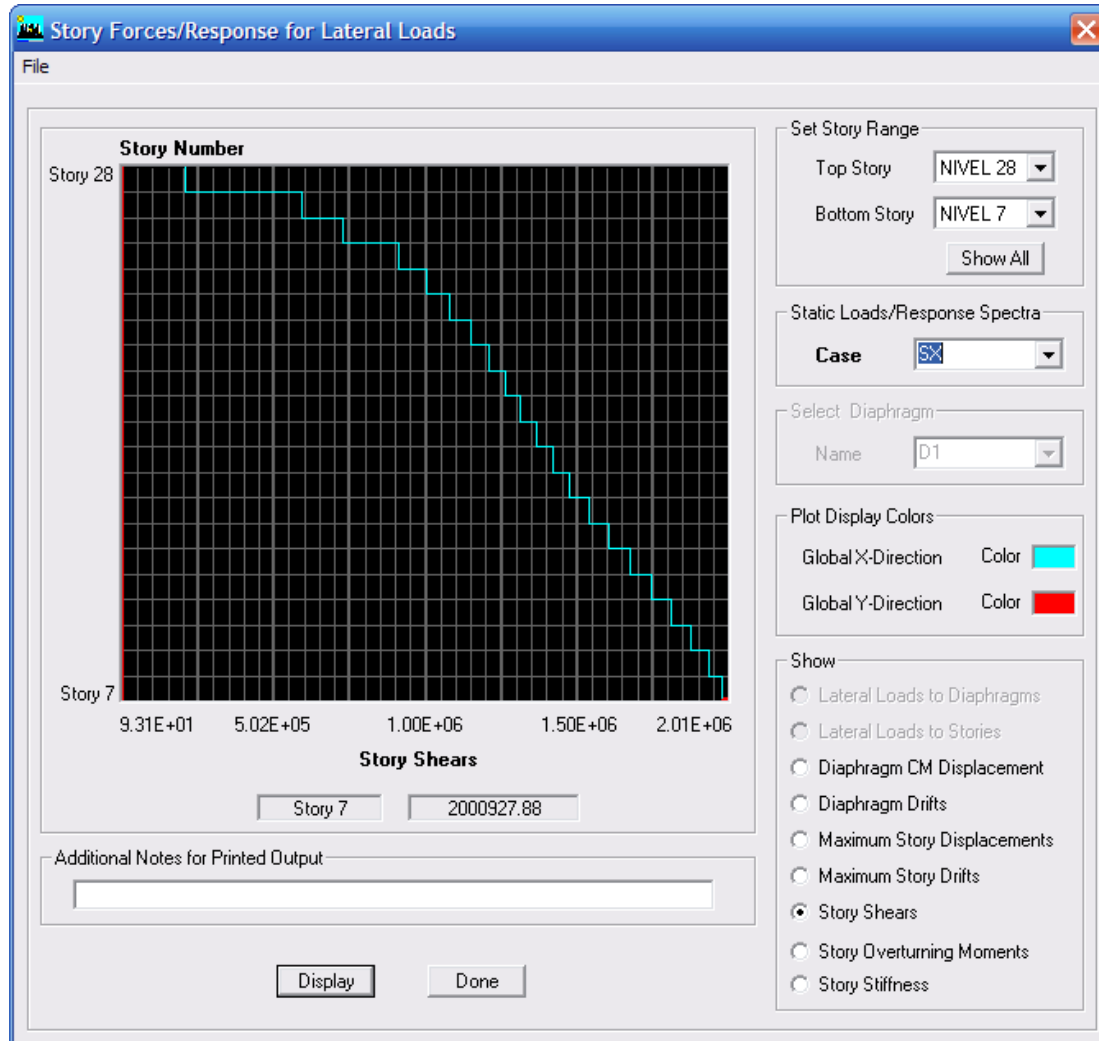


Figura 37: Corte Basal, sismo en X. Torre Británica de Seguros

Fuente: Etabs versión 9.2.0

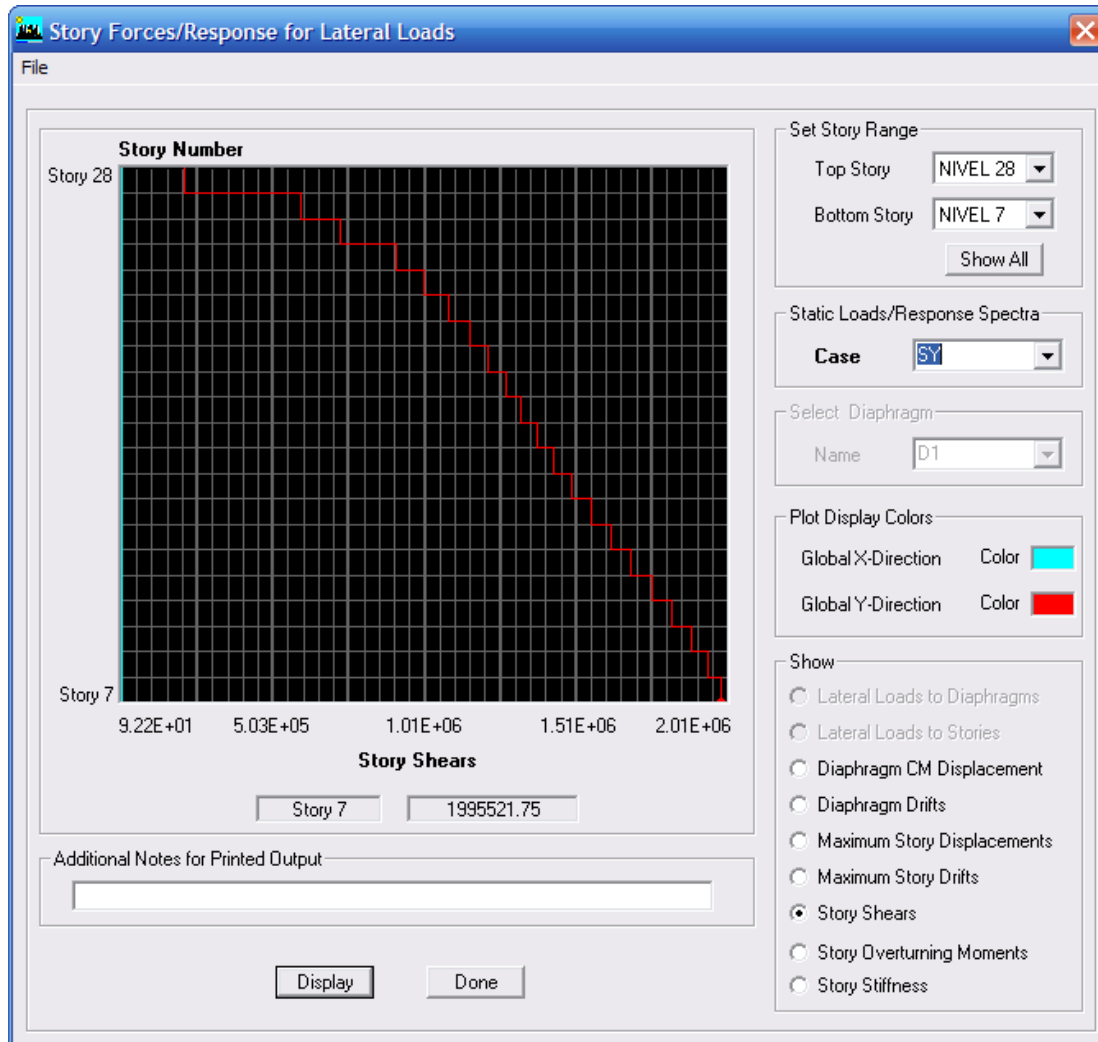


Figura 38: Corte Basal, sismo en Y. Torre Británica de Seguros
Fuente: Etabs versión 9.2.0

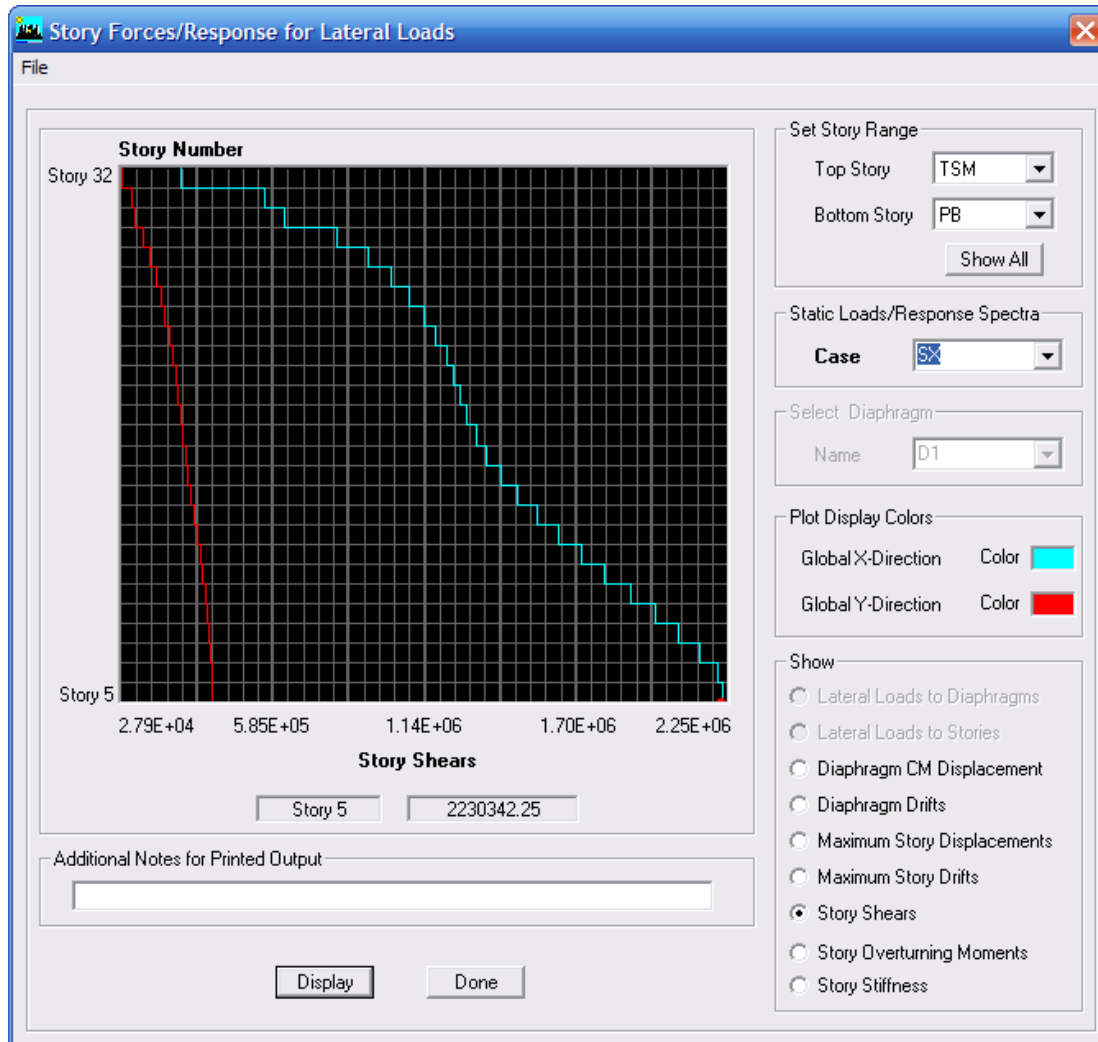


Figura 39: Corte Basal, sismo en X. Torre Banap
Fuente: Etabs versión 9.2.0

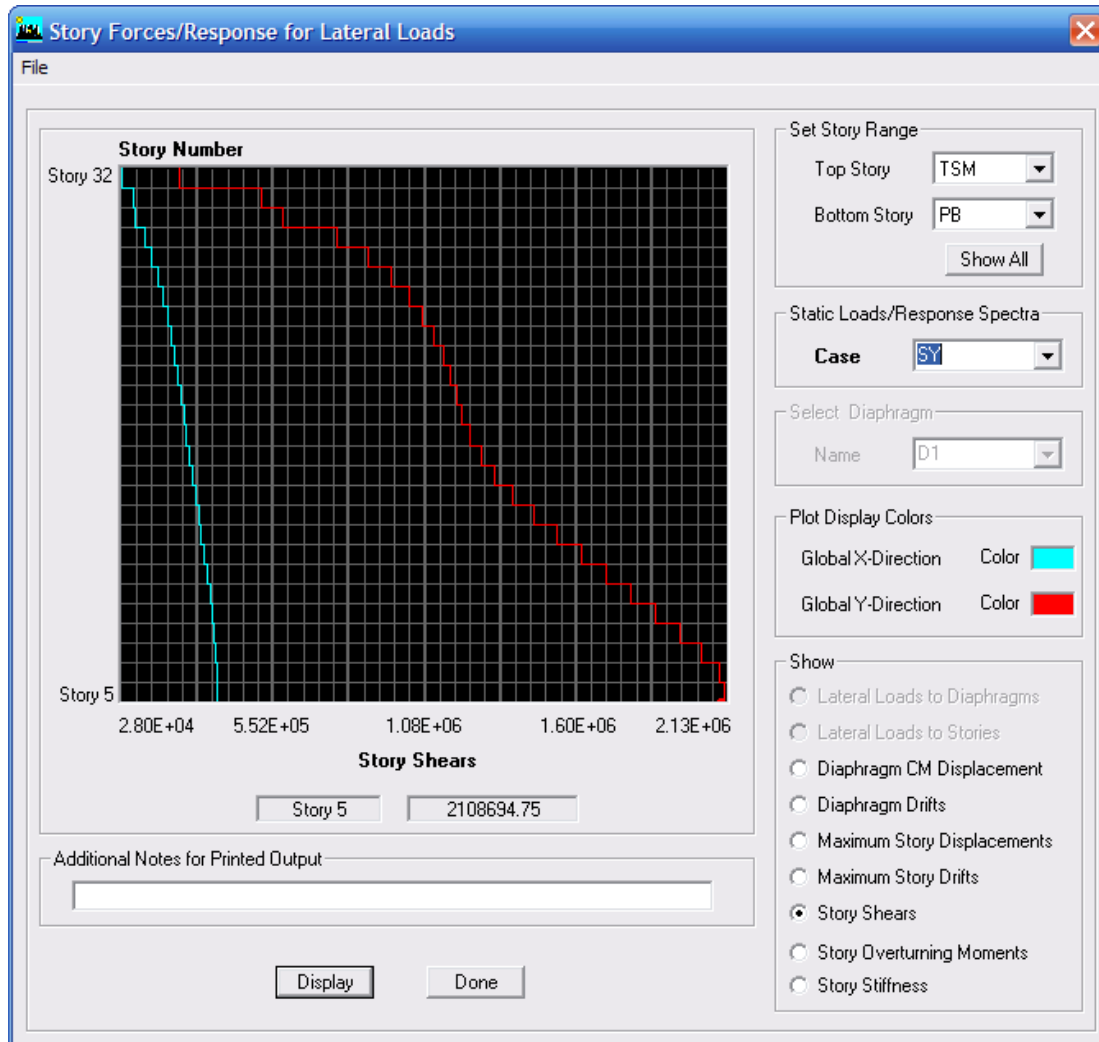


Figura 40: Corte Basal, sismo en Y. Torre Banap
Fuente: Etabs versión 9.2.0

Con respecto al cortante basal, los niveles que dan los mayores valores, son lo que tienen un entrepiso débil a continuación o aquellos niveles con plantas más complejas y robustas que podría aumentar la fuerza lateral consecuencia de la fuerza de inercia. Este resultado, repercute sobre los muros y columnas, ya que se presentarían mayores valores de momento y cortante sobre los elementos.

Revisión Cortante Basal

Torre Británica de Seguros

			TIPO		
Direccion X →			II		
Direccion Y →			II		
Numero de Pisos →			22		
h=			81,25	m	
Ct=			0,07	→	
					Para edificaciones de concreto armado o mixtos de acero-concreto = 0,07
					Para edificaciones de acero = 0,08
		Ta _x =	1,35		
		Ta _y =	1,35		
1,6	*	Ta _x =	2,16		
1,6	*	Ta _y =	2,16		
		Ad _x =	0,06		
		Ad _y =	0,06		
					Crear una combinacion de carga = DD+D+0,5L
		W=	39267568,6	Kg	
		T*=	0,70		
		μ _x =	0,90		μ = al mayor entre μ ₁ y μ ₂
		μ _y =	0,90		μ ₁ = 1.4 $\left[\frac{N+9}{2N+12} \right]$ μ ₂ = 0.80 + $\frac{1}{20} \left[\frac{T}{T^*} - 1 \right]$
		V*o _x =	1971136,63	Kg	
		V*o _y =	1971136,63	Kg	
					V*o = μAdW
		Vo _x =	2006364,84	Kg	
		Vo _y =	2011877,75	Kg	
					$\frac{Vo_{estático}}{Vo_{dinámico}} \geq 1$
		Vo _x /Vo _x =	0,98	Cumple	
		Vo _y /Vo _y =	0,98	Cumple	

Torre Banap

	TIPO		
Direccion X →	II		
Direccion Y →	II		
Numero de Pisos →	27		
h=	103,60	m	
Ct=	0,07	→	Para edificaciones de concreto armado o mixtos de acero-concreto = 0,07
			Para edificaciones de acero = 0,08
Ta _x =	1,62		
Ta _y =	1,62		
1,6 * Ta _x =	2,60		
1,6 * Ta _y =	2,60		
Ad _x =	0,05		
Ad _y =	0,05		
W=	47005330,5	Kg	Crear una combinacion de carga = DD+D+0,5L
T*=	0,70		
μ _x =	0,94	μ = al mayor entre μ ₁ y μ ₂	
μ _y =	0,94	μ ₁ = 1.4 $\left[\frac{N+9}{2N+12} \right]$	μ ₂ = 0.80 + $\frac{1}{20} \left[\frac{T}{T^*} - 1 \right]$
V*o _x =	2098564,47	Kg	
V*o _y =	2098564,47	Kg	V*o = μAdW
Vo _x =	2351414,17	Kg	
Vo _y =	2305145,03	Kg	
Vo _x /Vo _x =	0,89	Cumple	$\frac{Vo_{estático}}{Vo_{dinámico}} \geq 1$
Vo _y /Vo _y =	0,91	Cumple	

Tal como se observa en el chequeo del Cortante Basal exigido por la norma, no fue necesario realizarlo en ningún caso. Para la Torre Británica, las fuerzas cortantes en ambas direcciones son casi iguales por la simetría estructural.

La geometría particular que caracteriza la torre Banap se pone de manifiesto en la diferencia de fuerzas cortantes dinámicas que arroja el programa Etabs.

5.5 Deriva

(COVENIN 1756-2001, Artículo 10.1 y 10.2)

Tabla 8: Deriva. Torre Británica de Seguros

					Derivas Maximas de Piso					
Nivel	Caso de Carga	X	Y	Z	Deriva Elástica		Deriva Inelástica		% Deriva	
					Δex	Δey	Δix	Δiy	x%	y%
28	SX	23.3	-4.9	79.8	0.000		0.002		1.67	
28	SX	48.0	19.7	79.8		0.000		0.000		0.43
28	SY	19.7	48.0	79.8	0.000		0.000		0.49	
28	SY	-4.9	23.3	79.8		0.000		0.002		1.73
27	SX	23.3	-4.9	77.3	0.001		0.003		2.58	
27	SX	51.5	23.3	77.3		0.000		0.001		0.58
27	SY	23.3	51.5	77.3	0.000		0.001		0.63	
27	SY	-4.9	23.3	77.3		0.001		0.003		2.64
26	SX	23.3	-4.9	73.6	0.001		0.003		3.40	
26	SX	51.5	23.3	73.6		0.000		0.001		0.66
26	SY	23.3	51.5	73.6	0.000		0.001		0.72	
26	SY	-4.9	23.3	73.6		0.001		0.003		3.47
25	SX	23.3	-4.9	70.0	0.001		0.004		3.99	
25	SX	51.5	23.3	70.0		0.000		0.001		0.73
25	SY	23.3	51.5	70.0	0.000		0.001		0.80	
25	SY	-4.9	23.3	70.0		0.001		0.004		4.07
24	SX	23.3	-4.9	63.3	0.001		0.005		4.72	
24	SX	51.5	23.3	63.3		0.000		0.001		0.83
24	SY	23.3	51.5	63.3	0.000		0.001		0.92	
24	SY	-4.9	23.3	63.3		0.001		0.005		4.81
23	SX	23.3	-4.9	59.6	0.001		0.005		5.05	
23	SX	51.5	23.3	59.6		0.000		0.001		0.88
23	SY	23.3	51.5	59.6	0.000		0.001		0.97	
23	SY	-4.9	23.3	59.6		0.001		0.005		5.14
22	SX	23.3	-4.9	56.0	0.001		0.005		5.33	
22	SX	51.5	23.3	56.0		0.000		0.001		0.93
22	SY	23.3	51.5	56.0	0.000		0.001		1.02	
22	SY	-4.9	23.3	56.0		0.001		0.005		5.44
21	SX	23.3	-4.9	52.3	0.001		0.006		5.55	
21	SX	51.5	23.3	52.3		0.000		0.001		0.97
21	SY	23.3	51.5	52.3	0.000		0.001		1.07	
21	SY	-4.9	23.3	52.3		0.001		0.006		5.66
20	SX	23.3	-4.9	48.7	0.001		0.006		5.72	
20	SX	51.5	23.3	48.7		0.000		0.001		1.01
20	SY	23.3	51.5	48.7	0.000		0.001		1.11	

Fuente: Etabs versión 9.2.0

Tabla 8: Deriva. Torre Británica de Seguros

					Derivas Maximas de Piso					
Nivel	Caso de Carga	X	Y	Z	Deriva Elástica		Deriva Inelástica		% Deriva	
					Δex	Δey	Δix	Δiy	x%	y%
20	SY	-4.9	23.3	48.7	0.001		0.006		5.83	
19	SX	23.3	-4.9	45.0	0.001		0.006		5.82	
19	SX	51.5	23.3	45.0	0.000		0.001		1.04	
19	SY	23.3	51.5	45.0	0.000		0.001		1.14	
19	SY	-4.9	23.3	45.0	0.001		0.006		5.94	
18	SX	23.3	-4.9	41.4	0.001		0.006		5.88	
18	SX	51.5	23.3	41.4	0.000		0.001		1.06	
18	SY	23.3	51.5	41.4	0.000		0.001		1.16	
18	SY	-4.9	23.3	41.4	0.001		0.006		6.00	
17	SX	23.3	-4.9	40.2	0.001		0.006		5.88	
17	SX	51.5	23.3	40.2	0.000		0.001		1.06	
17	SY	23.3	51.5	40.2	0.000		0.001		1.16	
17	SY	-4.9	23.3	40.2	0.002		0.006		6.00	
16	SX	23.3	-4.9	36.5	0.001		0.006		5.78	
16	SX	51.5	23.3	35.3	0.000		0.001		1.04	
16	SY	23.3	51.5	35.3	0.000		0.001		1.14	
16	SY	-4.9	23.3	36.5	0.001		0.006		5.89	
15	SX	23.3	-4.9	32.9	0.001		0.006		5.72	
15	SX	51.5	23.3	32.9	0.000		0.001		1.04	
15	SY	23.3	51.5	32.9	0.000		0.001		1.14	
15	SY	-4.9	23.3	32.9	0.001		0.006		5.83	
14	SX	23.3	-4.9	29.2	0.001		0.006		5.58	
14	SX	51.5	23.3	29.2	0.000		0.001		1.02	
14	SY	23.3	51.5	29.2	0.000		0.001		1.12	
14	SY	-4.9	23.3	29.2	0.001		0.006		5.70	
13	SX	23.3	-4.9	25.6	0.001		0.005		5.40	
13	SX	51.5	23.3	25.6	0.000		0.001		1.00	
13	SY	23.3	51.5	25.6	0.000		0.001		1.09	
13	SY	-4.9	23.3	25.6	0.001		0.006		5.51	
12	SX	23.3	-4.9	21.9	0.001		0.005		5.13	
12	SX	51.5	23.3	21.9	0.000		0.001		0.96	
12	SY	23.3	51.5	21.9	0.000		0.001		1.05	
12	SY	-4.9	23.3	21.9	0.001		0.005		5.24	
11	SX	23.3	-4.9	18.3	0.001		0.005		4.73	
11	SX	51.5	23.3	18.3	0.000		0.001		0.88	
11	SY	23.3	51.5	18.3	0.000		0.001		0.97	
11	SY	-4.9	23.3	18.3	0.001		0.005		4.82	
10	SX	23.3	-4.9	14.6	0.001		0.004		4.34	
10	SX	51.5	23.3	14.6	0.000		0.001		0.82	

Fuente: Etabs versión 9.2.0

Tabla 8: Deriva. Torre Británica de Seguros

					Derivas Maximas de Piso					
Nivel	Caso de Carga	X	Y	Z	Deriva Elástica		Deriva Inelástica		% Deriva	
					Δex	Δey	Δix	Δiy	x%	y%
10	SY	23.3	51.5	14.6	0.000		0.001		0.90	
10	SY	-4.9	23.3	14.6		0.001		0.004		4.42
9	SX	23.3	-4.9	11.0	0.001		0.004		3.85	
9	SX	51.5	23.3	11.0		0.000		0.001		0.74
9	SY	23.3	51.5	11.0	0.000		0.001		0.81	
9	SY	-4.9	23.3	11.0		0.001		0.004		3.92
8	SX	23.3	-4.9	7.3	0.001		0.003		3.23	
8	SX	51.5	23.3	7.3		0.000		0.001		0.65
8	SY	23.3	51.5	7.3	0.000		0.001		0.71	
8	SY	-4.9	23.3	7.3		0.001		0.003		3.29
7	SX	23.3	-4.9	3.7	0.001		0.002		2.33	
7	SX	51.5	23.3	3.7		0.000		0.001		0.52
7	SY	23.3	-4.9	3.7	0.000		0.001		0.56	
7	SY	-4.9	23.3	3.7		0.001		0.002		2.37

Fuente: Etabs versión 9.2.0

Tabla 9: Deriva. Torre Banap

					Derivas Maximas de Piso					
Nivel	Caso de Carga	X	Y	Z	Deriva Elástica		Deriva Inelástica		% Deriva	
					Δex	Δey	Δix	Δiy	x%	y%
TSM	SX	65.5	26.0	99.9	0.001		0.005		4.50	
TSM	SX	-2.7	8.5	99.9		0.000		0.001		0.74
TSM	SY	65.5	26.0	99.9	0.000		0.001		0.80	
TSM	SY	-2.7	8.5	99.9		0.002		0.006		6.21
PSM	SX	65.5	26.0	96.2	0.001		0.005		4.73	
PSM	SX	-2.7	8.5	96.2		0.000		0.001		0.80
PSM	SY	65.5	26.0	96.2	0.000		0.001		0.85	
PSM	SY	-2.7	8.5	96.2		0.002		0.006		6.44
23A	SX	65.5	26.0	92.5	0.001		0.005		4.82	
23A	SX	-2.7	8.5	92.5		0.000		0.001		0.83
23A	SY	65.5	26.0	92.5	0.000		0.001		0.87	
23A	SY	-2.7	8.5	92.5		0.002		0.007		6.54
23	SX	65.5	26.0	88.8	0.001		0.005		4.83	
23	SX	-2.7	8.5	88.8		0.000		0.001		0.87
23	SY	65.5	26.0	88.8	0.000		0.001		0.90	
23	SY	-2.7	8.5	88.8		0.002		0.007		6.66

Fuente: Etabs versión 9.2.0

Tabla 9: Deriva. Torre Banap

Nivel	Caso de Carga	X	Y	Z	Derivas Maximas de Piso					
					Deriva Elástica		Deriva Inelástica		% Deriva	
					Δ_{ex}	Δ_{ey}	Δ_{ix}	Δ_{iy}	$x\%$	$y\%$
22	SX	65.5	26.0	85.1	0.001		0.005		4.92	
22	SX	-2.7	8.5	85.1		0.000		0.001		0.92
22	SY	65.5	26.0	85.1	0.000		0.001		0.94	
22	SY	-2.7	8.5	85.1		0.002		0.007		6.81
21	SX	65.5	26.0	81.4	0.001		0.005		5.00	
21	SX	-2.7	8.5	81.4		0.000		0.001		0.96
21	SY	65.5	26.0	81.4	0.000		0.001		0.96	
21	SY	-2.7	8.5	81.4		0.002		0.007		6.94
20	SX	65.5	26.0	77.7	0.001		0.005		5.06	
20	SX	-2.7	8.5	77.7		0.000		0.001		0.99
20	SY	65.5	26.0	77.7	0.000		0.001		0.99	
20	SY	-2.7	8.5	77.7		0.002		0.007		7.04
19	SX	65.5	26.0	74.0	0.001		0.005		5.11	
19	SX	-2.7	8.5	74.0		0.000		0.001		1.02
19	SY	2.5	0.0	74.0	0.000		0.001		1.01	
19	SY	-2.7	8.5	74.0		0.002		0.007		7.13
18	SX	65.5	26.0	70.3	0.001		0.005		5.16	
18	SX	-2.7	8.5	70.3		0.000		0.001		1.06
18	SY	2.5	0.0	70.3	0.000		0.001		1.04	
18	SY	-2.7	8.5	70.3		0.002		0.007		7.19
17	SX	65.5	26.0	66.6	0.001		0.005		5.19	
17	SX	-2.7	8.5	66.6		0.000		0.001		1.09
17	SY	2.5	0.0	66.6	0.000		0.001		1.05	
17	SY	-2.7	8.5	66.6		0.002		0.007		7.21
16	SX	65.5	26.0	62.9	0.001		0.005		5.20	
16	SX	-2.7	8.5	62.9		0.000		0.001		1.12
16	SY	2.5	0.0	62.9	0.000		0.001		1.06	
16	SY	-2.7	8.5	62.9		0.002		0.007		7.20
15	SX	65.5	26.0	59.2	0.001		0.005		5.10	
15	SX	-2.7	8.5	59.2		0.000		0.001		1.12
15	SY	2.5	0.0	59.2	0.000		0.001		1.06	
15	SY	-2.7	8.5	59.2		0.002		0.007		7.12
14	SX	65.5	26.0	55.5	0.001		0.005		5.04	
14	SX	-2.7	8.5	55.5		0.000		0.001		1.14
14	SY	2.5	0.0	55.5	0.000		0.001		1.06	
14	SY	-2.7	8.5	55.5		0.002		0.007		7.06
13	SX	65.5	26.0	51.8	0.001		0.005		4.97	
13	SX	-2.7	8.5	51.8		0.000		0.001		1.15

Fuente: Etabs versión 9.2.0

Tabla 9: Deriva. Torre Banap

Nivel	Caso de Carga	X	Y	Z	Derivas Maximas de Piso					
					Deriva Elástica		Deriva Inelástica		% Deriva	
					Δ_{ex}	Δ_{ey}	Δ_{ix}	Δ_{iy}	$x\%$	$y\%$
13	SY	2.5	0.0	51.8	0.000		0.001		1.07	
13	SY	-2.7	8.5	51.8		0.002		0.007		7.01
12	SX	65.5	26.0	48.1	0.001		0.005		4.88	
12	SX	-2.7	8.5	48.1		0.000		0.001		1.16
12	SY	2.5	0.0	48.1	0.000		0.001		1.07	
12	SY	-2.7	8.5	48.1		0.002		0.007		6.92
11	SX	65.5	26.0	44.4	0.001		0.005		4.70	
11	SX	-2.7	0.0	44.4		0.000		0.001		1.16
11	SY	2.5	0.0	44.4	0.000		0.001		1.05	
11	SY	-2.7	8.5	44.4		0.002		0.007		6.76
10	SX	65.5	26.0	40.7	0.001		0.005		4.56	
10	SX	-2.7	8.5	40.7		0.000		0.001		1.15
10	SY	2.5	0.0	40.7	0.000		0.001		1.04	
10	SY	-2.7	8.5	40.7		0.002		0.007		6.62
9	SX	65.5	26.0	37.0	0.001		0.004		4.38	
9	SX	-2.7	8.5	37.0		0.000		0.001		1.13
9	SY	2.5	0.0	37.0	0.000		0.001		1.02	
9	SY	-2.7	8.5	37.0		0.002		0.006		6.40
8	SX	65.5	26.0	33.3	0.001		0.004		4.21	
8	SX	-2.7	8.5	33.3		0.000		0.001		1.14
8	SY	2.5	0.0	33.3	0.000		0.001		1.00	
8	SY	-2.7	8.5	33.3		0.002		0.006		6.24
7	SX	65.5	26.0	29.6	0.001		0.004		4.01	
7	SX	-2.7	8.5	29.6		0.000		0.001		1.14
7	SY	2.5	0.0	29.6	0.000		0.001		0.98	
7	SY	-2.7	8.5	29.6		0.002		0.006		6.03
6	SX	65.5	26.0	25.9	0.001		0.004		3.79	
6	SX	-2.7	8.5	25.9		0.000		0.001		1.14
6	SY	2.5	0.0	25.9	0.000		0.001		0.94	
6	SY	-2.7	8.5	25.9		0.001		0.006		5.80
5	SX	65.5	26.0	22.2	0.001		0.004		3.52	
5	SX	-2.7	8.5	22.2		0.000		0.001		1.12
5	SY	65.5	26.0	22.2	0.000		0.001		0.90	
5	SY	-2.7	8.5	22.2		0.001		0.005		5.50
4	SX	65.5	26.0	18.5	0.001		0.003		3.22	
4	SX	-2.7	8.5	18.5		0.000		0.001		1.10
4	SY	65.5	26.0	18.5	0.000		0.001		0.88	
4	SY	-2.7	8.5	18.5		0.001		0.005		5.13

Fuente: Etabs versión 9.2.0

Tabla 9: Deriva. Torre Banap

Nivel	Caso de Carga	X	Y	Z	Derivas Maximas de Piso					
					Deriva Elástica		Deriva Inelástica		% Deriva	
					Δ_{ex}	Δ_{ey}	Δ_{ix}	Δ_{iy}	$x\%$	$y\%$
3	SX	65.5	26.0	14.8	0.001		0.003		2.85	
3	SX	-2.7	8.5	14.8		0.000		0.001		1.06
3	SY	65.5	26.0	14.8	0.000		0.001		0.83	
3	SY	-2.7	8.5	14.8		0.001		0.005		4.66
2	SX	65.5	26.0	11.1	0.001		0.002		2.43	
2	SX	-2.7	0.0	11.1		0.000		0.001		1.00
2	SY	65.5	26.0	11.1	0.000		0.001		0.77	
2	SY	-2.7	8.5	11.1		0.001		0.004		4.08
1	SX	65.5	26.0	7.4	0.000		0.002		1.95	
1	SX	-2.7	8.5	7.4		0.000		0.001		0.95
1	SY	65.5	26.0	7.4	0.000		0.001		0.73	
1	SY	-2.7	8.5	7.4		0.001		0.003		3.40
TM	SX	65.5	26.0	3.7	0.000		0.001		0.61	
TM	SX	-2.7	8.5	3.7		0.000		0.001		1.32
TM	SY	65.5	26.0	3.7	0.000		0.001		1.11	
TM	SY	-2.7	8.5	3.7		0.001		0.002		2.43
PB	SX	18.0	8.5	-1.2	0.000		0.000		0.02	
PB	SX	27.5	8.5	-1.2		0.000		0.000		0.04
PB	SY	45.0	14.4	-1.2	0.000		0.000		0.07	
PB	SY	27.5	17.5	-1.2		0.000		0.000		0.09

Fuente: Etabs versión 9.2.0

De lo antes expuesto se establece que el desplazamiento lateral está controlado dentro de los límites normativos. El cual debe ser inferior a 15% en cada caso.

En general, los resultados de los análisis de los modelos matemáticos de la Torre Británica y de la Torre Banap desarrollados originalmente (1977-78) para redactar el proyecto estructural de ambas edificaciones coincidieron esencialmente con los resultados arrojados por el programa Etabs, las ligeras variaciones numéricas son evidentemente consecuencia de métodos de análisis distintos, el programa Etabs es una herramienta basada en

análisis de elementos finitos, particularmente adecuado para el análisis de los muros, y originalmente los análisis se desarrollaron considerando independientemente las propiedades de cada pórtico, realizando posteriormente el ensamblaje de las diversas líneas resistentes de las estructuras.

CONCLUSIONES

El interés principal de este estudio está relacionado con la discusión de algunas condiciones que deben cumplir las distribuciones y configuraciones de muros estructurales. Se presentaron algunos criterios para sugerir recomendaciones prácticas con el fin de brindar sismorresistencia a edificaciones usando muros estructurales, y se realizó el análisis estructural de la Torre Británica de Seguros y la Torre Banap, con la finalidad de comprobar los criterios planteados.

De los resultados observados es claro que la Torre Británica de Seguros y la Torre Banap desarrollaron comportamientos estructurales apropiados, que lograron comprobar con éxito los objetivos de éste trabajo especial de grado. Nótese que la estructuración de la Torre Británica es simétrica, y la solución adoptada para la Torre Banap presenta asimetrías que fueron compensadas por la distribución simétrica de los muros sismorresistentes.

Del estudio realizado, se reconoce que la coincidencia de los criterios para el uso de muros estructurales y el comportamiento dinámico adecuado que presentan las Torres estudiadas, tienen un trasfondo estructural más profundo que los criterios que aquí se exponen, sin embargo, se acepta y se reconoce la contribución de resistencia, rigidez y ductilidad que éstos muros estructurales proveen a éstas estructuras bajo las configuraciones en que se encuentran.

De esta forma, se comprueban los criterios planteados en este trabajo para el uso de muros sismorresistentes en edificaciones, que se resumen a continuación:

1. Un diseño adecuado para un muro de concreto armado debe ser tal, que sea capaz de lograr la rigidez, resistencia y ductilidad necesaria para resistir las deformaciones y fuerzas que se generan sobre él, sin sufrir degradación del material.
2. Es necesario alinear los ejes de los muros con las líneas de resistencia de la estructura, de forma tal que dichos elementos puedan interaccionar eficientemente con otros componentes estructurales.
3. Conviene aprovechar el perímetro y la geometría de los núcleos de servicio para adaptarse a las exigencias arquitectónicas incorporando secciones transversales con formas de: I, T, L, U ó formas angulares de secciones transversales, a lo largo de toda la altura del edificio.
4. La mejor distribución estructural, es la que logra hacer coincidir el centro de masa con el centro de rigidez de la planta, a fin de controlar los problemas de torsión.
5. Las líneas de resistencia perimetrales resultan ideales para la ubicación de los muros sismorresistentes, ya que disponen de un brazo de palanca mayor, para contrarrestar los eventuales momentos de torsión que se producen en planta. Esto fue perfectamente comprobado por el comportamiento de la estructura de la Torre Británica.

6. No deben presentarse cambios bruscos de rigidez en la altura del muro estructural, ya que podrían causar efectos indeseables de concentración de esfuerzos sobre el muro y otros elementos. Por otra parte, es posible disminuir sus espesores, teniendo cuidado de realizar dicha disminución, a fin de evitar bruscos cambios de rigidez y resistencia.
7. Es ideal, que los muros sismorresistentes sean continuos desde sus fundaciones hasta su parte más alta.
8. Las fundaciones deben dar total empotramiento a la base del muro, debiendo existir suficientes conexiones de los muros estructurales en cada piso para transmitir las cargas horizontales. Los detalles de este tema escapan de los objetivos plantados en este trabajo.

RECOMENDACIONES

- Ante un proyecto estructural, es de vital importancia que el ingeniero entienda la influencia que tienen las configuraciones de los muros estructurales sobre el comportamiento de la edificación. De esta forma, el ingeniero debe estar en capacidad de discutir con el arquitecto, de ser necesario, criterios básicos, como los que aquí se plantearon.
- Se sugiere dedicar el tiempo que sea necesario para considerar las configuraciones de elementos, a fin de lograr mejores respuestas en la estructura.
- Para una continuación de ésta línea de investigación, se sugiere, llevar el tema a grados más profundos, con cálculos y comparaciones más estructuradas, que permitan llegar a conclusiones más importantes y determinante en el cálculo de los muros estructurales, ya que lo que aquí se obtuvo son criterios muy generales, que solo indagan en el aspecto conceptual del muro. Este tema, podría ser desarrollado en otro Trabajo Espacial de Grado a futuro, y partir del punto de llegada de éste, ya que éste desarrollo material importante que por la profundidad del mismo no pudieron ser explotados a su máxima capacidad.
- Se propone utilizar los modelos estructurales que aquí se desarrollaron para trabajar en otras líneas de investigación.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Arnold C., Reitherman R., "Building Configuration and Seismic Design", John Wiley & Sons, New York, 1982.
- [2] Bazan E., Meli R., "Diseño Sísmico de Edificios", Limusa, Mexico, 2007.
- [3] Computers and Structures, Inc. "Concrete Frame Design Manual", CSI, Berkeley, California, USA, 2002.
- [4] Computers and Structures, Inc. "Etabs, Software Integrado de Diseño de Edificio", CSI, Berkeley, California, USA, 2003.
- [5] Computers and Structures, Inc. "Programa de Cálculo Estructural para Edificaciones Etabs". Versión 9.2.0.
- [6] Covenin 1756-2001. "Edificaciones Sismorresistentes". Norma Covenin 1756. Caracas, Venezuela.
- [7] Guendelman T. (Marzo 2000). "Perfil Bio - Sísmico de Edificios". Revista Bit (pp. 30-33). Chile.
- [8] Hernández E., "Manual de Aplicación del Programa ETABS v9". Caracas, 2008.
- [9] Mazzeo A. (2008). "Pilás Coladas para Fundaciones de Estructuras Sismorresistentes". XXXIII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural.

[10] Mazzeo A. "Earthquake Design of a 32-Story A-Shape Reinforced Concrete Building", Paper 244, Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome 1973.

[11] Mazzeo A. Hotel Macuto-Sheraton. Reparaciones de los Daños Causados por el Sismo del 29 de Julio de 1967. Ministerio de Obras Públicas. Informe Técnico de Circulación Limitada, Febrero 1969.

[12] Muros de Hormigon Comportamiento, Analisis y Diseño (2006). Recuperado el 17 de Abril de 2009. <http://foros.construaprende.com/muros-de-hormigon-comportamiento-analisis-y-diseno-vt1139.html?sid=84b7b0649affddca53c3669690b50964>.

[13] Otani, S. (2007, agosto 20-22). "Vulnerabilidad Sísmica en Edificios de Concreto Armado". Ponencia presentada en la Conferencia Internacional en Ingeniería Sísmica (pp. 1-14). Lima.

[14] Padilla A., Caiza P. "Análisis y Diseño de Bloque de Escaleras más Ascensores con Muros de Corte". Ecuador, 2007.

[15] Park R., "Capacity Design and Assessment of Reinforced Concrete Structures for Earthquake Resistance", feb 2002 Congress, Osaka, Japan, 2002.

[16] Park R., Paulay T., "Reinforced Concrete Structures", John Wiley & Sons, Inc., New York, 1983.

[17] Paulay T., Priestley M.J.N., "Sismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", John Wiley & Sons, Inc., New Cork, 1992.

[18] Piqué del Pozo, J. (2002). "Diseño por Capacidad: Estrategia neozelandesa de diseño sismorresistente". CISMID, 1-15.

[19] Rosenblueth, E., Editor, "Design of Earthquake Resistant Structures", Pentech Press Limited, Plymouth, U.K. 1980.

[20] Sencico (2008). "Diseño Sismorresistente, primera parte". Perú: Alejandro Muñoz.

APÉNDICE A: ANALISIS DE EDIFICACIONES SISMORRESISTENTE CON MUROS ESTRUCTURALES

El presente apéndice, junto con el capítulo de "Resultados y Análisis" tiene por objetivo presenta la información básica, resultados y análisis estructural de la Torre Británica de Seguros y la Torre Banap a fin de validar los criterios planteados en el capítulo "Criterios para el uso de Muros Estructurales".

A.1 MEMORIA DESCRIPTIVA

A.1.1 Ubicación y status de construcción

A.1.1.1 Torre Británica de Seguros

Construcción finalizada en 1979, ubicada en Av. José Félix Sosa con Av. Luis Roche, Urb. Altamira Sur, Caracas.

A.1.1.2 Torre Banap

Estructura calculada en 1975, construcción no ejecutada, a ser ubicada en Av. Libertador y el Boulevard Santa Rosa, San Bernardino, Caracas.

A.1.2 Generalidades

Edificaciones sismorresistentes de concreto armado compuestas por un sistema estructural pórticos - muros, que ordena sus principales elementos estructurales en las distintas líneas de resistencia.

A.1.3 Descripción

A.1.3.1 Torre Británica de Seguros

Básicamente, la Torre Británica se compone por 21 niveles, un techo (helipuerto), una planta de acceso (PB) y 5 sótanos. La planta tipo en forma de cruz (Figura 4.1) presenta una geometría regular, con dos ductos de ascensores ubicados en el ala "sur - este" de la estructura. Por otra parte, la planta para los sótanos es cuadrada (Figura 4.2), y esta delimitada por un muro colado; al igual que en la planta tipo, el ducto de los ascensores esta ubicado en el ala "sur - este" de la estructura para generar una continuidad del ducto que nacen en el sótano 3 del edificio. En general, la altura de entrepisos es de 3,65m con excepciones de 4m y 4,25m en los niveles superiores, el entrepiso en los sótanos es de 3m; el sistema estructural a base de pórticos ortogonales esta conformado por vigas, columnas y muros de concreto armado. Los muros estructurales con forma de "U" están ubicados en las 4 alas, nacen en las fundaciones y finalizan en el techo. Las losas de piso son aligeradas, armadas en dos sentidos y proyectadas para ser construidas con formaletas de uso recuperable.

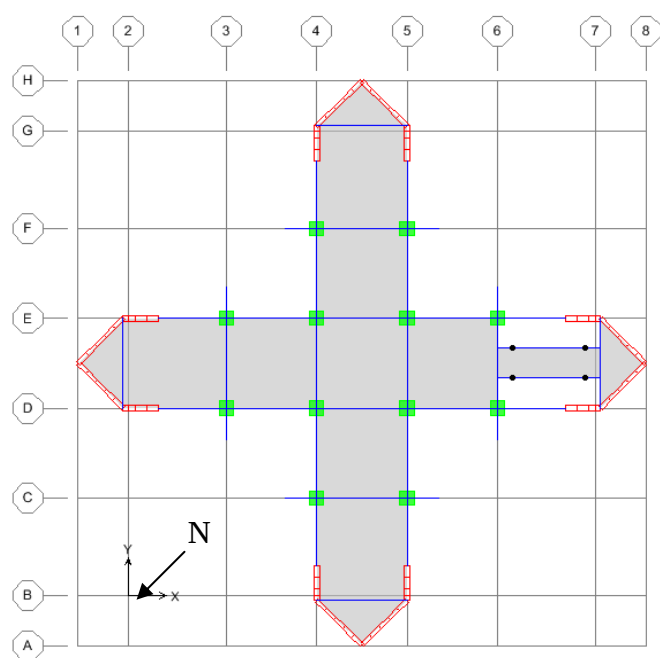


Figura 41: Planta Tipo. Torre Británica de Seguros
Fuente: Etabs versión 9.2.0

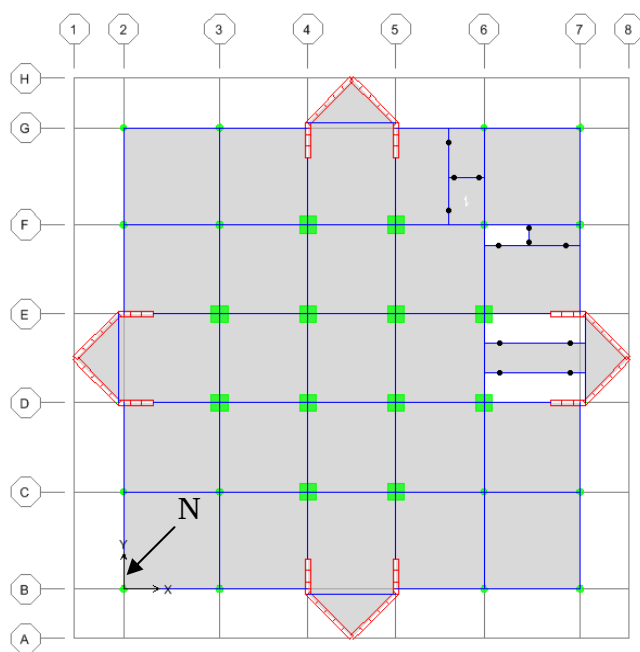


Figura 42: Planta Sótanos. Torre Británica de Seguros
Fuente: Etabs versión 9.2.0

A.1.3.2 Torre Banap

El edificio consta de 31 niveles que ocupan el área definida para cada planta de la siguiente forma: 3 sótanos, 1 semi-sótano, planta baja, techo sin acceso y 25 niveles destinados para oficinas (casi en su totalidad). Las plantas del edificio presentan diversas formas poligonales. Todas se mantienen en la proyección del paralelogramo perimetral. En general, la altura de los entrepisos es de 3,7 metros, a excepción de los 3 sótanos y el semi-sótano que tienen 3 metros de altura. Los muros estructurales, ubicados en el perímetro de la estructura, ejes 2 y 7, nacen en las fundaciones y finalizan en nivel 9, en donde se transforman en dos muros más pequeños, unidos por dinteles. En cada uno de los pórticos A, B, C y D se incorpora un muro sencillo y continuo hasta el techo. Los dos ductos de los ascensores están ubicados en el área central de la planta, ambos se forman por dos pantallas de concreto armado en forma de "U" de dimensiones constantes (varia solamente el espesor), que se conecta por dinteles de especiales consideraciones de diseño. Las losas de piso son aligeradas, armadas en dos sentidos y proyectadas para ser construidas con formaletas de uso recuperable.

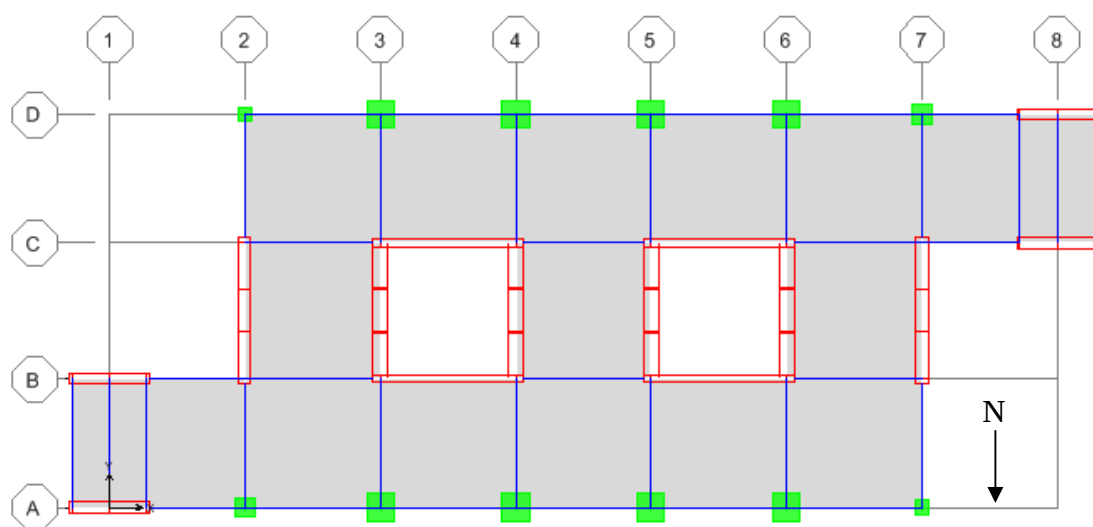


Figura 43: Planta Sótanos. Torre Banap
Fuente: Etabs versión 9.2.0

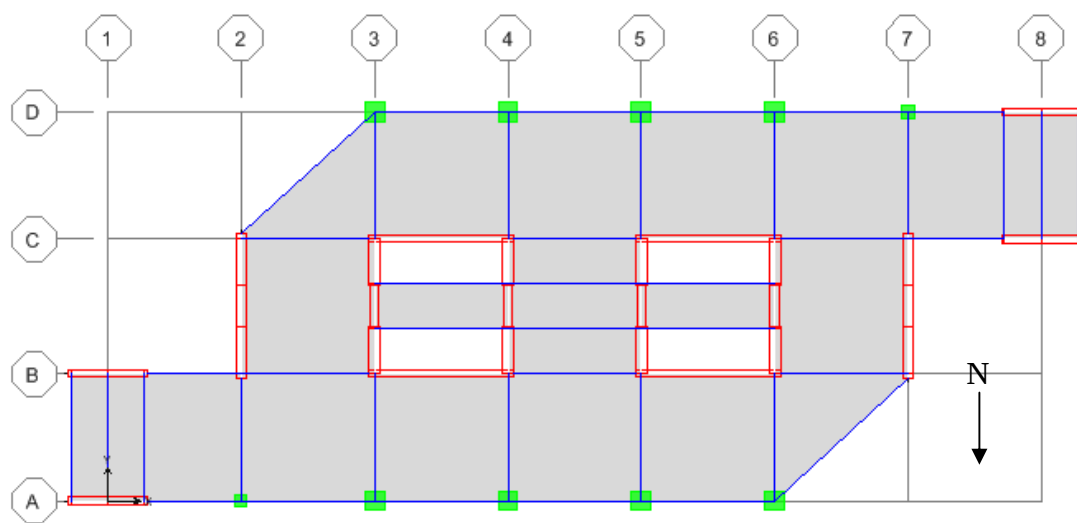


Figura 44: Planta Tipo Trapezoidal. Torre Banap
Fuente: Etabs versión 9.2.0

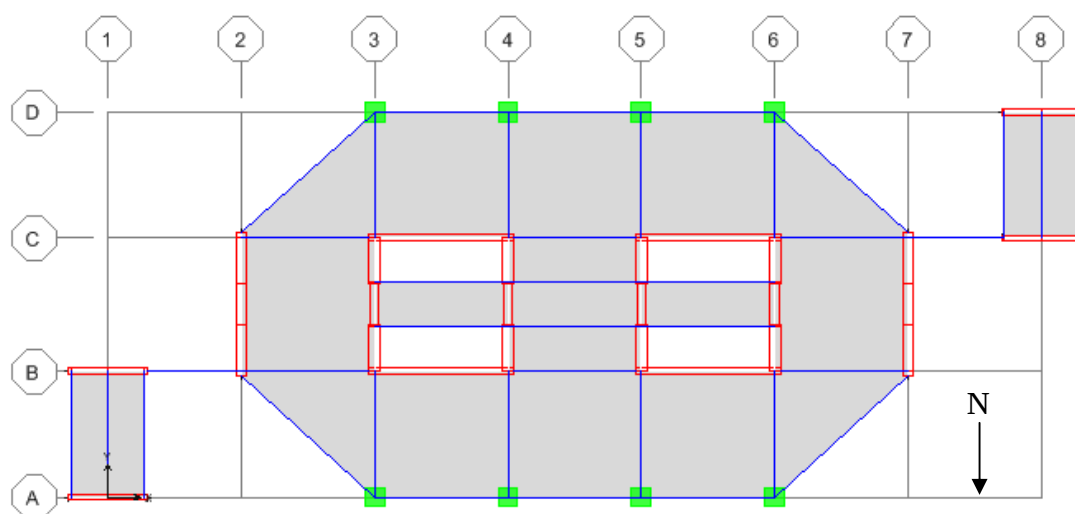


Figura 45: Planta Tipo Octogonal. Torre Banap

Fuente: Etabs versión 9.2.0

A.1.4 Cargas de diseño

Se describen el sistema de cargas utilizado para el cálculo de las estructuras:

Tabla 10: Cargas

Carga Viva	
Definición de acciones	Carga (kg/m ²)
Áreas privadas	250
Áreas públicas	500
Estacionamiento	400
Áreas de circulación y escaleras	500
Helipuerto	1000
Foso de ascensores	1000
Cargas con consideraciones especiales	2000
Carga Muerta	
Definición de acciones	Carga (kg/m ²)
Relacionada con el peso propio de los elementos	

A.1.5 Cargas aplicadas

- Carga muerta (D): correspondiente al peso propio de la estructura.
- Carga viva (L): correspondiente a cargas operacionales o de tránsito.

A.1.6 Combinaciones de Carga

- COMB1: $1.4D$
- COMB2: $1.2D + 1.6L$
- COMB3: $1.2D + L$
- COMB4: $1.2D + L + S_x + 0.3S_y$
- COMB5: $1.2D + L + 0.3S_x + S_y$
- COMB6: $0.9D$
- COMB7: $0.9D + S_x + 0.3S_y$
- COMB8: $0.9D + 0.3S_x + S_y$

A.1.7 Materiales

Concreto y acero de refuerzo con las siguientes características:

Tabla 11: Propiedades de los materiales

f' c	250 kg/cm ²
fy	4200 kg/cm ²

A.1.8 Consideraciones Sismorresistentes

De acuerdo con la Norma COVENIN "Edificaciones Sismorresistentes" 1756-2001 la clasificación de la Estructura en función de los parámetros vigentes es la siguiente:

- Estructura TIPO II (Muros y pórticos ortogonales).
- Grupo "B1" (Edificios de uso público o privado densamente ocupados)
- Zona Sísmica 5 ($A_0 = 0,30$; $\alpha = 1,15$; $R = 5,0$)
- Suelo S2, $\varphi = 0,95$
- Nivel de Diseño ND3

A.1.9 Herramientas

El modelaje, cálculo y análisis se realizó por medio de un software comercial denominado ETABS versión 9.2.

A.2 MEMORIA DE CÁLCULO

A.2.1 Vista modelo 3D

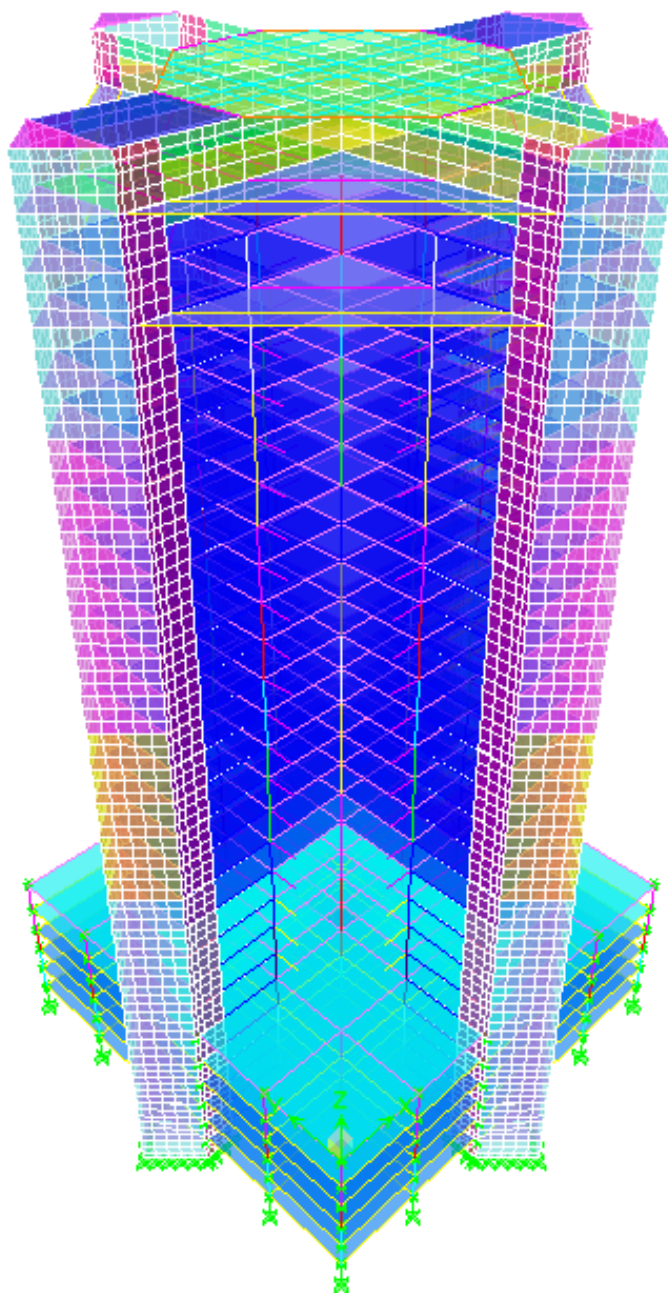


Figura 46: Modelo 3D. Torre Británica de Seguros
Fuente: Etabs versión 9.2.0

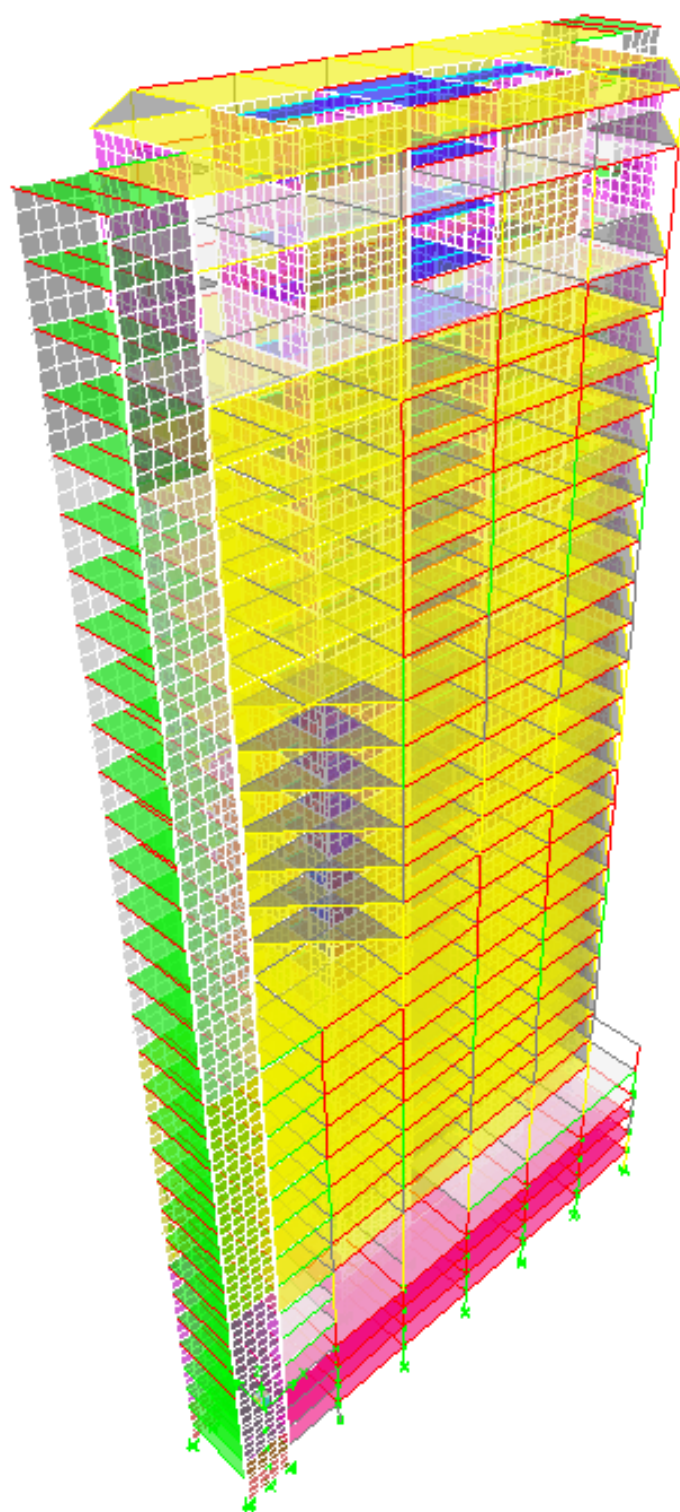


Figura 47: Modelo 3D. Torre Banap
Fuente: Etabs versión 9.2.0

A.2.3 Espectro de respuesta

A fin de realizar los análisis dinámicos se introdujo el espectro de diseño a ambos modelos, tal como se muestra en la figura.

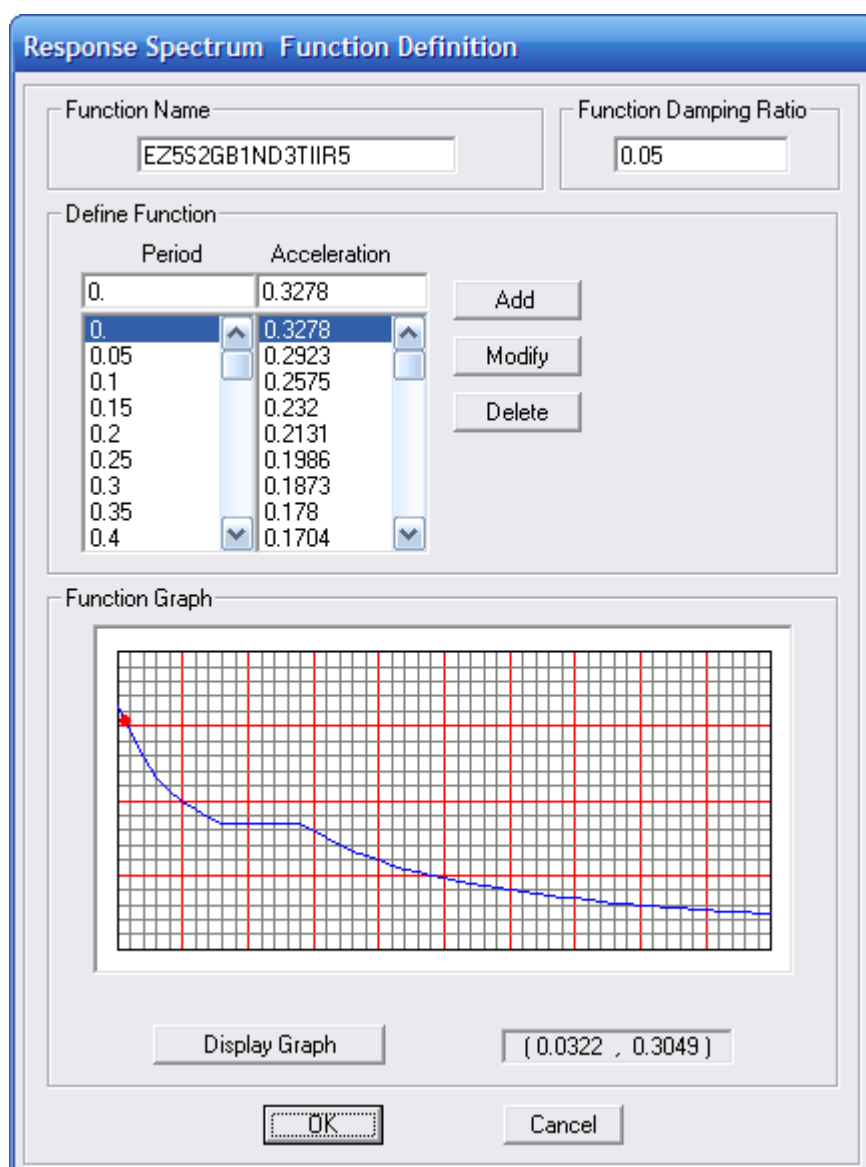


Figura 48: Espectro de Diseño
Fuente: Etabs versión 9.2.0

A.2.4 Características de los modelos

De acuerdo al programa, el edificio está formado por un ensamble de columnas, vigas y muros, interconectados por losas horizontales, que son diafragmas rígidos en su plano.

Las vigas, columnas y muros fueron modeladas con las características geométricas y de resistencias originales que fueron proyectadas. Para la comprobación con el Programa Etabs, se utilizaron elementos de línea para simular las vigas y columnas, y elementos de área para losas y muros.

En el caso específico de los muros, se realizaron divisiones geométricas a los elementos de áreas, con la finalidad de lograr un resultado más real y una mejor interacción entre dichos elementos. Se le asignaron características específicas a las losa para que transmitieran las cargas tributariamente.

En algunos casos, donde las vigas estaban simplemente apoyadas, se colocaron vínculos para no transmitir momentos a los elementos que le servían de apoyo. A todas las vigas se les asignó la longitud libre real, incluso a las vigas con cartelas.

Los elementos de apoyo en la base de los muros se modelaron con empotramientos, ya que las características de sus fundaciones lo permitieron. Se colocaron restricciones en sus planos a los pórticos que colindaban con el muro colado a nivel de los sótanos.

De acuerdo con la norma COVENIN 1756:2001 la masa se definió como: el cien por ciento (100%) de la carga permanente y el cincuenta por ciento (50%) de la carga variable, incluyendo únicamente su componente lateral. Además, tal como lo establece la norma se incorporó una excentricidad accidental del 6% a causa de la incertidumbre en la ubicación entre el centro de masa y el centro de rigidez.

A.2.5 Análisis

Los efectos P-delta son incluidos en la formulación básica de la matriz de rigidez lateral, como una corrección geométrica. Ello supone que el equilibrio sea satisfecho en la posición deformada, de modo que este problema es resuelto sin iteraciones y sin esfuerzos numéricos adicionales.

El análisis modal espectral está basado en el método de combinación cuadrática completa. La estructura es analizada con el sismo en las dos direcciones principales.

Las salidas del programa consisten en desplazamientos en cada nivel, fuerzas cortantes, desplazamientos relativos de entrepiso, así como reacciones y fuerzas internas en cada elemento de la estructura.

El sistema total del programa está integrado con una serie de post-procesadores para el diseño o la verificación de elementos de concreto armado. Todos los elementos pueden ser revisados o diseñados para una serie

de combinaciones de carga dados y los resultados son reportados en archivos, sin embargo, para los efectos de este trabajo, este proceso no se llevó acabo.