T-UES
1501
P414a
2001
Ej.2

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

INGENIERIA CIVIL

ANALISIS DE LOS EFECTOS TORSIONALES EN LA RESPUESTA SISMICA DE ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS IRREGULARES

PRESENTADO POR:

EDGAR ARMANDO PEÑA FIGUEROA

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
UNIDAD BIBLIOTECARIA
DEL AREA
DE LAS INGENIERIAS
Y ARQUITECTURA
DEPARTAMENTO DE PROCESAMIENTOS TECNICOS

PARA OPTAR AL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

15102056 2001 4938
15102056

CIUDAD UNIVERSITARIA, ENERO DE 2001

U.E.S BIBLIOTECA
INGENIERIA Y ARQUITECTURA
Inventario: 15102056

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTORA :

DRA. MARIA ISABEL RODRIGUEZ

SECRETARIA GENERAL :

LCDA. LIDIA MARGARITA MUÑOZ VELA

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO :

ING. ALVARO ANTONIO AGUILAR ORANTES

SECRETARIO :

ING. SAUL ALFONSO GRANADOS

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR :

ING. LUIS RODOLFO NOSIGLIA DURAN

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Trabajo de Graduación previo a la opción al grado de:

INGENIERO CIVIL

Titulo:

ANALISIS DE LOS EFECTOS TORSIONALES EN LA RESPUESTA SISMICA DE ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS IRREGULARES

Presentado por:

EDGAR ARMANDO PEÑA FIGUEROA

Trabajo de Graduación aprobado por:

Coordinador:

MSc. ING. MANUEL ALFREDO LOPEZ MENJIVAR

Asesor:

MSc. ING. MARIO ALFREDO VELASQUEZ

San Salvador, Enero de 2001

Trabajo de Graduación aprobado por:

Coordinador:

MSc. ING. MANUEL ALFREDO LOPEZ MENJIVAR

Asesor:

MSc. ING. MARIO ALFREDO VELASQUEZ

FAC. DE ING. Y ARQ. -- UES
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

AGRADECIMIENTOS

Quiero aprovechar para agradecerle a la persona que me dio la vida y ha estado conmigo en todo momento. Dina Luz Figueroa de Peña. Gracias Madre por todo su apoyo.

Agradezco al MSc. Ing. Manuel López, mi coordinador, que me tuvo paciencia y me ayudo en el desarrollo de mi trabajo de graduación. Gracias por el tiempo que invirtió de manera incondicional y por incentivarme en el desarrollo de la investigación.

Agradezco de igual manera a mi asesor, el MSc. Ing. Mario Velásquez, que con su paciencia y conocimiento, me ayudo a salir adelante con la investigación. Gracias por el tiempo invertido.

Agradezco al Ing. José Ranulfo Cárcamo, por toda la colaboración que me brindó, antes, durante y después del desarrollo de la investigación. Gracias por compartir toda su experiencia conmigo.

Un agradecimiento muy especial, a TODO el personal de la Escuela de Ingeniería Civil, que además de compartir sus conocimientos me brindaron su amistad.

Agradezco además a todas las personas que estuvieron pendientes del desarrollo de mi trabajo de graduación, familiares y amigos, que cuando puedan curiosear este documento sepan que colaboraron con el desarrollo del mismo.

DEDICATORIAS

Mi trabajo es dedicado a la persona que le debo un 50% de mi vida, y que sé, estaría orgulloso de ver que su hijo ha logrado un triunfo profesional. A la memoria de mi padre, José Luis Peña, que siempre ha estado conmigo y comparte todos mis triunfos y mis penas. Algún día celebraremos esto.

Está dedicado a la otra persona que debo el otro 50% de mi vida, y con la que puedo compartir mis logros; infinitas gracias a mi madre, Dina Luz Figueroa, por estar a mi lado en todo momento. Este logro es suyo.

Dedicado a mi hermana, Dina Luz Peña, que ha estado pendiente en el desarrollo de este trabajo. Gracias por todo el apoyo y comprensión que me ha brindado.

Dedico parte del trabajo a mis abuelos (Papá Luis y Mamá Tala), que han sido parte importante de mi vida, y vivirán siempre en mi mente.

Se lo dedico a mis tíos y tías, primos y primas, en fin a toda mi familia, por todo el apoyo que me otorgaron (especialmente tía Vedi y Tía Vera. gracias por todo).

Está dedicado a una de las personas que estuvo a mi lado durante mi carrera y sabe que todo este esfuerzo y dedicación han sido en gran parte gracias a ella. Edith Canales, te lo agradezco y sabes que te lo dedico.

Dedicado a todos mis amigos y personas que quiero, de las cuales tendría que presentar otros tomos para nombrarlos uno por uno. Entiéndanme, y gracias por estar pendientes de su servidor.

En fin, está dedicado a usted lector, que por curiosidad o por buscar información ha recurrido a este documento. Espero pueda servirle en algo. Gracias por escogerlo.

INDICE

Tema	Número de Página
INTRODUCCION	i
1. ANTEPROYECTO	1
1.1 Antecedentes.	2
1.2 Planteamiento del Problema.	6
1.3 Objetivos	7
1.3.1 Objetivo General	7
1.3.2 Objetivos Específicos	7
1.4 Alcances	8
1.5 Limitaciones	9
1.6 Delimitación del problema	9
1.7 Justificación del problema	10
2. MARCO TEORICO	13
2.1 Análisis dinámico de estructuras.	14
2.1.1 Suposiciones Básicas.	14
2.1.2 Evaluación de resultados en análisis dinámicos.	19
2.1.3 Análisis dinámico de estructuras irregulares	20
2.1.4 Excentricidades accidentales	24
2.2 Estado del arte sobre efectos torsionales	26
2.2.1 Estudios sobre torsión accidental	30
2.2.2 Definición de ejes de análisis y respuestas máximas	31
2.2.3 Metodología de Wilson.	32
Simplificaciones Básicas.	34
Aspectos a considerar en el análisis	35
Direcciones principales	37
Metodología básica de análisis y ajuste de resultados	38

Tema	Número de Página
2.3 Consideraciones del Reglamento para la Seguridad Estructural en las Construcciones para el análisis de estructuras irregulares	39
2.3.1 Selección del método de análisis de fuerzas laterales	39
2.4 Aplicación de los estudios en los Reglamentos de Construcción	44
3. DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS	46
3.1 Descripción de las estructuras	47
3.2 Realización de la etapa de análisis	54
3.2.1 Resultados Obtenidos	56
3.3 Etapa de diseño	59
3.3.1 Resultados Obtenidos	61
4. ANALISIS DE LAS ESTRUCTURAS	64
4.1 Primer etapa. Comparación de niveles de cortante	65
4.1.1 Análisis estático de las estructuras	65
4.1.2 Análisis dinámico de las estructuras	67
Direcciones principales	68
4.1.3 Análisis dinámico. Utilización de acelerogramas.	70
4.2 Segunda etapa. Comparación de fuerzas en los niveles	87
4.2.1 Simplificaciones realizadas	88
4.2.2 Excentricidades accidentales	89
4.3 Tercer etapa. Comparación de metodologías.	96

Tema	Número de Página
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	98
5.1 Comparación de Niveles de Cortante Basal	99
5.1.1 Cálculos Realizados	100
5.2 Comparación de Fuerzas en los niveles.	102
5.2.1 Cálculos Realizados	102
5.3 Comparación de Metodologías	106
5.3.1 Cálculos Realizados	106
5.4 Conclusión General	109
5.5 Recomendaciones	111
BIBLIOGRAFIA	113
ANEXOS	

INDICE DE TABLAS

Tabla	Contenido	Página
	CAPITULO 2	
2.1	Irregularidades en planta descritas en el RSEC	40
	CAPITULO 3	
3.1	Cortantes basales obtenidos en los análisis estáticos y dinámicos de las estructuras	56
3.2	Factores de participación modal de las estructuras	57
3.3	Valores de excentricidad accidental utilizados en cada uno de los edificios	58
3.4	Dimensiones de las secciones transversales de vigas y columnas para cada edificio	61
3.5	Derivas de entrepiso en las direcciones X y Y en cada uno de los niveles de las estructuras diseñadas	63
	CAPITULO 4	
4.1	Suposiciones básicas utilizadas para el análisis de las estructuras, tomadas del RSEC	65
4.2	Angulo de las direcciones principales de las estructuras, medidos desde el eje X de análisis propuesto en sentido antihorario	72
4.3	Valores de los cortantes basales en la dirección X de las estructuras analizadas	77
4.4	Valores de los cortantes basales en la dirección X de las estructuras analizadas	78
4.5	Edificios utilizados en el análisis agrupados por tipo de irregularidad	89
4.6	Valores de las fuerzas, periodos y razón de frecuencias de los edificios con irregularidad tipo 1	90

Tabla	Contenido	Página
4.7	Valores de las fuerzas, periodos y razón de frecuencias de los edificios con irregularidad tipo 2	91
4.8	Valores de las fuerzas, periodos y razón de frecuencias de los edificios con irregularidad tipo 3	92
4.9	Valores de las fuerzas, periodos y razón de frecuencias de los edificios con irregularidad tipo 4	93
4.10	Valores de las fuerzas, periodos y razón de frecuencias de los edificios con irregularidad tipo 3	94
4.11	Valores de las fuerzas, periodos y razón de frecuencias de los edificios con irregularidad tipo 3	95

INDICE DE FIGURAS

Figura	Contenido	Página
	CAPITULO 2	
Figura 2.1	Marco de 5 niveles con sus respectivos grados de libertad	16
Figura 2.2	Grados de libertad dinámicos de la Figura 2.1	16
Figura 2.3	Posibles modos de vibración del modelo dinámico del marco de 5 niveles	18
Figura 2.4	Vista en planta de formas de edificios irregulares	22
Figura 2.5	Estructura de un nivel con irregularidad sobre el eje Y	23
	CAPITULO 3	
Figura 3.1	Vista en planta de los edificios con irregularidad tipo 1	47
Figura 3.2	Vista en planta de los edificios con irregularidad tipo 2	48
Figura 3.3	Vista en planta de los edificios con irregularidad tipo 3.	49
Figura 3.4	Vista en planta de los edificios con irregularidad tipo 4	50
Figura 3.5	Vista en planta de los edificios con irregularidad tipo 5	51
Figura 3.6	Vista en planta de los edificios con irregularidad tipo 6	51
Figura 3.7	Espectro de diseño obtenido con los parámetros del RSEC	55
Figura 3.8	Esquema de la utilización de excentricidades accidentales en cada uno de los niveles de las estructuras	60
	CAPITULO 4	
Figura 4.1	Espectro de diseño utilizado en la etapa de análisis de las estructuras	68
Figura 4.2	Sismo 1. Acelerograma del terremoto de 1986 registrado en el Centro de Investigaciones Geotécnicas	74

Figura	Contenido	Página
Figura 4.3	Sismo 2. Acelerograma del terremoto de 1986 registrado en el Hotel Camino Real	75
Figura 4.4	Sismo 3. Acelerograma del terremoto de 1982 (zona de subducción	76
Figura 4.5	Comparación gráfica de cortantes basales estáticos y dinámicos en la dirección X de las estructuras	79
Figura 4.6	Comparación gráfica de cortantes basales estáticos y dinámicos en la dirección Y de las estructuras	80
Figura 4.7	Comparación gráfica de cortantes basales dinámicos en la dirección X de las estructuras utilizando el registro GIC en las direcciones de análisis propuestas y en las direcciones principales	81
Figura 4.8	Comparación gráfica de cortantes basales dinámicos en la dirección X de las estructuras utilizando el registro HCR en las direcciones de análisis propuestas y en las direcciones principales	82
Figura 4.9	Comparación gráfica de cortantes basales dinámicos en la dirección X de las estructuras utilizando el registro SUBDUC en las direcciones de análisis propuestas y en las direcciones principales	83
Figura 4.10	Comparación gráfica de cortantes basales dinámicos en la dirección Y de las estructuras utilizando el registro GIC en las direcciones de análisis propuestas y en las direcciones principales	84

Figura	Contenido	Página
Figura 4.11	Comparación gráfica de cortantes basales dinámicos en la dirección Y de las estructuras utilizando el registro GIC en las direcciones de análisis propuestas y en las direcciones principales	85
Figura 4.12	Comparación gráfica de cortantes basales dinámicos en la dirección Y de las estructuras utilizando el registro SUBDUC en las direcciones de análisis propuestas y en las direcciones principales	86

INTRODUCCION

En el presente documento se realizan una serie de observaciones a las disposiciones actuales sobre el análisis dinámico del Reglamento para la Seguridad Estructural en las Construcciones de nuestro país. Para el desarrollo de esta investigación se recurrió a información del extranjero sobre efectos torsionales en estructuras. Dichas investigaciones realizan una serie de críticas sobre las metodologías de análisis actuales, y proponen nuevas métodos de análisis en base a las investigaciones realizadas.

Para nuestro caso, las referencias más utilizadas están basadas en las investigaciones realizadas por el profesor Edward L. Wilson, que propone una metodología de análisis de estructuras de tipo irregular. En sus investigaciones, Wilson considera los efectos que se generan en la estructura tomando en cuenta los ejes de análisis de las mismas. Wilson, afirma que las direcciones principales de una estructura deben de ser tomadas en cuenta en los análisis estructurales, ya que diferentes sistemas de referencia generan diferentes tipos de respuestas en las estructuras. En su metodología se presenta la manera de calcular esas direcciones principales, que como se podrá observar guardan relación con la respuesta máxima de la estructura.

Además se introducen una serie de conceptos que permiten evaluar el comportamiento torsional de las estructuras como lo son la rigidez torsional, la razón de frecuencias, resonancia torsional, etc. Estos conceptos no son considerados en el Reglamento de Construcción de nuestro país, y son poco aplicados en otros reglamentos.

En el desarrollo de este trabajo de graduación se evaluarán las metodologías de análisis utilizadas en el Reglamento de nuestro país y la metodología propuesta por Wilson, realizando tal evaluación en 22 estructuras de tipo irregular. Estas 22

estructuras serán agrupadas en 6 tipos de irregularidad, descritas en el Reglamento de Construcciones de nuestro país.

Para una mayor comprensión sobre el tema, la documentación utilizada en esta investigación se encuentra en la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de El Salvador. Dicha información fue obtenida en el Centro de Investigaciones de Ingeniería Sísmica (EERC, siglas en inglés) por medio del servicio de Internet.

CAPITULO 1

ANTEPROYECTO

1.1 ANTECEDENTES

En el diseño de un edificio, es de vital importancia conocer las cargas a los que éste se verá sometido durante su vida útil, y los efectos que éstas generarán en cada uno de los componentes destinados a resistir dichas acciones. En los reglamentos de construcción, esta etapa se conoce como etapa de análisis, y consiste en el cálculo de las respuestas de la estructura (fuerzas internas, deformaciones) cuando se someten a cargas o excitaciones externas (para nuestro caso sismos).

Para la evaluación de estas respuestas, se realizan una serie de idealizaciones de la estructura real para crear un modelo matemático de análisis, basado en las propiedades físicas y geométricas de la estructura. El modelo matemático de la estructura se somete a una combinación de cargas, que se consideran equivalentes a las acciones o excitaciones que podrían actuar sobre la estructura. Esta simplificación se realiza estimando 'cargas verticales' que actuarán sobre la estructura (cargas muertas y cargas vivas), y 'cargas laterales equivalentes', que son una idealización de los efectos ocasionados por excitaciones sísmicas.

- Este proceso de modelación, y la idealización o simplificación de las cargas que afectarán a la estructura es la base para la realización de la etapa de análisis.
- En nuestro país, el Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones[1] (nos referiremos a este documento como RSEC) propone los lineamientos a seguir para realizar la etapa de análisis en estructuras de edificios.

Nuestro país se encuentra en una zona altamente sísmica, y por lo general, la simplificación que se utiliza para el análisis de estructuras sometidas a cargas laterales está regido por los esfuerzos originados en los elementos debido a excitaciones sísmicas.

- Para el análisis de cargas laterales equivalentes, el reglamento divide a las estructuras en dos grandes grupos: estructuras regulares y estructuras irregulares, tomando como criterio para su clasificación, características geométricas de la

estructura y variaciones de resistencia o rigidez que puedan presentarse en la configuración arquitectónica o estructural del edificio.

★ Para el caso de estructuras regulares se utiliza como método de análisis el Método de la Fuerza Estática Equivalente, mientras que para estructuras irregulares se sugiere un análisis dinámico.

En el Método de la Fuerza Estática Equivalente, se determinan y distribuyen las fuerzas a las que serán sometidos los componentes estructurales de un edificio regular de la siguiente manera[2]:

1. El cortante basal en la estructura, o la carga lateral máxima a la que se verá sometida la estructura durante un sismo, es calculado tomando en cuenta el peso de la estructura y el coeficiente sísmico.
2. El coeficiente sísmico depende de varios factores: la zona sísmica donde se localiza la estructura, las propiedades del suelo donde se construirá, el tipo de ocupación para el cual se construirá la estructura, el sistema estructural que se utilizará y el periodo natural de la estructura.
3. El cortante basal se calcula en las dos direcciones principales de la estructura y es distribuido en cada entrepiso de la estructura de acuerdo a los pesos de cada nivel.
4. Se calcula el centro de masa y el centro de rigidez para cada entrepiso. Sobre el centro de masa de la estructura será aplicado el cortante basal calculado.
5. Se hace uso de la excentricidad accidental para estimar las impredecibles distribuciones de masa debido a la carga viva, y a las posibles variaciones de las propiedades estructurales del edificio. El RSEC propone una excentricidad accidental igual al 5% de la longitud de cada eje principal medida en forma perpendicular a la dirección de la fuerza sísmica equivalente[1].
6. Para el cálculo del momento torsional de entrepiso se utiliza una distribución de cortantes que actúan simultáneamente; uno actúa con un 100% de su valor de

diseño en una de las direcciones principales, y el otro con un 30% de su valor en la otra dirección principal (por lo general estas direcciones son perpendiculares); este último se ubica considerando la excentricidad accidental calculada sobre el eje. Este momento torsional de entrepiso servirá para calcular las cargas laterales a las que se someten los elementos estructurales.

Sin embargo, el RSEC no es tan explícito para las estructuras catalogadas como irregulares, y como se mencionó anteriormente, solo sugiere un análisis dinámico para dichas estructuras. En la sección C5.1 el reglamento sugiere que un análisis dinámico puede ser de gran ayuda, ya que clarifica aspectos importantes que no se visualizan en un análisis estático; y es que el análisis dinámico toma en cuenta las propiedades dinámicas de la estructura, los posibles modos de vibración de la estructura con componentes significativos de movimiento torsional, que pueden llegar a contribuir al incremento de cargas dinámicas en los sistemas resistentes. Para la realización de análisis dinámicos el mismo RSEC expresa que este tipo de análisis será normalmente realizado utilizando un programa de computadora[1].

En los últimos treinta años, el uso de computadoras cada vez más avanzadas ha permitido realizar el análisis de estructuras cada vez más complejas. El desarrollo de la Ingeniería Sísmica junto al recurso casi ilimitado de cálculo ha permitido realizar análisis dinámicos tridimensionales a estructuras tanto regulares como irregulares. Sin embargo, en la mayoría de los reglamentos de construcción, la utilización de este recurso y los resultados que se generen están condicionados a los valores que genere el análisis estático, generando controversias en su interpretación. Por ejemplo, el cortante basal que resulte del análisis dinámico de una estructura irregular, debe ser comparado con el cortante basal que resulte de el análisis estático sobre la misma estructura (calculado como se describió anteriormente), aún cuando se sugiere un análisis dinámico para estructuras de tipo irregular. Esta normalización propuesta por los códigos, incluyendo el RSEC, requiere que si el cortante calculado por el método

dinámico es menor que el cortante calculado por el método estático, se utilice el 100% del cortante basal estático si se trata de una estructura de tipo irregular, y un 90% del cortante basal estático si fuese una estructura regular. Se argumenta que este recurso es utilizado para lograr un diseño conservador (ver sección 5.4.1 y C5.4.1del RSEC)[1].

En investigaciones realizadas por el profesor Edward L. Wilson[3], sostiene que utilizando esta forma de análisis, el máximo valor de cortante basal al cual un edificio pudiera estar sometido es un 35% del peso total de la estructura, y que la mayoría de los edificios apenas son diseñados con un 10% de su propio peso, cuando se ha observado que los niveles de aceleración a las que se ven sometidas las estructuras durante un sismo son mucho mayores.

Wilson[3] critica el hecho de que los reglamentos no definen con claridad las direcciones principales de la estructura, y que a falta de una mejor definición, los diseñadores están en la libertad de escoger su propio sistema de referencia, pudiendo generar esto un diseño débil en alguna dirección de la estructura[3].

Es por estas razones que Wilson[3] propone una metodología de análisis de estructuras consideradas geométricamente irregulares, la cual se basa en la determinación de la dirección principal de la estructura, ya que será en esta dirección que la estructura presente el máximo valor de cortante basal. Esta lógica es aplicada por los reglamentos en estructuras de tipo regular, ya que se considera que el primer modo de vibración de la estructura es el predominante en la respuesta de la estructura.

Además, Wilson[3] no considera que el ajuste del valor del cortante basal propuesto por los reglamentos sea conservador, y propone un nuevo tipo de ajuste, el cual será descrito en la Metodología de la Investigación.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Para enfocar el problema nos referiremos a puntos de gran importancia que los reglamentos de construcción no consideran en la etapa de análisis:

- El enfoque principal de los reglamentos de construcción para el diseño de un edificio (incluyendo el RSEC[1]) es que éste sea capaz de resistir movimientos sísmicos en todas las posibles direcciones. Sin embargo, sólo para estructuras estrictamente regulares podemos definir los ejes principales y llevar a cabo un análisis bidimensional usando el Método de la Fuerza Estática Equivalente. Para una estructura de tipo irregular, estas consideraciones no son válidas, ya que no se conoce en qué dirección podemos esperar las máximas respuestas de la estructura.
- Los reglamentos de construcción toman como válido el método estático porque se presume que los primeros modos de vibración dominan la respuesta máxima de una estructura regular. En estructuras irregulares, los modos de vibración con componentes torsionales significativas pueden afectar la respuesta de la estructura. Utilizando un análisis tridimensional, se puede incluir en el modelo matemático de la estructura un grado de libertad de rotación en cada nivel que nos permitirá calcular la respuesta torsional del sistema.
- En los reglamentos, no existe una definición clara sobre la manera de escoger los ejes principales de una estructura de tipo irregular. Esta puede responder en una manera inadecuada si se analiza sin haber calculado sus direcciones principales. El análisis estático esta referenciado a dos ejes principales, definidos por el mismo diseñador, y no consideran la dirección del movimiento sísmico. Utilizando la metodología de Wilson[3], se espera que genere en una estructura de tipo irregular, valores de respuesta máximos, ya que las estructuras se analizarán considerando sus ejes principales reales.
- Los lineamientos que se utilizan para el análisis de estructuras de tipo irregular en los reglamentos de construcción, permiten que se lleve a cabo comparaciones de los

cortantes basales generados de un análisis dinámico y los que se obtienen por el método estático, condicionando estos últimos a los resultados del análisis dinámico. Según Wilson esto es poco conservador y se puede incurrir en un diseño débil de elementos en alguna de las direcciones locales de los elementos.

El enfoque básico de este problema es realizar una investigación sobre la ubicación de los ejes principales de una estructura irregular (o la dirección donde se espera que el máximo cortante basal de diseño se presente), calcular los cortantes basales máximos dinámicos de una estructura irregular, realizar un ajuste de resultados utilizando ambas metodologías (metodología del reglamento y metodología de Wilson), y comparar para una serie de elementos de la estructura, las respuestas que se generan usando ambos métodos.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 OBJETIVO GENERAL

Proponer una metodología de análisis de estructuras irregulares que genere resultados más conservadores en los esfuerzos de diseño de los elementos, que los utilizados en el actual Reglamento para la Seguridad Estructural en las Construcciones.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Realizar un estudio sobre los conceptos tomados como válidos en el análisis de estructuras irregulares, consideradas como tales por el RSEC.

- Realizar una evaluación de la disposición de los ejes principales de una estructura irregular, tomando como base la metodología de análisis dinámico tridimensional propuesta por el profesor Edward L. Wilson[3].

- Evaluar y proponer una forma más conservadora de análisis de estructuras irregulares, tomando en consideración ciertos factores que el RSEC no considera en su metodología de análisis, y que son consideradas por la metodología de Wilson.

1.4 ALCANCES

El principal objetivo de este trabajo de graduación es proponer una metodología de análisis para estructuras de tipo irregular, en las cuales los efectos debido a la torsión incrementan los esfuerzos en los elementos resistentes de las estructuras. El fenómeno de torsión se debe a las posibles excentricidades que existen en las estructuras (definiendo la excentricidad como la distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez en cada nivel de la estructura), y a las fuerzas laterales que se inducen en la estructura durante un sismo; el cálculo de estas fuerzas actuantes sobre los elementos serán el principal enfoque de este trabajo. Se realizarán comparaciones de resultados entre dos metodologías de análisis, tomando como aceptable la que genere resultados más conservadores.

Se analizarán las estructuras tomando en cuenta la metodología de análisis del RSEC, y la metodología de análisis propuesta por el profesor Edward L. Wilson, aplicándose a cada uno de los modelos de estudio, previamente creados, y comparando cuál de los dos recursos genera resultados más conservadores.

Con la ayuda del programa SAP 2000[4], que se utilizará para realizar la investigación, se considerarán los efectos torsionales en una manera más precisa, ya que éste realiza un análisis tridimensional, y permitirá considerar en cada nivel de las estructuras dos grados de libertad traslacionales y un grado de libertad rotacional por cada nivel. Se espera que los resultados sean más precisos porque se utilizarán espectros de respuesta que exciten a las estructuras, y no una idealización de cargas

estáticas equivalentes para la evaluación de efectos dinámicos. Sin embargo para la evaluación de efectos torsionales accidentales se utilizarán los conceptos que se proponen en el RSEC, ya que los efectos accidentales se consideran como una condición de carga estática extra sobre las estructuras.

Como se mencionó antes, para ambos análisis el programa a utilizar será el SAP 2000 versión 7.1[4].

1.5 LIMITACIONES

Las limitaciones que pueden plantearse y que afectarían en cierta forma el presente trabajo de investigación serían:

- Ya que el reglamento no es específico para la evaluación de estructuras irregulares, los ejes de referencia de los modelos de estudio serán tomados arbitrariamente, y la distribución de cortantes a utilizar será la que resulte del programa SAP 2000.
- Los estudios realizados sobre torsión en estructuras de tipo irregular señalan que el tema sigue siendo un tópico abierto en ingeniería sísmica, debido a que en la mayoría de estudios realizados los resultados son válidos solamente para los parámetros que se consideraron en cada uno de éstos. Esto debido a la gran cantidad de factores involucrados en el comportamiento torsional de las estructuras. En este estudio se utilizarán ciertos recursos basados en las investigaciones que han aportado conceptos válidos en todo tipo de estructuras, para aportar una metodología de análisis conservadora en el RSEC.

1.6 DELIMITACION DEL PROBLEMA

Como se mencionó anteriormente, el trabajo de graduación se enfoca en la evaluación de los efectos torsionales en la respuesta sísmica de estructuras

irregulares. Estos efectos son distribuidos sobre los elementos resistentes de la estructura, y dependen en gran manera del valor de cortante basal que se utilice para realizar el análisis.

Para la realización de estos análisis se utilizarán estructuras que cumplan las siguientes características:

- Las estructuras que se analizarán serán diseñadas de acuerdo a la normativa propuesta en el RSEC. Estas deben ser de tipo irregular, y cumplirán con el concepto de irregularidad geométrica que se considera en los reglamentos. Se utilizará el programa SAP 2000 para realizar este diseño. Para efectos de análisis no se necesitará un detallamiento completo de las estructuras y para chequeos de diseño se realizará una revisión de derivas de entrepiso.
- No se considerarán los efectos de interacción suelo-estructura
- No se considerará el efecto de paredes de relleno o elementos no estructurales.
- Para la evaluación de cortantes basales se realizará un análisis dinámico y el correspondiente análisis estático para cada estructura, tomando los parámetros del RSEC para el análisis estático y utilizando para el análisis dinámico el programa SAP 2000 versión 7.1[4].
- El estudio se realizará considerando solamente el comportamiento lineal de cada uno de los modelos.

1.7 JUSTIFICACION DEL PROBLEMA.

Debido a la incertidumbre en el cálculo de los niveles de esfuerzos de los elementos resistentes de las estructuras de los edificios durante eventos sísmicos, los reglamentos de construcción proponen ciertos ajustes en los resultados que se obtienen de los análisis que se realizan sobre las estructuras. En el RSEC, para estructuras de tipo irregular, este tipo de ajustes tiene como base los valores de

cortantes calculados por métodos estáticos. Ningún resultado, obtenido por otros métodos de análisis, es necesario que sobrepase el valor de cortante basal estático calculado. En el RSEC[1], esta comparación se justifica de la siguiente manera: en el estudio de los efectos de sismos pasados en edificios existentes, se muestra una consistencia adecuada con el nivel de cortante basal definido por el coeficiente sísmico en el análisis estático[1]. Sin embargo, las fallas en estructuras de tipo irregular se han debido a la aplicación de conceptos no válidos para el análisis estructural durante las primeras etapas de diseño.

Muchos investigadores advierten que este tipo de ajuste de resultados lejos de ser conservador, no considera muchos aspectos de gran importancia en el análisis de estructuras irregulares y puede generar elementos débiles en alguna de sus direcciones, ya que en ningún momento de la etapa de análisis se tomó en cuenta la respuesta dinámica máxima de la estructura.

Algunos investigadores aseguran que es necesario tomar en cuenta una serie de factores que no se consideran en la etapa de análisis, tales como el cálculo de la razón de frecuencias y la rigidez torsional de las estructuras, que intervienen en la respuesta sísmica de estructuras irregulares, debido a que en este tipo de estructuras los efectos de torsión incrementan las fuerzas de diseño en los elementos resistentes. Aún, para el profesor Wilson[3], el uso de una metodología básica de análisis de estructuras irregulares, en la que no se considere las direcciones principales de la estructura, hace que la distribución de cargas no tenga validez si no son las máximas esperadas durante un sismo.

Wilson[3] propone un ajuste de resultados en el cual se considere una comparación entre los resultados de un análisis dinámico de la estructura y los resultados obtenidos por métodos estáticos. Sin embargo, para la utilización de estas metodologías es necesario que los ingenieros conozcan sobre la utilización de los conceptos de análisis dinámico en tres dimensiones, y de los diferentes tipos de combinación modal para la

evaluación de resultados.

Con la evolución de computadoras mas sofisticadas, de programas o aplicaciones especializados en análisis estructural, y de las investigaciones antes mencionadas, realizadas en el área de ingeniería sísmica, la etapa de análisis y diseño de edificios ha encontrado un nuevo recurso al aplicar el análisis dinámico tridimensional de estructuras para la evaluación de efectos generados por excitaciones sísmicas, el cual genera resultados más precisos que un análisis estático tridimensional. Sin embargo, este proceso aún no es bien detallado por los reglamentos de construcción, y presenta ciertas incertidumbres en su utilización, por no contar con definiciones más precisas de ciertos conceptos que se utilizan, como la definición de las direcciones principales de la estructura, estructuras regulares e irregulares (ya que solo están basadas en las características geométricas de la estructura y en diferencias de rigidez o resistencia entre niveles), excentricidades, modos de deformación, frecuencias naturales, cortantes basales máximos, etc.

Para justificar la utilización del método de análisis dinámico tridimensional asistido por computadora podemos citar ciertas ventajas que éste presenta sobre métodos tradicionales de análisis:

1. La ventaja de utilizar un análisis dinámico tridimensional sobre uno bidimensional, es que el modelo tridimensional considera los efectos torsionales en una manera más exacta, ya que se puede agregar a cada nivel de la estructura un grado de libertad rotacional.

2. Se conoce que durante un evento sísmico no existe una aplicación de cargas sobre la estructura, ya que los efectos o respuestas de las estructuras se generan por una excitación (aceleraciones del terreno)[5]. Es por esto que al compararse con un análisis estático tridimensional, las respuestas estructurales que se obtienen del análisis dinámico tridimensional poseen más validez que la simple aplicación de cargas de tipo estáticas.

CAPITULO 2

MARCO TEORICO

2.1. ANALISIS DINAMICO DE ESTRUCTURAS

A continuación se desarrollan con brevedad los conceptos básicos del análisis dinámico de edificios, en los cuales están basados los métodos dinámicos de diseño sísmico de la mayoría de reglamentos de construcción. El análisis dinámico se basa en la solución de la siguiente ecuación:

$$\mathbf{M}\ddot{U}(t) + \mathbf{C}U(t) + \mathbf{K}U(t) = -\mathbf{M}\ddot{U}_g(t) \qquad \text{(Ecuación 2.1)}$$

donde el término **M** es la matriz de masas de la estructura, **C** es la matriz de amortiguamiento y **K** la matriz de rigidez de la estructura, mientras que $\ddot{U}_g(t)$ representa las aceleraciones del terreno inducidas por un sismo. Como se puede observar la respuesta de la estructura esta en función de la matriz de desplazamientos **U**(t) y sus derivadas **U**(t) y $\ddot{U}(t)$.

2.1.1 SUPOCISIONES BASICAS

Para la realización de un análisis dinámico es necesario tomar en cuenta una serie de simplificaciones que se realizan sobre las estructuras. En un análisis dinámico de estructuras de marcos, los grados de libertad que interesan son los que generan fuerzas generalizadas de inercia, es decir, fuerzas iguales al producto de la masa por aceleración o al momento de inercia por la aceleración angular. Además, se asume un comportamiento rígido en los sistemas de losa, y que las columnas o elementos verticales resistentes de la estructura son inextensibles axialmente. Esto nos indica que en un nivel dado, todos los nudos tendrán los mismos desplazamientos en la dirección del movimiento del terreno.

Por este motivo, los grados de libertad dinámicos de la estructura a utilizar se reducen a un sólo grado de libertad dinámico por cada uno de los niveles de la estructura. Esta simplificación es válida considerando que el resto de grados de

libertad excluidos no son eliminados, simplemente no generan fuerzas de inercia de consideración. Sin embargo, las estructuras de edificios son tridimensionales, y como tales, debería considerarse cada uno de los grados de libertad involucrados. Las simplificaciones anteriores son válidas también para la realización del análisis dinámico de estructuras tridimensionales, y es que al igual que en el análisis de marcos, es también aceptable suponer que todas las masas están concentradas en los niveles de los pisos, de manera que las fuerzas de inercia generadas por desplazamientos laterales se pueden expresar como productos de la masa en cada piso por sus aceleraciones lineales (en dos ejes horizontales perpendiculares) y del momento de inercia de dicha masa por la aceleración angular alrededor del eje vertical que pasa por el centro de masas. Esto reduce un sistema tridimensional de varios grados de libertad por nivel a solo tres grados de libertad dinámicos por nivel.

De lo anterior surge la interrogante sobre la utilidad del resto de grados de libertad que no se consideran en el proceso de análisis. Estos están implícitos en el tercer término de la ecuación de equilibrio dinámico (Ecuación 2.1), en la matriz de rigidez estática, la cual surge del proceso de condensación estática de la matriz de rigidez de la estructura, que se forma tomando en cuenta todos los grados de libertad de la estructura. Dependiendo del número de grados de libertad dinámicos que se utilizarán para el análisis, así se realizará el proceso de condensación de la matriz de rigidez original.

Para entender mejor este concepto nos referiremos a la figura 2.1, que muestra un marco de cinco claros y cinco niveles, en la cual se describe cada uno de los grados de libertad.

Para la formación de la matriz de rigideces será necesario considerar los 90 grados de libertad de la estructura (tres grados de libertad por nudo), formando una matriz de rigideces de 90 filas x 90 columnas.

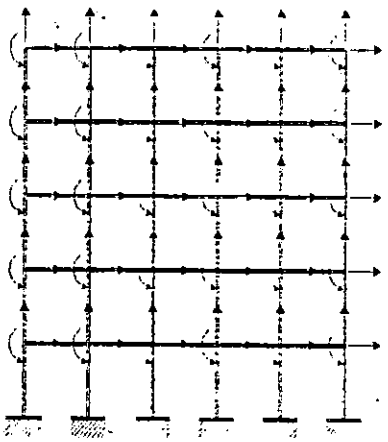


Figura 2.1 Marco de 5 niveles con sus respectivos grados de libertad

Desde el punto de vista dinámico, si solo interesan los desplazamientos laterales de las masas de cada uno de los niveles, las incógnitas son cinco desplazamientos, uno por cada nivel (ver figura 2.2).

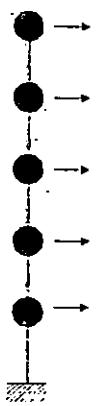


Figura 2.2 Grados de libertad dinámicos de la Figura 2.1

La condensación estática deberá realizarse de tal forma que se transforme la matriz original a una matriz de rigideces 5 x 5.

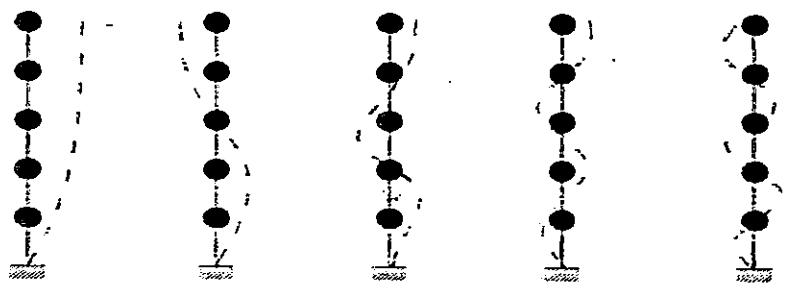
Hasta ahora hemos definido dos componentes de la ecuación de equilibrio

dinámico, las fuerzas de inercia generadas por la participación de la masa (**MÜ**) y las fuerzas de rigidez que se generan debido a la oposición del sistema a desplazamientos laterales (**KU**). El término central del lado izquierdo de la ecuación 2.1 son las fuerzas de amortiguamiento (**CU**) y para darle un significado físico diremos que representa a los mecanismos de disipación de energía de la estructura. Ya que las fuentes de disipación de energía de una estructura durante un sismo son muchas, éste termino se trabaja como un porcentaje o fracción del amortiguamiento crítico de la estructura. El amortiguamiento es aún un tema de discusión en la ingeniería sísmica, y no es el principal enfoque de este trabajo, por lo que nos limitaremos a la definición anterior.

Con esto se tiene planteada la ecuación de equilibrio dinámico. Para la solución de dicha ecuación se realizan una serie de operaciones, entre ellas las reglas de combinación modal, que se utilizan para combinar las respuestas de la estructura en cada modo de vibración. Cada modo de vibración excita a las masas del sistema en cierta proporción; así, el primer modo o frecuencia natural de un marco que forma parte de un sistema estructural regular, excita una gran cantidad de masa y se conoce como modo predominante, debido a su contribución en la respuesta total del sistema. A medida crecen las irregularidades o variaciones de rigidez o masa, otros modos contribuyen en la respuesta total del sistema.

Hay que mencionar que existen tantas formas de vibrar como grados de libertad dinámicos tenga la estructura.

Cada una de estas formas de vibrar de la estructura se conocen como modos de vibración de la estructura, y son las posibles maneras de respuesta de la estructura a una excitación lateral. Cada una de estas tiene un valor de frecuencia, y el conjunto de frecuencias se denominan frecuencias naturales de vibración de la estructura. En la figura 2.3 se puede observar los posibles modos de vibración de la estructura de 5 niveles previamente mostrada:



Modo 1 Modo 2 Modo 3 Modo 4 Modo 5

Figura 2.3 Posibles modos de vibración del modelo dinámico del marco de 5 niveles

El cálculo de cada una de estas frecuencias se realiza igualando el término derecho de la ecuación 2.1 a cero, y resolviendo la ecuación sin considerar el amortiguamiento. Realizando una serie de simplificaciones, la ecuación a solucionar es:

$$\det [\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}] \phi = \mathbf{0} \qquad \text{(Ecuación 2.2)}$$

Matemáticamente, la solución de esta ecuación constituye un problema de valores propios, valores característicos o eigenvalores. Desarrollando el determinante se obtiene una ecuación algebraica de grado n (número de grados de libertad) cuya incógnita es ω^2, y conducirá a n soluciones de dicha variable.

Para estructuras estables, los valores de ω^2 son reales y positivos, y sus raices cuadradas son las frecuencias naturales de vibración. Se acostumbra ordenarlas y denominarlas en orden creciente; así la primer frecuencia ω_1 se llama frecuencia fundamental de la estructura y es la de menor valor. Al sustituir cada una de las frecuencias en la ecuación 2.2 se obtienen valores del vector ϕ diferentes de cero; cada uno de estos representa a las deformadas de los modos de vibración, teniendo en sistemas de marcos, valores resultantes que representan la tendencia

de la deformación de los sistemas, es decir, que dichos resultados no son los valores exactos de las deformaciones modales. Por lo general, los resultados son normalizados tomando al máximo desplazamiento de la estructura como la unidad y ajustando el resto de los resultados con el valor obtenido.

2.1.2 EVALUACION DE RESULTADOS EN ANALISIS DINAMICOS

Los resultados anteriores son de gran utilidad para la evaluación de la respuesta estructural ante excitaciones sísmicas; sin embargo, el término $\ddot{U}_g(t)$ depende de la excitación a la que la estructura será sometida. Se requiere la utilización de acelerogramas para evaluar el comportamiento de la estructura en el tiempo que dure la excitación sísmica. Dichos registros no son muy utilizados, ya que de ellos se obtiene una gran cantidad de resultados, en ocasiones muy complejos, además de que se requieren una serie de registros para evaluar las respuestas ante diferentes tipos de sismos. Además, no todos los registros generan al mismo tiempo la respuesta máxima de la estructura, generando ciertos problemas en la combinación de los resultados.

Es por esto que como recurso paralelo de solución se construyen espectros de respuesta de cada movimiento sísmico. Estos se construyen encontrando la máxima respuesta de sistemas con una razón de amortiguamiento constante y diferentes valores de período.

Ya que no se pueden predecir sismos, se utilizan una serie de registros de terremotos para la construcción de espectros de respuesta o de espectros de diseño (utilizados en la mayoría de casos por los reglamentos de construcción), que no son más que espectros de respuesta suavizados.

La realización de una análisis modal espectral se funda en que interesa la máxima respuesta que generará un futuro sismo. La evaluación de la respuesta

máxima de la estructura dependerá de la combinación modal, o dicho de otra forma, en qué manera cada modo contribuye en la respuesta total de la estructura. Por ejemplo, los desplazamientos de las masas de un sistema de varios grados de libertad pueden expresarse como la suma de los desplazamientos debidos a la participación de cada uno de los modos naturales. Para la evaluación o combinación de resultados se pueden utilizar una serie de reglas de combinación modal tales como la ABSSUM (sumatoria absoluta, siglas en inglés), SRSS (raiz cuadrada de la sumatoria de cuadrados, siglas en inglés) y la CQC (combinación cuadrática completa, siglas en inglés).

Estas combinaciones se utilizan debido a que las máximas respuestas de cada modo de la estructura se dan en diferentes instantes de tiempo, pero para fines de diseño el resultado estimado es suficientemente preciso.

El uso de espectros de respuesta es el más utilizado, considerando que el diseñador no tiene que realizar cálculos de la historia de la respuesta, ya que alguien más ha desarrollado espectros de respuesta o espectros de diseño suavizados que se encuentran en los reglamentos de construcción.

2.1.3 ANALISIS DINAMICO DE ESTRUCTURAS IRREGULARES

Los aspectos considerados anteriormente son válidos en sistemas bidimensionales y tridimensionales, y son muy utilizados en programas de computadoras de análisis dinámico.

Sin embargo solo se han tomado en cuenta los modos traslacionales del sistema y hemos ignorado el tercer grado de libertad por cada uno de los niveles, el grado de libertad rotacional; y es que en sistemas irregulares deben considerarse los efectos torsionales debido a las excentricidades naturales del sistema.

Debido a que las ondas sísmicas durante un terremoto se propagan en todas las direcciones, no es posible predecir la dirección de la excitación del sismo sobre una estructura. Por esta razón, para el análisis de cargas laterales debidas a excitaciones sísmicas en los reglamentos de construcción se establece que se debe considerar dos componentes del movimiento del suelo, ortogonales entre sí, que definen los ejes de análisis de la estructura.

Para cumplir tal requisito, cuando en el método dinámico se opta por ignorar los giros de los pisos, se tiene que seguir el procedimiento de análisis modal espectral independientemente para cada dirección del sismo, desde el cálculo de periodos y modos de vibración, hasta la determinación de las fuerzas cortantes de entrepiso. La siguiente etapa consiste en distribuir tales cortantes de la misma manera que en el análisis estático. En particular, las excentricidades naturales y accidentales se combinan para la creación de una excentricidad de diseño, y se consideran los efectos simultáneos del 100 por ciento de la componente del sismo en una dirección y del 30 por ciento de la componente ortogonal. En rigor, este enfoque de análisis es híbrido: las fuerzas cortantes sísmicas se determinan dinámicamente, pero los efectos de torsión se incorporan por métodos estáticos.

Los análisis dinámicos tridimensionales consideran los efectos de torsión en una manera más explícita, y es que la adición de un grado de libertad rotacional por cada nivel, toma en cuenta los posibles giros de cada nivel de la estructura. Anteriormente se mencionó una estructura tridimensional particular, y es aquella en la que no existen excentricidades en planta en ninguno de sus niveles. Estas estructuras son conocidas como estructuras regulares, y para fines de análisis se les puede considerar como estructuras con dos grados de libertad por cada nivel.

El hecho de considerar una estructura de ese tipo es demasiado conceptual, ya que no es posible que una estructura sea perfectamente regular; y es que la presencia de irregularidades en la estructura pueden ser de tipo estructural,

arquitectónico, o deberse a causas como el comportamiento inelástico de la estructura durante eventos sísmicos. Para varios investigadores, dedicar la mayor parte del tiempo del diseño estructural de un edificio en procesos de análisis y dimensionamiento examinando con brevedad los aspectos de diseño conceptual y de estructuración, es una costumbre particularmente peligrosa, ya que el comportamiento de un edificio mal estructurado durante un sismo no será satisfactorio. Para nuestro caso, algunos aspectos de la forma en planta del edificio propician una respuesta sísmica inconveniente, como ejemplo, tenemos que la asimetría de la planta provoca vibraciones torsionales en el edificio. Otros aspectos que se deben evitar en la planta de un edificio es la presencia de alas muy alargadas, plantas muy largas, plantas con curvas y esquinas entrantes (ver figura 2.4).

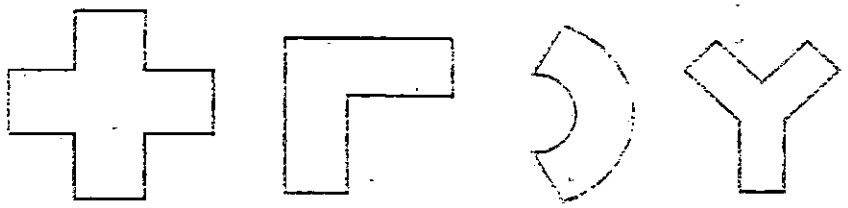


Figura 2.4 Vista en planta de formas de edificios irregulares

En ocasiones, la distribución de los planos resistentes de la estructura generan vibraciones torsionales en las estructuras. Muchos edificios poseen suficiente rigidez lateral, pero la disposición de los planos resistentes en planta, provoca que las estructuras posean baja rigidez torsional. Además, una gran parte de las estructuras se comportarán inelásticamente durante un sismo, ocasionando

pérdida de rigidez en la estructura, provocando desplazamientos del centro de rigidez en cada entrepiso.

La ecuación de equilibrio dinámico se extiende para la consideración de un nuevo término:

$$\mathbf{M}\ddot{U}(t) + I_o\ddot{U}_\theta(t) + \mathbf{C}U(t) + \mathbf{K}U(t) = -\mathbf{M}\ddot{U}_g(t) \qquad \text{(Ecuación 2.3)}$$

donde el término I_o es una matriz diagonal con términos iguales al momento de inercia de cada piso alrededor de un eje vertical que pasa por el centro de masa.

Consideremos una estructura de un nivel, que posea irregularidad en planta con respecto al eje y, y que es simétrica con respecto al eje x (figura 2.5).

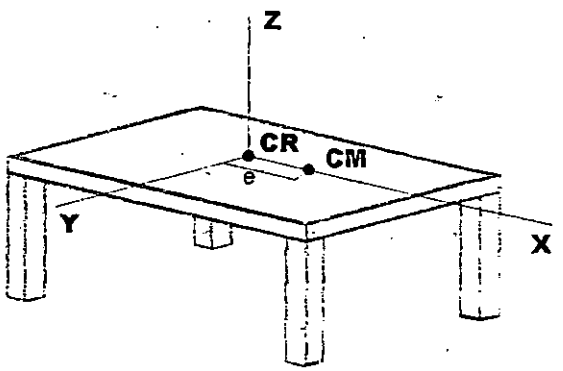


Figura 2.5 Estructura de un nivel con irregularidad sobre el eje Y

La respuesta estructural de los planos resistentes del eje **x** son independientes del movimiento torsional del piso o del movimiento en la dirección **y**, mientras que la respuesta de los planos ubicados en la dirección y, está acoplada con la respuesta torsional de la estructura. Esto se debe a las irregularidades o diferencias que existen entre el centro de masa y centro de rigidez de la estructura que se encuentran sobre el eje **y**.

El acoplamiento de los grados de libertad, o la dependencia entre las respuestas de los grados de libertad dinámicos, que se forma debido a la existencia de irregularidades sobre uno o ambos ejes de la estructura, provoca que los modos de vibración de la estructura posean componentes traslacionales y rotacionales. Estos efectos son conocidos como efectos torsionales y son fácilmente detectados con la realización de análisis tridimensionales. Para la evaluación de la respuesta se siguen básicamente los pasos anteriormente descritos; sin embargo en estructuras de varios niveles el acoplamiento de los grados de libertad requiere la utilización de computadoras ya que se efectúan procedimientos complejos de análisis.

Existen varios programas para computadora que efectúan automáticamente el análisis elástico tridimensional de estructuras de edificios. Sin embargo, el buen uso de estos programas requiere, además del claro entendimiento de sus hipótesis básicas y limitaciones, una cuidadosa preparación de los datos de entrada. Por lo general estos programas analizan también el edificio ante cargas verticales, introducidas como fuerzas distribuidas o concentradas en las vigas o losas.

2.1.4 EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES

Las fuerzas que excitan la respuesta de una estructura durante un sismo están relacionadas con la inercia de la estructura y actúan sobre el centro de masa de cada nivel. Las fuerzas de inercia son resistidas por fuerzas elásticas. En el caso de un movimiento traslacional puro de la estructura, las resultantes de las fuerzas elásticas resistentes pasan por el centro de rigidez. Cuando el centro de rigidez no coincide con el centro de cortante, las fuerzas sísmicas provocan movimientos torsionales en las estructuras. Sin embargo, en estructuras de edificios denominadas regulares, con plantas simétricas, la presencia de efectos torsionales

se deben a una variedad de factores como posibles errores en la evaluación de la distribución de masas y rigidez, giros de la estructura en su base debido a movimientos rotacionales de el suelo, etc. Estos efectos, que se consideran en estructuras regulares como irregulares son conocidas como movimientos torsionales accidentales. En el Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de nuestro país, estos efectos se consideran haciendo uso de excentricidades accidentales, medidas sobre las longitudes máximas de los ejes de referencia de análisis. Un valor de excentricidad accidental del 5% es utilizado para evaluar la contribución que ocasiona la torsión accidental en la respuesta total de la estructura[1]. Varias investigaciones han identificado que este tipo de metodología genera valores de fuerza poco conservadores en alguna de las direcciones locales de los elementos, ocasionando en éstos, diseños de diferente resistencia en alguna de las direcciones[3]. Como se observará más adelante, otros investigadores opinan que el uso de las excentricidades accidentales no es necesaria en estructuras irregulares, ya que al valor de excentricidad presente en la estructura no es necesario ser aumentado.

2.2. ESTADO DEL ARTE SOBRE EFECTOS TORSIONALES

Para realizar una evaluación del estado del arte sobre el tema de torsión se recurrió a documentación reciente de investigadores como Humar y Kumar[7,8], Edward Wilson[3], Hidalgo, Arias y Cruz[9], Chopra y de la Llera[6], etc. Se presenta a continuación un breve resumen, en el cual se enfocan los principales puntos que estos investigadores advierten sobre la torsión en estructuras.

Todas las investigaciones coinciden en que las estructuras reales que se ven sometidas a un evento sísmico desarrollan vibraciones traslacionales y torsionales. Sin embargo, a diferencia del comportamiento traslacional de las estructuras, del comportamiento torsional no se ha logrado establecer una forma simple de representarlo para fines de análisis sísmico de edificios, debido a la amplia variedad de factores involucrados en dicho fenómeno. Por esta razón, las disposiciones normativas se limitan generalmente a establecer controles para impedir que las estructuras desarrollen una torsión importante durante su respuesta sísmica. Esta filosofía ha sido ratificada por el buen desempeño de algunas estructuras durante ciertos eventos sísmicos. No obstante lo anterior y considerando las nuevas y más audaces diseños arquitectónicos que tienden a dejar atrás las configuraciones regulares, favoreciendo el comportamiento torsional, se hace necesario e imprescindible continuar con los esfuerzos para contar con criterios adecuados que permitan identificar en qué casos son importantes los efectos asociados a torsión y la forma de resistirlos.

En la mayoría de estudios consultados, en los cuales se hace referencia al comportamiento elástico de la estructura, se utilizan como modelo principal de análisis modelos idealizados de un piso, en el cual se toman ciertos parámetros asociados con las propiedades dinámicas y estáticas de la estructura.

Entre estos podemos citar los siguientes:

(**e / r**) : razón entre la excentricidad y el radio de giro de la planta

($\Omega = \omega_\theta / \omega_x$) : razón entre frecuencias torsional y traslacional desacopladas

(**ancho/largo**) : factor de geometría de la planta

(K_θ) : rigidez torsional del sistema.

Estos factores, y ciertas normalizaciones de resultados son la principal aportación de los estudios realizados. En la mayoría de estudios la normalización de la respuesta que se utiliza es la relación entre los desplazamientos considerando la torsión y los desplazamientos suponiendo un comportamiento traslacional puro. Esta representación de los resultados es conocida como desplazamientos normalizados.

Algunos proporcionan ciertos rangos de la razón de frecuencias para catalogar el comportamiento torsional de las estructuras. Para Chopra y De la Llera[6], las estructuras con una razón de frecuencias menores de 0.67 son consideradas flexibles torsionalmente. Para Humar y Kumar[7], un valor de 0.8 indica un comportamiento torsional flexible.

Pero aunque un amplio número de estudios de investigación han sido realizados sobre la respuesta torsional elástica e inelástica de edificios, los hallazgos de los estudios no son siempre consistentes unos con otros. Esto puede atribuirse a la complejidad del comportamiento torsional y al gran número de parámetros involucrados.

Con frecuencia, los resultados obtenidos por los investigadores son aplicables solo al modelo de estudio y limitados por los valores de los parámetros utilizados y las idealizaciones realizadas en el estudio.

De los parámetros mencionados, la rigidez torsional como una medida de la razón entre la frecuencia torsional desacoplada y la frecuencia traslacional desacoplada, es uno de los más importantes parámetros de análisis. Las estructuras que poseen valores bajos de razón de frecuencias indican una estructuración con baja rigidez torsional, y las estructuras que tienen una razón de frecuencias igual o cercana a 1 presentan el fenómeno de resonancia torsional.

Las discusiones en la literatura técnica en el pasado se han enfocado en muchos

detalles relacionados con la respuesta torsional, pero aunque la importancia de proveer adecuada rigidez torsional ($\mathbf{k}_\theta$) ha sido reconocida en algunos estudios, no ha recibido la atención que merece. De hecho, nuestro código sísmico no contiene una provisión explícita con respecto a la rigidez torsional, o a la razón de frecuencias. Al mismo tiempo, las provisiones de adecuada rigidez torsional son tan importantes como la provisión de sobre-resistencia a fuerza inducidas por la torsión. La rigidez torsional de un entrepiso se mide tomando en cuenta la disposición de los elementos resistentes a fuerzas laterales con respecto a la posición del centro de rigidez de la estructura.

Algunos autores (Humar y Kumar)[7,8] consideran que la razón de frecuencias tiene un importante efecto en la respuesta sísmica de estructuras de edificios. Un valor bajo de la razón de frecuencias (abajo de 0.8) puede ocasionar grandes desplazamientos en las zonas de baja rigidez lateral (conocidas en la mayoría de estudios como los extremos flexibles de la estructura) ocasionando sobre-esfuerzos en los planos resistentes. Ciertas consideraciones especiales de diseño deberán aplicarse a estructuras con valores de razón de frecuencias bajos. Es por lo tanto un buen consejo, el calcular o estimar la razón de frecuencias, ya que proporcionará al diseñador un importante criterio de estructuración, obteniendo éste una idea del comportamiento torsional de la estructura. El método de Rayleigh[2,7] para el cálculo de la frecuencia traslacional como para la frecuencia torsional genera resultados confiables. Es de aclarar que en nuestro medio el método de Rayleigh se utiliza solamente para calcular períodos traslacionales y no en el calculo de períodos torsionales. Se presentan ambas fórmulas a continuación:

$$\omega = F_i d_i / M_i d_i^2 \qquad \text{(Ecuación 2.4)}$$

$$\omega_\theta = T_i \theta_i / I_p \theta_i^2 \qquad \text{(Ecuación 2.5)}$$

donde:

ω = frecuencia angular traslacional

ω_θ = frecuencia angular rotacional

F_i = fuerzas en los niveles

M_i = masa en cada uno de los niveles

d_i = desplazamientos generados por las fuerzas F_i en cada nivel

T_i = torques proporcionales a las fuerzas F_i en cada nivel

I_p = momento polar de inercia de cada nivel con respecto al centro de masa

θ_i = rotaciones generadas por los torques T_i en cada nivel

Para observar en qué manera se desarrollan las investigaciones, las cuales difieren de acuerdo a los parámetros utilizados como referencia, se describe a continuación dos puntos de vista acerca de la resonancia torsional. Según el estudio realizado en 1994 por Hidalgo, Arias y Cruz en Chile[9], la resonancia torsional (es decir, un valor de la razón de frecuencias igual a uno) era perjudicial para la estructura ya que en este caso la estructura generaba un comportamiento torsional más complejo (1994). En sus conclusiones aseguran que para valores de razón de frecuencias igual a 1, la razón del torque dinámico entre el torque estático es amplificada grandemente, particularmente para valores bajos de excentricidad estática. Este hecho habría provisto la base para una recomendación tradicional de que el diseño con valores de la razón de frecuencias igual a 1 deben ser evitados, tal como lo citaron Chopra y De la Llera[10] (1976,1981). Sin embargo, Humar y Kumar[7,8] (1998) estudiaron la resonancia torsional. En su estudio enfatizan que los desplazamientos y las fuerzas de diseño en los planos resistentes dependen de una combinación de cortantes y torques, es decir, que toda estructura sometida a un sismo responderá trasladándose y rotando, generando las fuerzas antes mencionadas. Esto indica que una fuerte amplificación de torques no necesariamente significa que las fuerzas de diseño sean igualmente amplificadas, y por el contrario, la combinación podría disminuir las fuerzas de diseño.

2.2.1 ESTUDIOS SOBRE TORSION ACCIDENTAL

Mientras muchos autores discuten sobre la torsión en estructuras irregulares, otros intentan indagar sobre la torsión accidental, tal como se da en el estudio realizado por Chopra y De la Llera[6] (1996). En este estudio se realizan una serie de observaciones; entre las más importantes tenemos que la mayoría de fuentes de torsión accidental incrementan la respuesta de estructuras nominalmente simétricas mucho más que en sistemas estructurales irregulares y que los edificios con la dimensión en planta perpendicular a la dirección del movimiento del suelo mayores que la otra dimensión (razones grandes de b/r; en este caso, b es la longitud máxima en planta perpendicular al movimiento del sismo y r es el radio de giro de la planta) muestran los más grandes incrementos en la respuesta debido a la torsión accidental. Los incrementos en los desplazamientos de los extremos de la estructura debido a posibles movimientos rotacionales del suelo, con periodos traslacionales desacoplados mayores de 0.5 s son menores del 8%; sin embargo, las estructuras con períodos menores de 0.5 s y que sean flexibles torsionalmente (una razón de frecuencias menor de 0.67) presentan incrementos que pueden alcanzar hasta un 40% de los desplazamientos normalizados (estudio realizado en 30 edificios durante sismos recientes en California, De la Llera y Chopra[6], 1994). Se asegura en este estudio que la mayor fuente de incremento en la respuesta se debe a la incertidumbre en las propiedades del cálculo del centro de masa de la estructura, y en menor forma la incertidumbre en el cálculo del centro de rigidez de la estructura; sin embargo ambas contribuyen hasta en un 70% del incremento total de la respuesta.

En base al estudio realizado, De la Llera y Chopra[6] incluyen una metodología de análisis para una clase especial de estructuras irregulares de varios niveles, con las siguientes características: (1) los centros de masa de cada nivel están ubicados sobre un eje vertical; (2) los planos resistentes están colocados de tal

forma que sus ejes principales forman una red ortogonal en planta y están conectados en cada piso por diafragmas rígidos; y (3) las matrices de rigidez lateral de todos los planos resistentes son proporcionales.

En la metodología se considera la torsión accidental tomando en cuenta todas las fuentes de incertidumbre que generan la torsión accidental de la estructura antes mencionadas.

2.2.2 DEFINICION DE EJES DE ANALISIS Y RESPUESTAS MAXIMAS

Existen otras investigaciones que desarrollan aspectos relacionados con análisis dinámicos tridimensionales que como se mencionó antes, consideran los efectos tosionales en una manera más explícita.

Sudo, Sera y Nishikawa[11], todos Japoneses, realizaron un estudio de estructuras sometidas a sismos considerando movimientos de suelo bidireccionales. En el estudio, se sometió a un grupo de estructuras con irregularidades en planta a una serie de registros de sismos, variando la dirección de el ángulo de entrada sísmica cada 15° con respecto a los ejes de análisis de la estructura. En sus conclusiones revelan que para un análisis que considera el comportamiento lineal de la estructura la máxima respuesta esta relacionada con la dirección principal de la estructura determinada de acuerdo a los factores de participación modal. Sin embargo, en estructuras que se comportan en su rango no lineal existen variaciones en el ángulo de respuesta máxima.

Edward L. Wilson[3], profesor benemérito de la Universidad de Berkeley, California, expone una metodología y una serie de críticas sobre el análisis de estructuras irregulares. La propuesta de análisis de Wilson[3] que será utilizada en este trabajo, presenta una serie de suposiciones básicas de análisis dinámico de estructuras tridimensionales. Debido a la falta de una metodología más explícita

para el análisis de estructuras de tipo irregular en el RSEC[1], se optó por realizar una evaluación de la propuesta de análisis de Wilson[3], comparando dichos resultados con la metodología que se encuentra propuesta en el RSEC[1].

Siendo la base de este trabajo la documentación presentada por Wilson, se presenta a continuación parte del documento donde él desarrolla y justifica la utilización de su metodología.

2.2.3 METODOLOGIA DE WILSON

La mayor ventaja de usar las fuerzas obtenidas de un análisis dinámico como base para un diseño estructural es que la distribución de fuerzas debe ser significantemente diferente a las fuerzas obtenidas de un análisis de carga estática equivalente. El principal propósito de los actuales códigos de construcción es que se realicen diseños estructurales que sean más resistentes a sismos de lo que resulta cuando se usan fuerzas estáticas aproximadas.

El análisis aproximado en dos dimensiones sujeto a cargas estáticas equivalentes es aún aceptable como base de diseño sísmico para la mayoría de sistemas estructurales. Sin embargo durante los últimos 20 años, debido al incremento de la disponibilidad de computadoras digitales modernas, la mayoría de ingenieros han tenido experiencia con el análisis de carga estática de estructuras tridimensionales, pero pocos ingenieros han tenido experiencia con el análisis de respuesta dinámica. Para Wilson[3], la creación y utilización de estos programas en tan corto periodo de tiempo ha generado un gran desafío para los que utilizan métodos tradicionales de análisis y diseño.

Esto se refleja en los códigos de Construcción, que para minimizar el impacto de este significante cambio en los métodos de análisis, permiten que los resultados obtenidos de un análisis dinámico sea normalizado para que el máximo

cortante basal dinámico sea igual al cortante basal obtenido de un análisis simple de carga estática bidimensional. Obviamente, no hay fundamentos teóricos en este ajuste de resultados.

Sin embargo, para los propósitos de seleccionar la magnitud de la carga dinámica que satisface los requisitos de los códigos, este ajuste debe ser aceptado hasta que un método más racional sea adoptado.

El cálculo de los "cortantes basales de diseño" es simple y las variables están definidas en los códigos, tales como factores de importancia, los coeficientes del suelo, el factor de zonificación, la ductilidad de la estructura, etc. Es de interés notar, sin embargo, que la magnitud básica de las cargas sísmicas no ha cambiado significativamente desde versiones anteriores de los códigos. El mayor cambio es que los "métodos dinámicos de análisis" deben ser usados en las "direcciones principales" de la estructura, escogidas por comodidad del mismo diseñador. Wilson[3] opina que "los recursos de análisis dinámico de los códigos actuales puede resultar en un diseño estructural que es relativamente 'débil' en una dirección".

El método de análisis dinámico presentado por Wilson[3] que se evaluará posteriormente, generará un diseño estructural que tiene igual resistencia en todas las direcciones.

Para Wilson[3], el cortante basal de diseño máximo posible, el cual es definido por los actuales códigos, es aproximadamente igual al 35% del peso de la estructura. Para muchas estructuras, es menos del 10% (que equivale al valor de Cs, coeficiente sísmico). Es generalmente reconocido que este nivel de fuerza es pequeño cuando se compara con los niveles de fuerzas que se generan durante movimientos sísmicos. El uso de este cortante basal de diseño requiere que una ductilidad substancial sea suministrada en la estructura.

Para Wilson[3], los efectos torsionales reales y accidentales deben ser

considerados en todas las estructuras. Por lo tanto, todas las estructuras deben ser tratadas como sistemas tridimensionales.

Obviamente, en la utilización de modelos tridimensionales se encuentra implícito el uso de programas de computadora, en los cuales fácilmente se pueden modelar estructuras con plantas irregulares, sistemas de escaleras, salientes verticales o entrepisos débiles, sin que esto cause problemas al diseñador en la evaluación de la respuesta del modelo. Este modelo debería ser desarrollado en una etapa temprana de diseño ya que puede ser usado para el análisis de cargas estáticas de viento, cargas verticales, y para cargas sísmicas dinámicas.

SIMPLIFICACIONES BASICAS

Entre las simplificaciones y suposiciones básicas que Wilson[3] sugiere para la realización de un análisis tridimensional están las siguientes:

- Sólo elementos estructurales con significante rigidez y ductilidad deberán ser modelados. Los componentes frágiles no estructurales pueden ser ignorados. Sin embargo, las deformaciones axiales y cortantes pueden ser consideradas en todos los miembros sin un significante incremento en el esfuerzo computacional cuando se utilizan los más modernos programas de computadoras.
- La rigidez, en la aproximación de los sistemas de piso, ha sido demostrada que es aceptable para la mayoría de los edificios. Para los propósitos de un análisis dinámico elástico, las secciones gruesas de concreto, ignorando la rigidez del acero, son normalmente utilizadas.
- La masa de la estructura puede ser calculada con una alto grado de precisión. La mayor suposición que debe ser hecha es la cantidad de carga viva que será incluida como masa agregada. Para ciertas estructuras es

necesario realizar varios análisis con diferentes valores de masa. En el caso de la aproximación de diafragmas rígidos, el momento de inercia rotacional de la masa debe ser calculado.

- La rigidez de la región de la fundación de la mayoría de estructuras puede ser modelada como elementos estructurales sin masa. Es de particular importancia modelar la rigidez de las pilas y la rigidez rotacional en la base de las paredes de cortante.
- El modelo computacional para cargas estáticas solo deberá ser ejecutado previamente al análisis dinámico. El equilibrio debe ser revisado y varias aproximaciones de modelado pueden ser verificadas con simples modelos de carga estática.

Los resultados de un análisis dinámico son generalmente muy complejos y las fuerzas obtenidas de un análisis de espectro de respuesta son siempre positivos. Por lo tanto, el equilibrio dinámico es casi imposible de chequear. Sin embargo, es relativamente sencillo revisar los balances de energía en análisis lineales y no lineales. La mayoría de programas de análisis de estructuras proporcionan dichos balances.

ASPECTOS A CONSIDERAR EN EL ANALISIS

Se detallan a continuación una serie de observaciones y definiciones que Wilson[3] realiza, para conocer con mayor detalle, aspectos sobre el análisis dinámico tridimensional.

Cada modo de vibración tridimensional de una estructura debe tener componentes del desplazamiento en todas las direcciones. Para el caso especial de una estructura simétrica, los modos de vibración están desacoplados y tendrán desplazamientos en una sola dirección. Ya que cada

modo puede ser considerado como una deflexión debida a una serie de cargas estáticas, se pueden calcular seis fuerzas de reacción basal para cada modo de vibración (3 reacciones, 2 momentos de volteo y un momento de torsión). Por lo general, las magnitudes de las fuerzas y momentos no tienen un significado en cada modo, ya que la amplitud de cada uno puede ser normalizada a cualquier valor. Sin embargo, los valores relativos de las diferentes componentes de los cortantes y momentos asociados con cada modo son de consideración.

Un cuidadoso examen de las propiedades direccionales de los modos de vibración tridimensional en etapas tempranas de un diseño preliminar, pueden dar una información ingenieril estructural adicional que puede ser utilizada para mejorar el diseño resistente a sismos de una estructura. Los actuales códigos definen como "estructura irregular" aquella que tiene un cierto perfil geométrico o en la cual existen discontinuidades en rigidez y masa. Una definición más racional es que una "estructura regular" es aquella en la que hay un acoplamiento mínimo entre los desplazamientos laterales y las rotaciones torsionales para los modos de vibración asociados con las frecuencias mas bajas del sistema. Por lo tanto, si el modelo es modificado y se "afina" por un estudio de los modos de deformación tridimensional durante la fase de diseño preliminar, puede ser posible convertir una "estructura geométricamente irregular" en una "estructura dinámicamente regular" desde un punto de vista de diseño sismo-resistente.

Para estructuras regulares simétricas, las cuales tienen igual rigidez en todas las direcciones, los periodos asociados con los desplazamientos laterales resultarán como pares de periodos idénticos. Sin embargo, las direcciones asociadas con el par de modos de vibración tridimensional no son matemáticamente únicos. Para períodos idénticos, la mayoría de programas

permiten redondear errores para producir 2 modos de vibración en direcciones que difieren 90 grados. Es decir que cada uno de los modos de vibracion tridimensional posee un eje sobre el cual se producen los desplazamientos de la estructura, que es perpendicular al eje sobre el cual se producen los movimientos del otro modo. Por lo tanto, el método SRSS (siglas en inglés, Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados en español) no debería ser utilizado para combinar los modos máximos en un análisis dinámico tridimensional. El método CQC (siglas en inglés, Combinación Cuadrática Completa en español) elimina los problemas asociados con períodos espaciados cercanamente.

Para un análisis de espectro de respuesta, los actuales códigos manifiestan que "al menos el 90% de la masa participante de la estructura debe estar incluido en el calculo de la respuesta para cada dirección principal". Por lo tanto, el número de modos a ser evaluado debe satisfacer este requisito. La mayoría de programas automáticamente calculan la masa participante en todas las direcciones. Por lo tanto, este requisito puede ser verificado fácilmente.

DIRECCIONES PRINCIPALES

Wilson[3] crítica la falta de definición, por parte de los reglamentos de construcción, de ciertos términos que deberían ser de total dominio por parte de los diseñadores. Una debilidad en los códigos actuales es la falta de definición de las "direcciones horizontales principales" para una estructura tridimensional en general. Si cada ingeniero tiene permitido seleccionar un sistema de referencia arbitrario, el "cortante basal dinámico" no será único y en cada sistema de referencia podría haber un diseño diferente. Una solución

para este problema, el cual resultaría en un único cortante basal de diseño, es usar la dirección del cortante basal asociado con el modo fundamental de vibración como la "dirección principal mayor" de la estructura. La dirección principal menor será, por definición, perpendicular al eje mayor. Este recurso tiene la misma base utilizada en el análisis de estructuras regulares, en las que se considera que el primer modo de vibración es el predominante. Las fuerzas de diseño sísmico requeridas pueden venir desde cualquier dirección horizontal y, para propósitos de diseño, estas pueden ser asumidas actuando no simultáneamente en la dirección de cada eje principal de la estructura. Además, para el diseño de miembros, los efectos de carga sísmica en dos direcciones ortogonales debe ser combinado con el método SRSS.

METODOLOGIA BASICA DE ANALISIS Y AJUSTE DE RESULTADOS

Wilson[3] propone el siguiente método de análisis: Para satisfacer los actuales requisitos de los códigos, es necesario realizar dos análisis espectrales por separado, uno en la dirección mayor y otro en la menor (definidas previamente). Con cada uno de estos análisis, el método CQC es usado para precisar el cálculo de los efectos de interacción modal en la estimación de los valores de respuesta máxima. El espectro utilizado en estos análisis puede ser obtenido directamente de los espectros de respuesta normalizados de los códigos.

Cada uno de estos análisis producirá un cortante basal en la dirección principal mayor. Un valor sencillo para el "cortante basal dinámico" es calculado por el método SRSS. También un "cortante basal dinámico" puede ser calculado en la dirección principal menor. El próximo paso es ajustar los anteriores modos espectrales usados, con la razón de "el cortante basal de

diseño" entre el mínimo valor de "cortante basal dinámico". Este recurso es más conservador que el propuesto por los actuales requisitos, ya que solo el factor de ajuste que produce la respuesta más grande es utilizado. Como se observa, este recurso esta más cercano a lo racional, ya que resultaría en el mismo diseño sísmico en todas las direcciones.

2.3. CONSIDERACIONES DEL REGLAMENTO PARA LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL EN LAS CONSTRUCCIONES PARA EL ANALISIS DE ESTRUCTURAS IRREGULARES.

Se presentan a continuación una serie de lineamientos que el RSEC de El Salvador considera para la realización de análisis en estructuras irregulares.

2.3.1 SELECCION DEL METODO DE ANALISIS DE FUERZAS LATERALES.

Según el RSEC[1], toda estructura puede ser diseñada usando los procedimientos del capítulo 5 (análisis dinámico). El procedimiento para las fuerzas laterales estáticas del Capítulo 4 (método de la Fuerza Estática Equivalente) puede ser utilizado en los siguientes casos:

- Estructuras regulares menores de 70 m. de altura, excepto aquellas que se encuentren ubicadas sobre un terreno tipo S4 y tengan un período fundamental mayor de 0.7 seg.
- Estructuras irregulares no mayores de 5 pisos ni de 20 m. de altura.

Se presenta a continuación los lineamientos básicos descritos en el capitulo 5 del RSEC sobre la utilización de métodos dinámicos de análisis (tomado del RSEC):

CREACION DE UN MODELO MATEMATICO

Para el análisis dinámico de estructuras con configuraciones en planta altamente irregulares (ver Tabla 2.1), y que tengan diafragmas rígidos o semirígidos, debe usarse un modelo tridimensional.

A. Irregularidad Torsional	Si los diafragmas no son flexibles se considerará que existe irregularidad torsional cuando la máxima deriva de entrepiso, incluyendo la torsión accidental, calculada en un extremo de la estructura transversal a un eje, es mayor que 1.2 veces la deriva de entrepiso promedio de los dos extremos de la estructura.
B.Esquinas Entrantes	Cuando ambas proyecciones de la estructura más allá de una esquina entrante sean mayores que el 15% de la dimensión en planta de la estructura en la dirección considerada.
C. Discontinuidad Del Diafragma	Se consideran los cambios abruptos o variaciones en rigidez, como recortes, o aberturas mayores que el 50% del área bruta de la planta del edificio.
D. Desalineamiento Fuera del Plano	Discontinuidades en la trayectoria de una fuerza lateral, tal como elementos verticales fuera del plano.
E. Sistemas no Paralelos	Cuando los elementos verticales resistentes a cargas laterales no son paralelos o no son simétricos con respecto a los ejes principales ortogonales del sistema resistente a fuerzas laterales.

Tabla 2.1 Irregularidades en planta descritas en el RSEC

- PROCEDIMIENTO DE ANALISIS

NUMERO DE MODOS. Los requisitos relativos a que todos los modos significativos sean incluidos pueden ser satisfechos demostrando que, para los modos considerados, al menos el 90 por ciento de la masa participante de la estructura está incluida en los cálculos de respuesta para cada una de las direcciones horizontales principales.

COMBINACIÓN DE MODOS. Los valores pico de las fuerzas en los miembros, los desplazamientos, las fuerzas de piso, los cortantes de entrepiso y las reacciones en la base para cada modo, se combinan usando procedimientos establecidos para estimar los valores máximos resultantes de estos parámetros de respuesta. Cuando se usen modelos tridimensionales para el análisis, deberán considerarse los efectos de interacción modal.

EVALUACIÓN DE RESULTADOS. Cuando el cortante basal en una dirección dada sea determinado de un análisis modal espectral, y resulte menor que el cortante basal determinado por el uso del método estático, el primero deberá modificarse como sigue:

- para estructuras irregulares, se usará el 100% del cortante basal estático.
- para estructuras regulares, se usará el 90% del cortante basal estático.

El cortante basal estático de una estructura se calcula con la siguiente expresión:

$$Vs = C_S W \qquad \text{(Ecuación 2.6)}$$

$$C_S = \frac{AICo}{R}\left(\frac{To}{T}\right)^{2/3} \qquad \text{(Ecuación 2.7)}$$

Para el calculo de T ó período de la estructura, el RSEC propone la utilización del método A, el cual considera la altura de la estructura y un coeficiente C_t:

$$T = C_t h_n^{3/4} \qquad \text{(Ecuación 2.8)}$$

donde $C_t = 0.085$ para marcos de acero

$C_t = 0.073$ para marcos de concreto

Todos los parámetros de respuesta correspondientes, incluyendo fuerzas, momentos y desplazamientos, deberán ajustarse en la misma proporción que el cortante basal, excepto que para el ajuste de los desplazamientos puede eliminarse la limitación del 80% del método A.

En ningún caso es necesario utilizar un cortante basal mayor que el obtenido de acuerdo a las disposiciones del Capítulo 4 del RSEC[1] (Cortante basal obtenido por el método estático).

TORSIÓN. El análisis debe tomar en cuenta los efectos de torsión, incluyendo los de torsión accidental prescritos en la sección 4.4 del RSEC, en la cual se incluyen los efectos de torsión accidental.

Se presentan las disposiciones de la sección 4.4 del RSEC donde se especifica la utilización de las excentricidades accidentales:

DISTRIBUCION HORIZONTAL DEL CORTANTE

- El momento torsionante de diseño en un entrepiso dado, será el que resulte de las excentricidades entre las fuerzas de diseño aplicadas en los pisos superiores a ese entrepiso y los elementos resistentes verticales en ese entrepiso, incrementando por un momento torsional accidental.

- El momento torsional accidental se determinará asumiendo que en cada piso la masa está desplazada a ambos lados del centro de masas calculado, una distancia igual al 5% de la dimensión del edificio en ese piso en dirección perpendicular a las fuerzas en consideración.

2.4. APLICACION DE LOS ESTUDIOS EN LOS REGLAMENTOS DE CONSTRUCCION.

Las consideraciones de la mayor parte de Reglamentos de Construcción para catalogar una estructura como regular e irregular, están basadas en las características geométricas, de resistencia y de rigidez de las estructuras. En la mayoría de investigaciones realizadas se utilizan ciertos parámetros que permiten generalizar el comportamiento torsional de las estructuras. Se repiten por conveniencia aquí:

e / r = razón entre la excentricidad y el radio de giro de la planta

ω_θ / ω_x = razón entre la frecuencia torsional y traslacional del sistema

ancho / largo = factor de geometría de la planta

Desde el punto de vista de la proposición de reglas sencillas para limitar los efectos del acoplamiento lateral torsional que se genera en estructuras irregulares, no se encontraron estudios que proporcionen de una manera explícita un parámetro que mida o limite un comportamiento torsional inaceptable. Sin embargo, los dos primeros parámetros son los más representativos en la respuesta torsional de la estructura. Algunos reglamentos han tomado estos factores como básicos para la determinación de la metodología de análisis que debe utilizarse para que genere resultados más confiables.

La norma de construcción japonesa, en el año 1988, establece un factor R_{ex} , del cual se desprende la definición de una estructura regular, que es cuando $R_{ex} < 0.15$.

R_{ex} esta definido de la siguiente manera:

$$R_{ex} = e / r_{ex} \qquad \text{(Ecuación 2.9)}$$

donde: $r_{ex} = (k_\theta / k_x)^{1/2} = (\omega_x / \omega_\theta)^{1/2}$

e = excentricidad natural del sistema.

Según las investigaciones consultadas, en la medida que un sistema se hace más rígido torsionalmente, es decir tiene razones de frecuencia mayores que 1, el nivel de acoplamiento entre los grados de libertad traslacionales y el grado de libertad rotacional disminuye, favoreciendo esto a un comportamiento traslacional puro (ya que disminuye la masa que contribuye a la componente rotacional). Pero en la medida que el sistema pierde rigidez torsional, es decir con razones de frecuencia cercanas a 1, los primeros modos traslacionales adquieren una participación rotacional mayor, explicando esto por qué es mas fácil excitar el comportamiento torsional en sistemas que son flexibles torsionalmente. Los sistemas con valores de razón de frecuencia menores que 1 son descritos como sistemas de baja rigidez torsional, y como se mencionó anteriormente, existen valores límite para catalogar este tipo de estructuras.

Por ejemplo, en la norma chilena se establece un valor de razón de frecuencias igual a 0.8 como el crítico para catalogar a una estructura como de baja rigidez torsional[9]. Este valor es utilizado como aceptable por Humar y Kumar[7,8] en el año 1998 para determinar el comportamiento torsional de las estructuras.

CAPITULO 3

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS

3.1 DESCRIPCION DE LAS ESTRUCTURAS

Como se mencionó en el Capitulo1, las estructuras que se analizarán cumplirán ciertos requisitos de irregularidad geométrica, tal como se consideran en el Reglamento para la Seguridad Estructural en las Construcciones (ver Tabla 1.1). Dichas estructuras presentarán irregularidades en planta constante en toda su altura, es decir que no existirá irregularidad geométrica vertical. Según Chopra y de la Llera[6], estructuras que poseen irregularidad en planta y la mantienen a lo largo de su altura son estructuras cuyos resultados no dependen del numero de niveles y podrían analizarse como estructuras irregulares de un solo nivel. En este estudio se mantendrá una altura constante de edificios tomando en cuenta dicha investigación.

En la Figura 3.1 se detallan una serie de esquinas entrantes en estructuras de edificios, las cuales poseen diferentes razones entre las longitudes entrantes (A) y la longitud total (L).

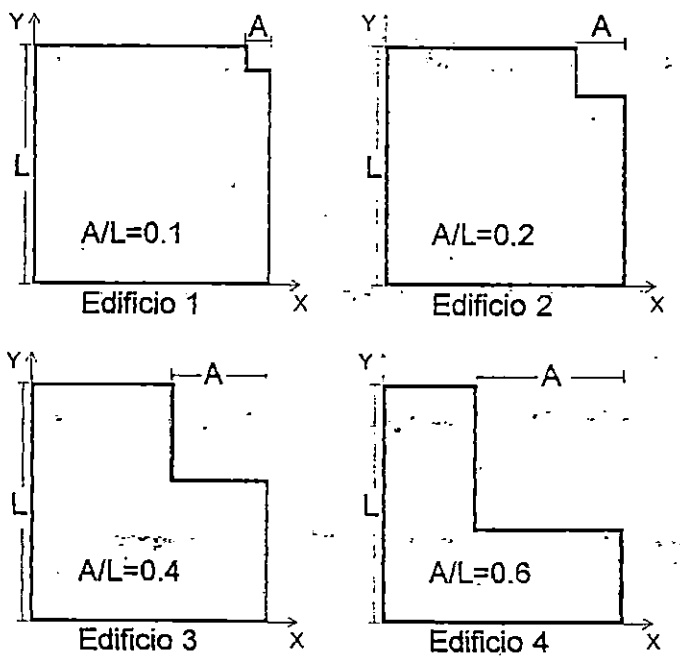


Figura 3.1 Vista en planta de los edificios con irregularidad tipo 1

Para este caso la longitud mayor es de 50 mts y las razones A/L expresan la razón entre la longitud de la esquina entrante A y la longitud total L; como se puede observar las estructuras están ordenadas de acuerdo a la irregularidad de la planta (A/L), siendo el edificio 1 (A/L=0.1) el menos irregular, y aumentando la razón hasta el edificio 4 (A/L=0.6).

En la Figura 3.2 se observan plantas de edificios con una serie de esquinas entrantes pero con diferentes razones de irregularidad en cada una de las direcciones de análisis. Al igual que en el caso anterior la máxima longitud de las plantas es de 50 mts, y las razones Ax/L y Ay/L determinan para cada una de las direcciones, la razón entre la longitud de la esquina entrante A y la longitud total L.

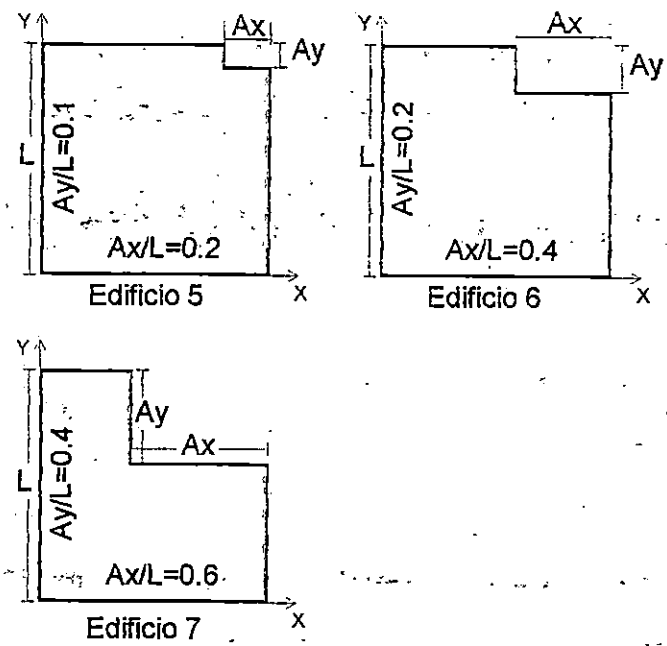


Figura 3.2 Vista en planta de los edificios con irregularidad tipo 2

Como se puede observar al igual que en el caso anterior la razón de irregularidad aumenta en cada una de las plantas desde el edificio 5 (Ax/L=0.2 y Ay/L=0.1) hasta el edificio 7 (Ax/L=0.6 y Ay/L=0.4).

En la Figura 3.3 se observan estructuras de edificios con esquinas entrantes que tienen forma de U. Para este caso las estructuras tienen 50 metros de longitud máxima y poseen una razón de forma variable en la dirección Y, manteniendo constante la razón de forma en X. Al igual que en las anteriores, las razones A/L expresan la razón entre la longitud de la esquina entrante A y la longitud total máxima L..

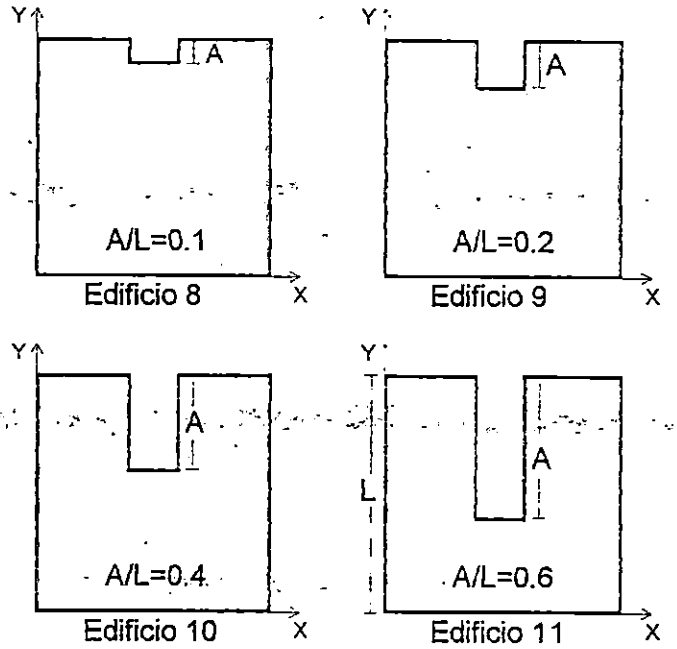


Figura 3.3 Vista en planta de los edificios con irregularidad tipo 3

En la Figura 3.3 se puede observar que la planta del edificio 8 posee la menor razón de irregularidad (A/L=0.1), mientras que el resto de plantas aumentan la razón hasta la de mayor irregularidad, que corresponde al edificio 11 (A/L=0.6).

En la Figura 3.4 se observan estructuras de marcos con elementos resistentes no paralelos al resto del sistema. Las razones A/L, corresponden a la distancia A que existe entre la longitud que se desmembró del sistema rectangular para unir los sistemas no paralelos, y la longitud total L .

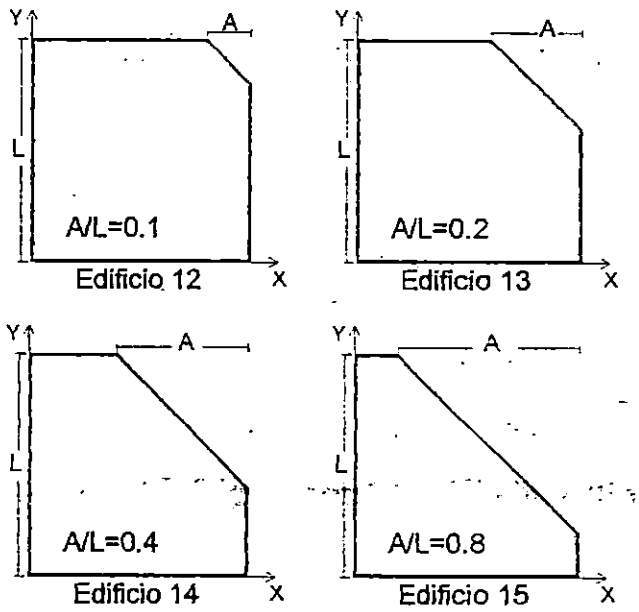


Figura 3.4 Vista en planta de los edificios con irregularidad tipo 4

En la Figura 3.5 se detallan sistemas de marcos con voladizos; la relación V/L que se presenta en cada uno de ellos es la razón entre la longitud del voladizo y el claro de columnas.

Los edificios 16 y 17 tendrán dos claros de 5 m en la dirección Y y cinco claros de 5 m en la dirección X. En este caso la planta más irregular pertenece al edificio 17 con una relación V/L= 0.4, mientras que la planta del edificio 16 posee una relación V/L=0.2. Los edificios 18 y 19 solamente tendrán un claro de 5 m en la dirección Y, pero mantienen cinco claros de 5 m en la dirección X. La planta más irregular es la del edificio 19, la cual posee una razón V/L=0.4, mientras que la planta del edificio 18 posee una razón V/L=0.2.

Es de notar que estas estructuras sin los voladizos presentan una razón ancho/largo = 5 en los edificios 18 y 19, y una razón ancho/largo = 2.5 en los edificios 16 y 17.

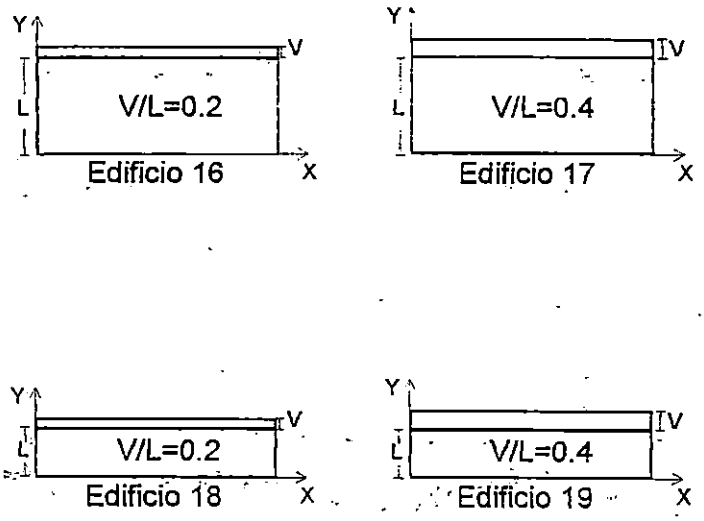


Figura 3.5 Vista en planta de los edificios con irregularidad tipo 5

En la Figura 3.6 se han desarrollado plantas alargadas rectangulares con diferentes razones de ancho/largo (A/B). La longitud A se mide sobre el eje X, mientras que la longitud B se mide sobre el eje Y. En todas las estructuras el valor de la longitud A es de 60 m.

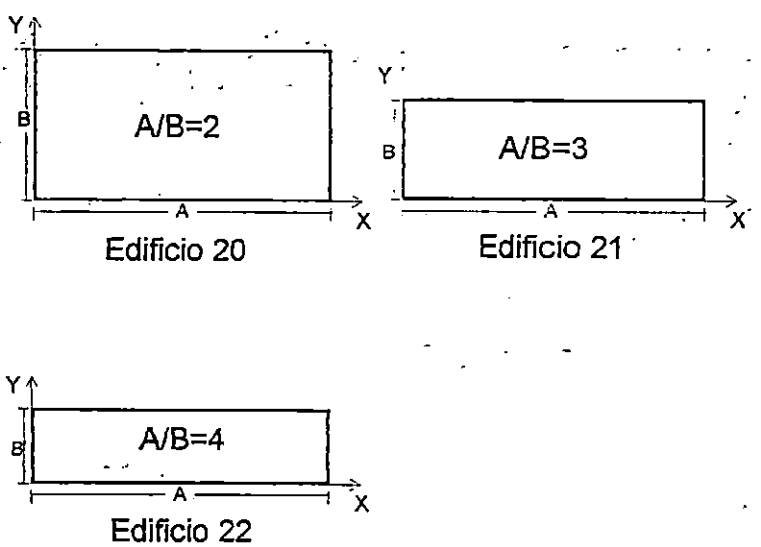


Figura 3.6 Vista en planta de los edificios con irregularidad tipo 6

En cada una de las estructuras antes descritas se utilizará el programa SAP 2000[4] para llevar a cabo los análisis. Cada una de las estructuras se diseñará utilizando dicha herramienta, hasta obtener secciones óptimas en los elementos resistentes. Se busca obtener secciones iguales en cada uno de los tipos de irregularidad. Así, los edificios con irregularidad tipo 1 (edificios1, 2, 3 y 4) tendrán las mismas secciones de vigas, columnas y losas en cada uno de los niveles.

Se utilizarán los valores que el RSEC propone para cargas vivas máximas e instantáneas, asumiendo que cada una de las estructuras previamente descritas están destinadas para utilizarse como oficinas. Además se ha considerado que la altura de los niveles será de 3.20 mts. y que cada una constará de 7 niveles para una altura total de 22.40 mts. Los vanos de escaleras y elevadores tampoco serán considerados, así que se utilizarán diafragmas continuos en los sistemas de piso.

Se utilizarán vigas de 5 mts. de longitud en cada uno de los sistemas, un concreto de peso normal (2400 Kg/m^3) y acero de refuerzo grado 60. Las secciones de los elementos resistentes serán cuadradas para las columnas, y rectangulares en secciones de vigas, dependiendo de los resultados que se obtengan.

Los niveles de carga a las que las estructuras estarán sometidas se definen a continuación:

La carga muerta adicional al peso propio de la estructura esta distribuida de la siguiente manera:

Desde el nivel 1 al nivel 6...

Paredes divisorias	105 Kg/m^2
Instalaciones eléctricas y cielo falso	30 Kg/m^2
Sobrecarga por afinados	20 Kg/m^2
Enladrillados	120 Kg/m^2
TOTAL	**275 Kg/m^2**

En el nivel 7...

Instalaciones eléctricas y cielo falso	30 Kg/m^2
Sobrecarga por afinados	20 Kg/m^2
Impermeabilizante	150 Kg/m^2
TOTAL	**200 Kg/m^2**

Los valores de carga viva que se utilizaron fueron los propuestos por el Reglamento para la Seguridad Estructural en las Construcciones. Se tiene así:

Desde el nivel 1 al nivel 6...

Carga Viva Máxima	**250 Kg/m^2**
Carga Viva Instantánea	**180 Kg/m^2**

En el nivel 7...

Carga Viva Máxima	**100 Kg/m^2**
Carga Viva Instantánea	**50 Kg/m^2**

En todas las estructuras se considerará una carga extra en las vigas de borde debido a paredes perimetrales de 750 Kg/m.

La distribución de cargas hacia los elementos se realizará basándose en el concepto de áreas tributarias, tomando en cuenta que la distribución de cargas es uniforme en cada uno de los niveles.

Las estructuras estarán ubicadas en San Salvador, en un suelo tipo S3 (según el RSEC, perfil de suelo que contiene un espesor acumulado de 4 a 12 mts. de suelos cohesivos blandos o medianamente compactos o suelos no cohesivos sueltos). Serán destinados al uso de oficinas gubernamentales, y como se menciono con anterioridad

el sistema estructural a utilizar son marcos de concreto reforzado con detallado especial.

Debido a que el RSEC[1] no es específico sobre como realizar un análisis dinámico en estructuras de edificios, se realizarán una serie de simplificaciones en los modelos, basadas en la propuesta de análisis dinámico del RSEC[1].

Cada uno de los modelos creados en el programa SAP 2000[4] serán modificados, ya que el programa en la etapa de análisis no incluye la utilización de excentricidades accidentales propuestas por los reglamentos de construcción. Por tal motivo se realizarán cinco análisis en cada una de las estructuras; uno preliminar, y cuatro considerando los requisitos de las excentricidades accidentales.

3.2 REALIZACION DE LA ETAPA DE ANALISIS.

En cada una de las estructuras se realizará un análisis preliminar, en el cual interesan los períodos, la masa total del sistema, la masa, momento de inercia, y ubicación del centro de masa por cada nivel, y los correspondientes modos de deformación, para determinar o caracterizar en qué forma la torsión esta presente en cada uno de los modos.

En el mismo análisis previo se obtendrán los factores de participación modal que servirán para determinar las direcciones principales de la estructura. Estas direcciones se utilizarán para realizar los análisis con espectros de diseño previamente definidos, de acuerdo a la metodología de Wilson, que es la que se utilizará como método de análisis alternativo. El ajuste de resultados será realizado considerando los análisis dinámicos y el correspondiente análisis estático a cada una de las estructuras.

De acuerdo al RSEC, si los cortantes basales dinámicos son menores que el valor de cortante basal estático, los primeros deben de ajustarse al valor de cortante basal estático. Pero también, en la sección 5.4 numeral 3 se advierte que no es necesario valores mayores de cortante basal que el obtenido por el método estático.

Por lo tanto los valores de cortante basal dinámico que se obtengan al utilizar el espectro de diseño correspondiente, serán ajustados para que generen el valor de cortante basal estático en las direcciones de análisis de las estructuras. En el análisis preliminar los espectros de diseño fueron modificados utilizando como ajuste el valor de la gravedad (9.81 m/s^2), para obtener los valores de cortante basal dinámico.

Los valores obtenidos del RSEC[1] para la creación del espectro son los siguientes:

Tipo de suelo S3	Co=3.0 ; To=0.6
Factor de ubicación	A=0.4
Factor de importancia	I=1.2
Factor por ductilidad	R=12

El espectro de diseño que se utilizará en los análisis se muestra en la figura 3.7 (las fórmulas para la creación del espectro se encuentran detalladas en el capitulo 4):

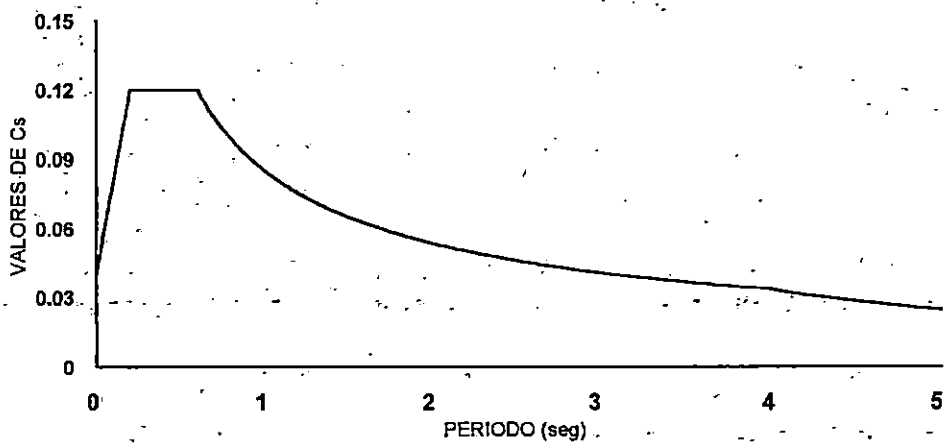


Figura 3.7 Espectro de diseño obtenido con los parámetros del RSEC.

Para la realización del análisis considerando las excentricidades accidentales del sistema, se realizarán una serie de simplificaciones en los modelos. En lugar de

colocar masas en cada una de las juntas de los niveles, estas se reemplazarán por una sola junta, ubicada en las coordenadas del centro de masa de cada nivel y en ella estará concentrada la masa de cada uno de los pisos, así como el momento de inercia de la planta (este procedimiento será detallado en el capitulo 4).

3.2.1 RESULTADOS OBTENIDOS

Como se puede observar en los resultados obtenidos de los análisis preliminares (Tabla 3.1), los cortantes basales dinámicos que se obtuvieron fueron menores que los obtenidos por el método estático (ver factores de ajuste).

Edificio	Vestático	Vdinámico Dirección X	Vdinámico Dirección Y	Factor de Ajuste X	Factor de Ajuste Y
1	1929.37	1382.66	1382.66	1.40	1.40
2	1862.34	1305.25	1305.26	1.43	1.43
3	1653.50	1154.09	1154.09	1.43	1.43
4	1285.66	894.94	894.95	1.44	1.44
5	1910.98	1332.69	1332.70	1.43	1.43
6	1800.63	1256.32	1256.25	1.43	1.43
7	1506.36	1051.79	1050.34	1.43	1.43
8	1916.31	1335.32	1338.50	1.44	1.43
9	1884.86	1312.42	1318.85	1.44	1.43
10	1821.98	1266.39	1279.51	1.44	1.42
11	1759.09	1220.14	1240.09	1.44	1.42
12	1908.42	1329.15	1329.15	1.44	1.44
13	1795.29	1247.84	1247.84	1.44	1.44
14	1608.59	1113.42	1113.42	1.44	1.44
15	1348.32	923.85	923.84	1.46	1.46
16	224.05	164.05	154.98	1.37	1.45
17	233.05	167.84	158.59	1.39	1.47

Tabla 3.1 Cortantes basales obtenidos en los análisis estáticos y dinámicos de las estructuras

continuación de la Tabla 3.1...

Edificio	Vestático	Vdinámico Dirección X	Vdinámico Dirección Y	Factor de ajuste X	Factor de Ajuste X
18	124.68	95.67	83.60	1.30	1.49
19	141.97	112.03	98.51	1.27	1.44
20	1422.13	1002.58	984.06	1.42	1.45
21	970.04	691.43	667.08	1.40	1.45
22	744.00	535.60	508.55	1.39	1.46

Tabla 3.1 Cortantes basales obtenidos en los análisis estáticos y dinámicos de las estructuras

En cada uno de los análisis preliminares se obtuvieron los factores de participación modal de cada una de las estructuras en el primer modo de vibración (estos se utilizarán en el capítulo 4). Estos fueron calculados por el programa SAP 2000[4] (ver Tabla 3.2).

Edificio	UX	UY
1	-27.529	-27.529
2	-27.129	-27.129
3	-25.472	-25.472
4	-21.357	-21.357
5	27.513	27.279
6	25.695	27.452
7	16.905	29.461
8	38.785	0.000
9	38.44	0.000
10	-37.718	0.000
11	-36.97	0.000
12	-27.374	-27.374
13	-26.549	-26.549

Tabla 3.2 Factores de participación modal de las estructuras

Continuación de la Tabla 3.2 ...

Edificio	UX	UY
14	-25.121	-25.121
15	-22.981	-22.981
16	0.000	13.230
17	0.000	13.486
18	0.000	10.128
19	0.000	10.485
20	0.000	33.378
21	0.000	27.516
22	0.000	24.056

Tabla 3.2 Factores de participación modal de las estructuras

Los centros de masa fueron desplazados un 5% de la mayor longitud en cada una de las direcciones de análisis. En la tabla 3.3 se pueden observar los valores de excentricidad accidental que se utilizaron en cada una de las direcciones de análisis de las estructuras. Los valores de momento de inercia de los niveles fueron modificados cada vez que se realizaba uno de los análisis utilizando el teorema de los ejes paralelos.

Edificio	Longitud X	Excentricidad accidental X	Longitud Y	Excentricidad accidental Y
1 al 15	50 m	2.50 m	50 m	2.50 m
16 y 18	25 m	1.25 m	6 m	0.30 m
17 y 19	25 m	1.25 m	7 m	0.35 m
20	60 m	3.00 m	30 m	1.50 m
21	60 m	3.00 m	20 m	1.00 m
22	60 m	3.00 m	15 m	0.75 m

Tabla 3.3 Valores de excentricidad accidental utilizados en cada uno de los edificios

3.3 ETAPA DE DISEÑO

Para la determinación de las secciones óptimas de diseño se realizarán una serie de evaluaciones, como la cantidad de acero necesaria en los elementos, aunque la principal referencia de revisión serán las derivas de entrepiso.

Para realizar esta evaluación, en cada uno de los modelos que se crearon (modelos con excentricidades accidentales), el programa SAP 2000 diseñará, utilizando como combos de diseño las combinaciones de carga propuestas en el RSEC. Las combinaciones de carga propuestas por el RSEC son las siguientes:

$$U = 1.4CM + 1.7\ CV \qquad \text{(Ecuación 3.1)}$$

$$U = 0.75\ (\ 1.4CM + 1.7CV \pm 1.87S\ ) \qquad \text{(Ecuación 3.2)}$$

$$U = 0.9CM \pm 1.43S \qquad \text{(Ecuación 3.3)}$$

donde: CM : carga muerta

CV : carga viva

S : carga debida a sismo.

Como se puede observar la dirección del sismo es variable y esta considerada en el signo ± antes de la carga sísmica.

Para sobreponer los efectos de la torsión accidental y los requerimientos del 100% del cortante basal en una dirección mas el 30% en la dirección perpendicular, se dividieron los combos de diseño siguiendo el esquema de la Figura 6. El centro de masa aparece en su posición original como un circulo sin relleno. Es desplazado hacia la derecha por la excentricidad accidental en X (+ex, posición 1). Actúan en ese punto dos cargas: 100% el cortante en la dirección Y en ese entrepiso, mas 30% el cortante en la dirección X del mismo entrepiso. El SAP 2000 no trabaja con entrepisos y por lo

tanto se utilizaran las fuerzas laterales actuando en cada nivel. Igual procedimiento se realiza en la posición 2 del centro de masa.

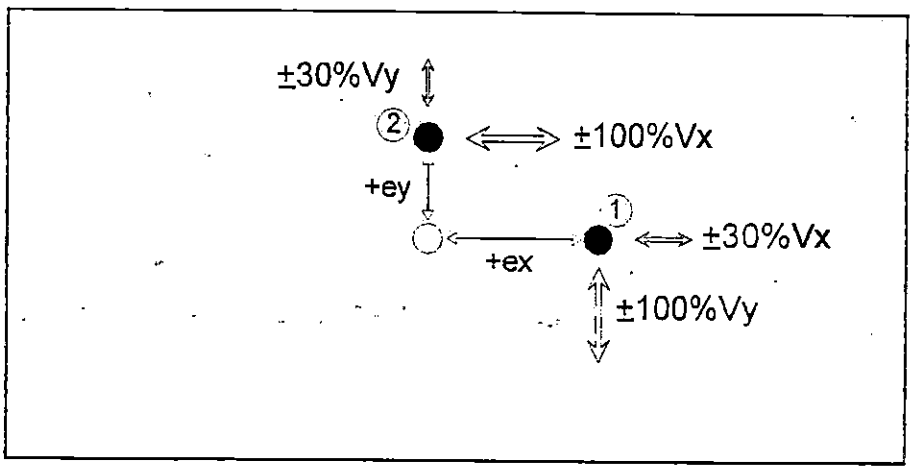


Figura 3.8 Esquema de la utilización de excentricidades accidentales en cada uno de los niveles de las estructuras

Las combinaciones de carga a utilizar serán las siguientes:

En los modelos que esta desplazado el centro de masa en la dirección X (caso 1):

$$U = 1.4CM + 1.7CV \quad \text{(Ecuación 3.4)}$$

$$U = 1.05CM + 1.275CV \pm 1.4025Sy \pm 0.42075Sx \quad \text{(Ecuación 3.5)}$$

$$U = 0.9CM \pm 1.43Sy \pm 0.429Sx \quad \text{(Ecuación 3.6)}$$

En los modelos que esta desplazado el centro de masa en la dirección Y (caso 2):

$$U = 1.4\ CM + 1.7\ CV \quad \text{(Ecuación 3.7)}$$

$$U = 1.05CM + 1.275CV \pm 1.4025Sx \pm 0.42075Sy \quad \text{(Ecuación 3.8)}$$

$$U = 0.9CM \pm 1.43Sx \pm 0.429Sy \quad \text{(Ecuación 3.9)}$$

Básicamente, en esta etapa las secciones de los elementos resistentes de los modelos serán optimizadas para obtener secciones que cumplan requisitos mínimos establecidos por el Reglamento de Construcción y que no sean secciones de concreto de tamaño excesivo.

Para el cálculo de derivas de entrepiso, las juntas adicionales servirán de referencia. Se determinarán las derivas de entrepiso basándose en como se desplazan los centros de masa de cada uno de los niveles.

3.3.1 RESULTADOS OBTENIDOS

Las secciones de los edificios que se utilizarán para la etapa de análisis son presentadas en la Tabla 3.4.

Edificio	COLUMNAS		VIGAS	
	NIVEL 1-4 (m)	NIVEL 5-7 (m)	NIVEL 1-4 (m)	NIVEL 5-7 (m)
1 al 15	0.60x0.60	0.50x0.50	0.50x0.30	0.45x0.25
16 y 17	0.60x0.60	0.50x0.50	0.50x0.30	0.45x0.25
18 y 19	0.60x0.60	0.60x0.60	0.50x0.30	0.50x0.30
20 al 22	0.60x0.60	0.50x0.50	0.50x0.30	0.45x0.25

Tabla 3.4 Dimensiones de las secciones transversales de vigas y columnas para cada edificio

Como se puede observar en la Tabla 3.4, se obtuvieron secciones que se mantuvieran constantes en cada uno de los tipos de irregularidad de los edificios. Así, para los edificios 1-4 las secciones de columnas son de 0.60x0.60 m y las vigas son de 0.50x0.30 m en los primeros 4 niveles. En los restantes niveles las secciones de columnas son de 0.50x0.50 m y las vigas utilizadas son de 0.45x0.25. m. En todos los edificios las losas tienen un espesor de 0.15 m.

secciones de columnas son de 0.50x0.50 m y las vigas utilizadas son de 0.45x0.25. m. En todos los edificios las losas tienen un espesor de 0.15 m.

Debido a que los sistemas poseen una gran cantidad de columnas en ambas direcciones de análisis las derivas de entrepiso fueron muy pequeñas (ver Tabla 3.5), y no sobrepasaron los limites establecidos por el RSEC[1] (deriva permisible = 0.015 x h_{sx}).

Edificio	Máxima deriva permitida	NIVEL													
		1		2		3		4		5		6		7	
		X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
1	4.80	0.44	0.44	0.72	0.72	0.73	0.73	0.63	0.63	0.51	0.51	0.45	0.45	0.25	0.25
2	4.80	0.43	0.43	0.73	0.73	0.72	0.72	0.63	0.63	0.51	0.51	0.44	0.44	0.24	0.24
3	4.80	0.43	0.43	0.73	0.73	0.72	0.72	0.64	0.64	0.51	0.51	0.45	0.45	0.26	0.26
4	4.80	0.42	0.42	0.72	0.72	0.72	0.72	0.63	0.63	0.51	0.51	0.45	0.45	0.26	0.26
5	4.80	0.44	0.44	0.72	0.72	0.73	0.73	0.63	0.63	0.52	0.52	0.45	0.45	0.25	0.25
6	4.80	0.44	0.44	0.72	0.72	0.73	0.73	0.64	0.64	0.51	0.51	0.45	0.45	0.26	0.26
7	4.80	0.43	0.43	0.72	0.72	0.73	0.73	0.63	0.63	0.51	0.51	0.45	0.45	0.26	0.26
8	4.80	0.44	0.44	0.73	0.72	0.73	0.73	0.63	0.63	0.52	0.51	0.45	0.45	0.26	0.26
9	4.80	0.44	0.43	0.73	0.73	0.73	0.72	0.64	0.63	0.51	0.51	0.45	0.44	0.26	0.26
10	4.80	0.43	0.43	0.73	0.71	0.74	0.72	0.64	0.62	0.52	0.50	0.45	0.44	0.26	0.26
11	4.80	0.43	0.42	0.73	0.71	0.74	0.71	0.64	0.62	0.52	0.49	0.45	0.44	0.26	0.25
12	4.80	0.44	0.44	0.73	0.73	0.73	0.73	0.64	0.64	0.51	0.51	0.45	0.45	0.26	0.26
13	4.80	0.44	0.44	0.73	0.73	0.73	0.73	0.64	0.64	0.51	0.51	0.46	0.46	0.26	0.26
14	4.80	0.44	0.44	0.73	0.73	0.73	0.73	0.64	0.64	0.51	0.51	0.46	0.46	0.26	0.26
15	4.80	0.44	0.44	0.72	0.72	0.73	0.73	0.64	0.64	0.52	0.52	0.45	0.45	0.26	0.26
16	4.80	0.39	0.43	0.66	0.76	0.67	0.79	0.59	0.71	0.47	0.57	0.32	0.40	0.17	0.25
17	4.80	0.38	0.42	0.66	0.76	0.66	0.78	0.59	0.70	0.46	0.57	0.33	0.41	0.19	0.25
18	4.80	0.31	0.39	0.54	0.74	0.55	0.80	0.48	0.73	0.39	0.60	0.27	0.46	0.15	0.31
19	4.80	0.24	0.27	0.38	0.47	0.38	0.50	0.33	0.46	0.27	0.38	0.18	0.29	0.10	0.19
20	4.80	0.43	0.44	0.70	0.74	0.71	0.74	0.62	0.65	0.54	0.53	0.39	0.46	0.25	0.27
21	4.80	0.41	0.44	0.69	0.74	0.68	0.74	0.60	0.65	0.48	0.53	0.42	0.46	0.24	0.27
22	4.80	0.40	0.43	0.66	0.75	0.67	0.76	0.58	0.68	0.47	0.55	0.40	0.48	0.24	0.28

Tabla 3.5 Derivas de entrepiso en las direcciones X y Y en cada uno de los niveles de la Estructuras Diseñadas [cm]

CAPITULO 4

ANALISIS DE LAS ESTRUCTURAS

4.1 PRIMER ETAPA DE ANALISIS. COMPARACION DE NIVELES DE CORTANTE.

Para la realización de esta comparación, se calculó en cada una de las estructuras los cortantes basales originados por tres diferentes formas de análisis: análisis estático de la estructura, análisis dinámico de la estructura utilizando espectros de diseño y un análisis dinámico de la estructura utilizando registros de movimientos de terreno (acelerogramas). A la vez se incluye en los análisis de tipo dinámico la evaluación de cortantes basales utilizando las direcciones principales de las estructuras.

4.1.1 ANALISIS ESTATICO DE LAS ESTRUCTURAS

En el análisis estático se utilizaron los parámetros establecidos en el RSEC[1]. Para el caso, en todas las estructuras se utilizaron las siguientes suposiciones:

Parámetro utilizado	Valor en el RSEC
Ubicación: San Salvador, Zona 1	A= 0.4
Coeficientes de Sitio: Suelo tipo S3	Co=3.0, To=0.6
Categoría de Ocupación: Oficinas gubernamentales	I=1.2
Sistema Estructural: Marcos de concreto con detallado especial	R=12

Tabla 4.1 Suposiciones básicas utilizadas para el análisis de las estructuras tomadas del RSEC[1].

Para calcular el cortante basal estático de una estructura (V_S) el RSEC utiliza la siguiente expresión:

$$V_S = C_S \times W \qquad \text{(Ecuación 4.1)}$$

donde: C_S = coeficiente sísmico

W = peso sísmico de la estructura

Para el cálculo del Coeficiente Sísmico utilizando los valores antes mencionados, el RSEC establece la siguiente expresión:

$$C_S = \frac{AICo}{R}\left(\frac{To}{T}\right)^{2/3} \qquad \text{(Ecuación 4.2)}$$

donde:

A = factor de zona, según la ubicación

I = factor de importancia, según la ocupación

Co = coeficiente de sitio, según el tipo de suelo

To = período del suelo, según el tipo de suelo

R = factor de ductilidad, según el sistema estructural

T = período de la estructura, utilizando el método A (ver Ecuación 2.8)

El valor de coeficiente sísmico obtenido fue Cs=0.103, y la expresión para el cálculo del cortante basal estático de todas las estructuras es:

$$V_S = 0.103 \times W_{ESTRUCTURA} \qquad \text{(Ecuación 4.3)}$$

El peso de la estructura se obtuvo en el analisis preliminar realizado en el programa SAP 2000[4], ya que este proporciona la masa total del sistema, así como la masa y el momento de inercia de cada uno de los niveles de las estructuras.

4.1.2 ANALISIS DINAMICO DE LAS ESTRUCTURAS

Para el cálculo de los cortantes basales dinámicos de la estructura se utilizaron los lineamientos propuestos en el RSEC. Dichos lineamientos se encuentran en el Capitulo 5 del Reglamento, y definen el movimiento del terreno por medio del siguiente espectro de diseño (los valores de A, I, Co, To, R han sido definidos previamente):

Si Tm < To/3

$$Cs_m = \frac{IA}{R}\left[1 + \frac{(3Co-1)T_m}{To}\right] \qquad \text{(Ecuación 4.4)}$$

Si To/3 ≤ Tm ≤ To

$$Cs_m = \frac{IACo}{R} \qquad \text{(Ecuación 4.5)}$$

Si To < Tm ≤ 4.0 seg

$$Cs_m = \frac{IACo}{R}\left[\frac{To}{T_m}\right]^{2/3} \qquad \text{(Ecuación 4.6)}$$

Si Tm > 4.0 seg

$$Cs_m = \frac{2.5IACoTo^{\frac{2}{3}}}{RT_m^{\frac{4}{3}}} \qquad \text{(Ecuación 4.7)}$$

Al sustituir los valores de los parámetros previamente mencionados en el cálculo del coeficiente sísmico, se puede observar el espectro de diseño resultante en la Figura 4.1.

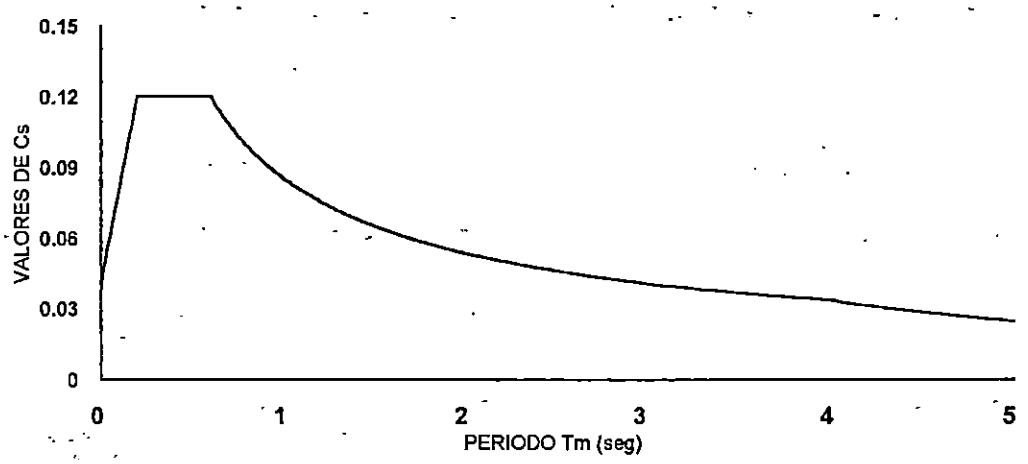


Figura 4.1 Espectro de diseño utilizado en la etapa de análisis de las estructuras

Este espectro fue utilizado en la etapa de diseño y se utilizará en las direcciones propuestas de análisis de las estructuras para calcular los valores de cortante basal dinámico.

El número de modos utilizados para calcular los cortantes basales dinámicos cumplían con el requisito del RSEC, el cual establece que al menos el 90 por ciento de la masa participante de la estructura debe estar incluida en los cálculos de respuesta. El programa SAP 2000 calcula para cada uno de los modos la masa participante, por lo que dicho requisito fue comprobado con la acumulación total de masa participante.

DIRECCIONES PRINCIPALES. ANALISIS DINAMICO.

Parte de la investigación consistía en evaluar los cortantes basales si las estructuras se sometían a excitaciones en sus direcciones principales.

Para el cálculo de direcciones principales se utilizo el archivo de salida del programa SAP 2000[4], dentro del cual se pueden obtener los factores de

participación modal. Dichos factores nos representan la respuesta de la estructura sometida a una excitación espectral unitaria. A continuación se presenta parte del archivo de salida donde se encuentran los factores de participación modal (solamente se presentan los primeros 3 modos):

PROGRAM SAP2000 - VERSION N6.11 ARCHIVO:EDIFICIO3.OUT

NONLINEAR VERSION

FACTORES DE PARTICIPACION MODAL

PARA UNA CARGA DE ACELERACION UNITARIA EN COORDENADAS GLOBALES

MODO	PERIODO	UX	UY	UZ
1	0.937173	-25.352576	25.352584	.000000
2	0.937111	-25.472191	-25.472186	.000000
3	0.906690	2.478004	-2.478005	.000000

En cada uno de los modos se puede calcular una dirección mediante la siguiente expresión:

$$\theta_{PRINC} = \tan^{-1}\frac{UY}{UX} \qquad \text{(Ecuación 4.8)}$$

Los primeros modos son los predominantes en la respuesta del sistema, pero el primer modo o modo fundamental de la estructura establecerá la dirección principal de la estructura. Para el caso presentado del edificio 3 (ver tabla 3.2), la dirección principal será:

$$\theta_{PRINC} = \tan^{-1}\frac{-25.472484}{-25.472484} = 45° \text{ , medidos desde el eje X.}$$

El programa SAP 2000[4] posee una interfase gráfica, con lo que fácilmente se puede visualizar que en dicha estructura el primer modo de vibración esta dirigido en la dirección calculada.

El análisis de direcciones principales se realizó orientando el espectro de respuesta con la dirección principal de la estructura calculada, obteniendo así los valores de cortante basal dinámico en las direcciones de análisis originales.

4.1.3 ANALISIS DINAMICO. UTILIZACION DE ACELEROGRAMAS

Para la evaluación de los cortantes basales de las estructuras generados por movimientos reales de suelo, se utilizaron ciertos registros disponibles de terremotos ocurridos en San Salvador.

Debido a la falta de registros de movimientos sísmicos se optó por utilizar ciertos registros del terremoto de 1986 y de un terremoto originado en la zona de subducción del Pacifico en el año de 1982.

Se utilizaron dos registros del terremoto del 10 de Octubre de 1986, y un registro del terremoto del 19 de Junio de 1982.

Cada uno de los registros consiste en dos componentes de movimiento del terreno, los cuales se adecuaron a las direcciones de las estructuras, utilizando en la dirección X de análisis las mismas componentes de aceleración para todos los edificios. De igual manera se procedió en la dirección Y. Los nombres de los registros se adecuaron de acuerdo a las iniciales del lugar donde se registraron los acelerogramas.

Algunos datos sobre los registros utilizados son los siguientes:

REGISTRO GICX (Geotecnical Investigation Center, dirección X)

Ubicación: Centro de Investigaciones Geotécnicas

Aceleración máxima = 411.734 cm / seg^2

Velocidad máxima = 61.818 cm / seg

Desplazamiento máximo = -14.800 cm

REGISTRO GICY (Geotecnical Investigation Center, dirección Y)

Ubicación: Centro de Investigaciones Geotécnicas

Aceleración máxima = -680.797 cm / seg^2

Velocidad máxima = 80.040 cm / seg

Desplazamiento máximo = -11.901 cm

REGISTRO HCRX (Hotel Camino Real, dirección X)

Ubicación: Hotel Camino Real

Aceleración máxima = 338.679 cm / seg^2

Velocidad máxima = -32.255 cm / seg

Desplazamiento máximo = -4.212 cm

REGISTRO HCRY (Hotel Camino Real, dirección Y)

Ubicación: Hotel Camino Real

Aceleración máxima = 421.069 cm / seg^2

Velocidad máxima = -45.507 cm / seg

Desplazamiento máximo = -13.442 cm

REGISTRO SUBDUCX (Registro de Subducción dirección X)

Aceleración máxima = 183.652 cm / seg^2

Velocidad máxima = 25.0629 cm / seg

Desplazamiento máximo = -7.769 cm

REGISTRO SUBDUCY (Registro de Subducción dirección Y)

Aceleración máxima = -166.502 cm / seg^2

Velocidad máxima = 28.1324 cm / seg

Desplazamiento máximo = -11.3013 cm

El registro del Centro de Investigaciones Geotécnicas se nombró como Sismo1, el del Hotel Camino Real como Sismo 2, y el de subducción como Sismo 3. (Ver figuras 4.2, 4.3 y 4.4 respectivamente).

Al igual que en el caso de utilización de espectros de diseño, el análisis usando acelerogramas se realizó en dos formas: una considerando las direcciones de análisis propuestas, y otra en que las excitaciones fueron dirigidas en las direcciones principales de las estructuras, que generó nuevos valores de cortante basal. Los resultados de los análisis realizados se encuentran en las Tablas 4.3 y 4.4. En ellas se presentan los valores de cortante basal obtenidos: el cortante basal estático, los cortantes basales dinámicos generados por la utilización del espectro de respuesta mostrado en la Figura 4.1, y los cortantes basales generados por la utilización de los acelerogramas mostrados en las Figuras 4.2, 4.3 y 4.4. Los análisis dinámicos realizados (utilización del espectro de diseño y los acelerogramas) se realizaron tomando en cuenta las direcciones de análisis propuestas originalmente (ver Figuras 3.1, 3.2, 3.3, 3.4, 3.5 y 3.6), y las direcciones principales de cada una de las estructuras (Ver Tabla 4.2).

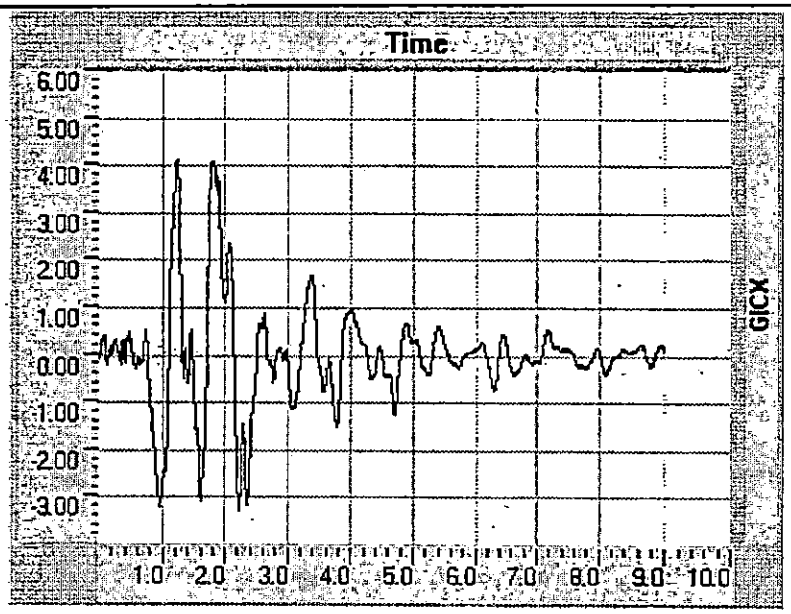
Edificio	Dirección Principal
1	45.00°
2	45.00°
3	45.00°
4	45.00°
5	87.92°
6	46.89°
7	60.15°
8	0.00°

Tabla 4.2 Angulo de las direcciones principales de las estructuras, medidos desde el eje X de análisis propuesto en sentido antihorario.

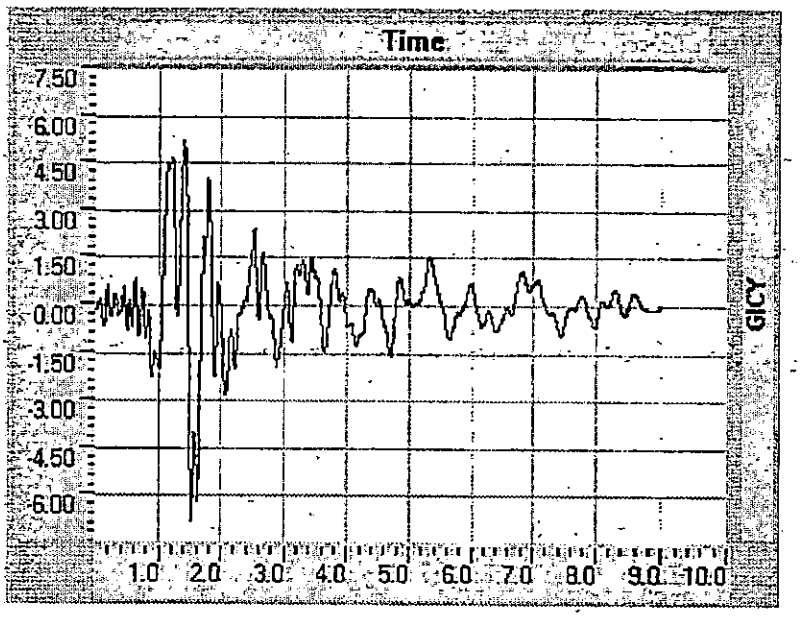
Continuación Tabla 4.2 ...

Edificio	UX
9	0.00°
10	0.00°
11	0.00°
12	45.00°
13	45.00°
14	45.00°
15	45.00°
16	0.00°
17	0.00°
18	0.00°
19	0.00°
20	0.00°
21	0.00°
22	0.00°

Tabla 4.2 Angulo de las direcciones principales de las estructuras, medidos desde el eje X de análisis propuesto en sentido antihorario.

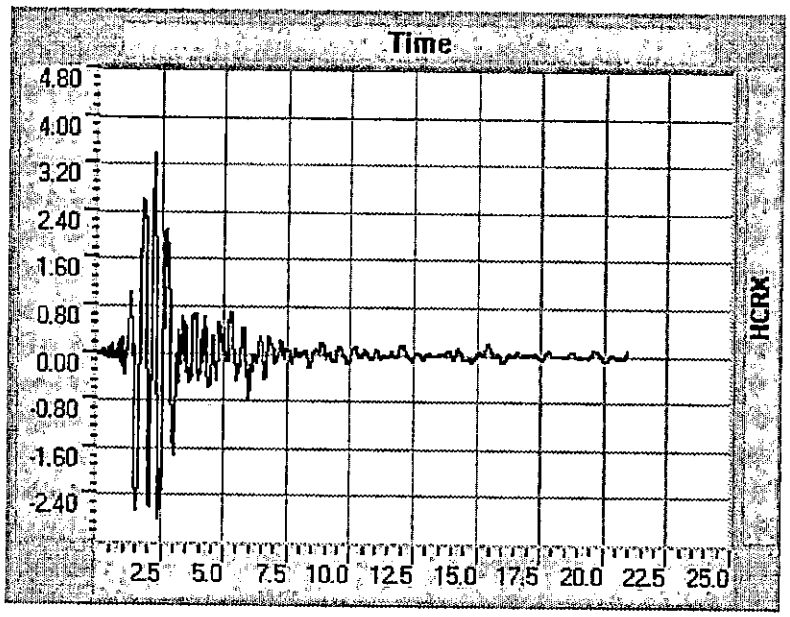


Registro utilizado en la dirección X (GICX)

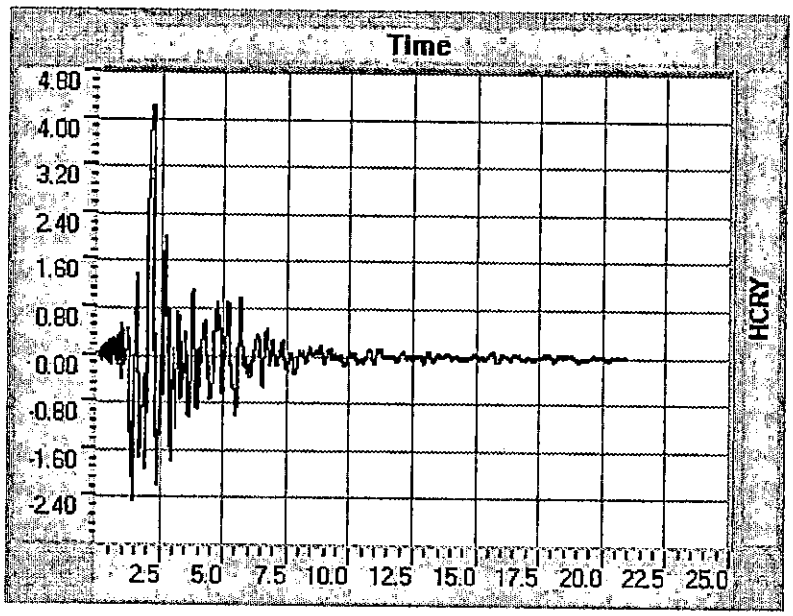


Registro utilizado en la dirección Y (GICY)

Figura 4.2 Sismo 1. Acelerograma del terremoto de 1986 registrado en el Centro de Investigaciones Geotécnicas

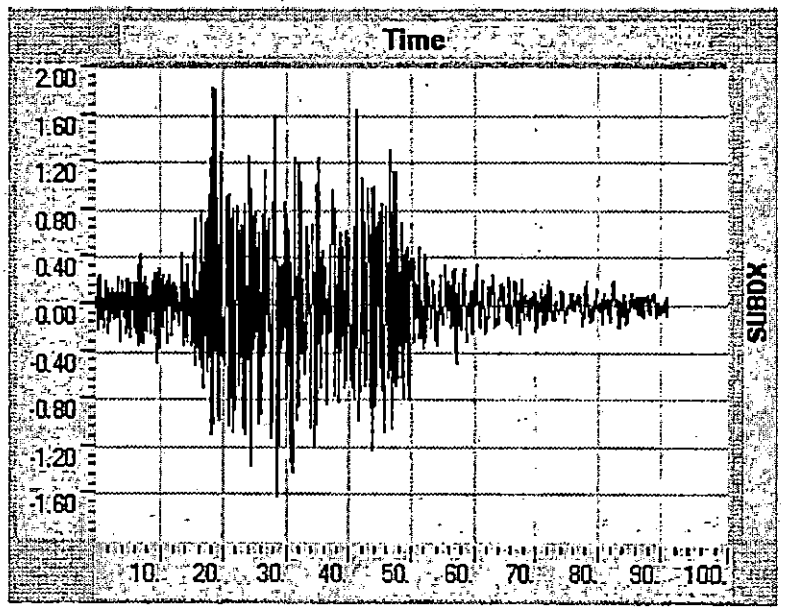


Registro utilizado en la dirección X (HCRX)

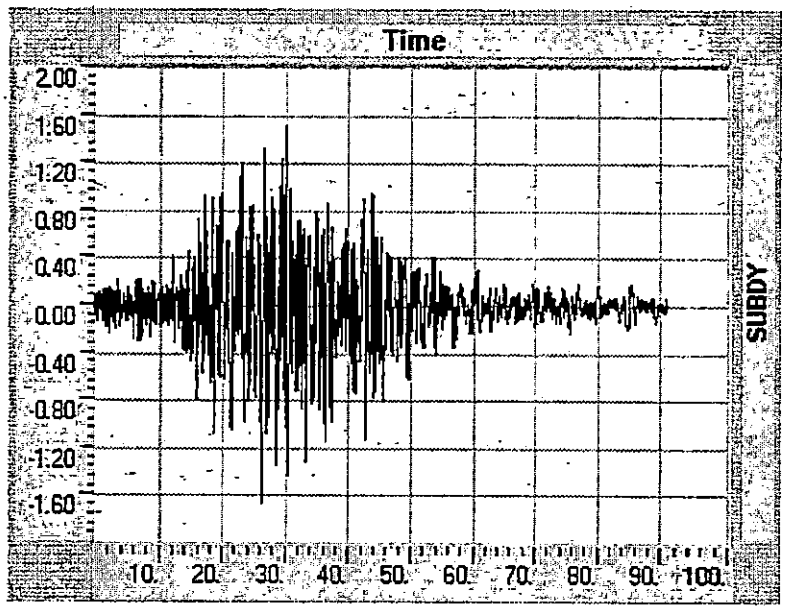


Registro utilizado en la dirección Y (HCRY)

Figura 4.3 Sismo 2. Acelerograma del terremoto de 1986 registrado en el Hotel Camino Real



Registro utilizado en la dirección X (SUBDUCX)



Registro utilizado en la dirección Y (SUBDUCY)

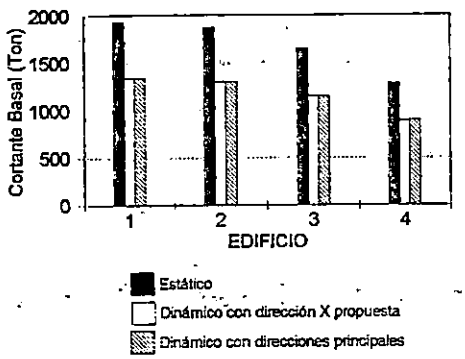
Figura 4.4 Sismo 3. Acelerograma del terremoto de 1982 (zona de subducción)

Edificio	Cortante Estático	Cortantes Dinámicos		Cortantes debidos al uso de acelerogramas					
				Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3	
		Dirección propuesta	Dirección principal	Dirección propuesta	Dirección principal	Dirección propuesta	Dirección principal	Dirección propuesta	Dirección principal
1	1929.37	1341.91	1341.76	9342.86	11591.84	5369.39	7466.33	7693.00	8258.00
2	1874.20	1303.79	1303.66	9100.00	11300.00	5220.00	7260.00	7460.00	8020.00
3	1653.50	1150.85	1151.24	8140.00	9900.00	4630.00	6430.00	6530.00	7030.00
4	1285.66	892.20	897.18	6520.00	7620.00	3630.00	5070.00	4970.00	5330.00
5	1910.98	1329.20	1329.06	9260.00	11400.00	5320.00	7360.00	7620.00	8160.00
6	1800.63	1252.94	1252.84	8780.00	11500.00	5030.00	7230.00	7150.00	7810.00
7	1506.36	1048.71	1049.00	7500.00	13500.00	4230.00	7440.00	5900.00	7050.00
8	1916.31	1331.87	1331.87	9270.00	9270.00	5320.00	5320.00	7650.00	7650.00
9	1884.86	1309.06	1309.06	9110.00	9110.00	5220.00	5220.00	7520.00	7520.00
10	1821.98	1263.18	1263.18	8790.00	8790.00	5030.00	5030.00	7260.00	7260.00
11	1759.09	1217.10	1217.10	8480.00	8480.00	4830.00	4830.00	7010.00	7010.00
12	1907.83	1326.33	1324.21	9090.00	11500.00	5230.00	7330.00	7550.00	8210.00
13	1795.29	1247.33	1243.34	8420.00	10900.00	4840.00	6860.00	7030.00	7740.00
14	1608.59	1116.93	1111.05	7440.00	9770.00	4260.00	6110.00	6190.00	6930.00
15	1348.32	933.92	928.20	6140.00	8240.00	3470.00	5070.00	5010.00	5740.00
16	224.20	163.08	163.08	1490.00	1490.00	717.00	717.00	1020.00	1020.00
17	233.05	167.07	167.07	1580.00	1580.00	753.00	753.00	1010.00	1010.00
18	132.57	109.16	109.16	1470.00	1470.00	547.00	547.00	598.00	598.00
19	141.97	111.93	111.93	1440.00	1440.00	537.00	537.00	698.00	698.00
20	1422.13	999.06	999.06	7460.00	7460.00	4140.00	4140.00	5390.00	5390.00
21	970.04	688.51	688.51	5530.00	5530.00	2940.00	2940.00	3880.00	3880.00
22	744.00	533.17	533.17	4570.00	4570.00	2320.00	2320.00	3080.00	3080.00

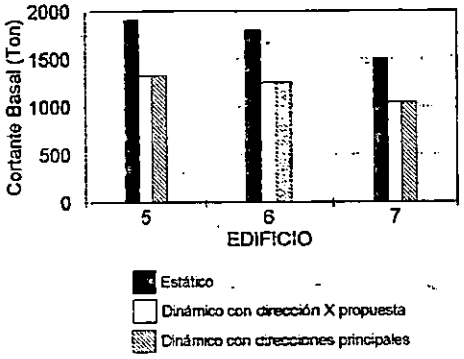
Tabla 4.3 Valores de los cortantes basales en la dirección X de las estructuras analizadas (Ton)

Edificio	Cortante Estático	Cortantes Dinámicos		Cortantes debidos al uso de acelerogramas					
				Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3	
		Dirección propuesta	Dirección principal	Dirección propuesta	Dirección principal	Dirección propuesta	Dirección principal	Dirección propuesta	Dirección principal
1	1929.37	1341.91	1342.05	12400.00	13800.00	6990.00	9140.00	8200.00	6410.00
2	1874.20	1303.79	1303.92	12100.00	13400.00	6790.00	8870.00	7940.00	6230.00
3	1653.50	1150.85	1150.47	10700.00	12000.00	6010.00	7800.00	6950.00	5500.00
4	1285.66	892.20	887.19	8330.00	9510.00	4700.00	6020.00	5270.00	4290.00
5	1910.98	1329.21	1329.35	12300.00	13700.00	6920.00	9050.00	8120.00	6330.00
6	1800.63	1252.87	1252.97	11600.00	13000.00	6530.00	8490.00	7620.00	6080.00
7	1506.36	1047.27	1047.26	9740.00	11000.00	5490.00	8030.00	6280.00	5600.00
8	1916.31	1334.80	1334.80	12400.00	12400.00	6960.00	6960.00	8080.00	8080.00
9	1884.86	1314.98	1314.98	12200.00	12200.00	6880.00	6880.00	7880.00	7880.00
10	1821.98	1275.30	1275.30	11900.00	11900.00	6700.00	6700.00	7450.00	7450.00
11	1759.09	1235.64	1235.64	11500.00	11500.00	6530.00	6530.00	7000.00	7000.00
12	1907.83	1326.33	1328.45	12200.00	13600.00	6910.00	9070.00	8060.00	6470.00
13	1795.29	1247.34	1251.57	11400.00	12800.00	6500.00	8550.00	7510.00	6230.00
14	1608.59	1116.93	1122.79	10200.00	11500.00	5830.00	7680.00	6610.00	5750.00
15	1348.32	933.91	939.60	8480.00	9670.00	4900.00	6440.00	5320.00	5060.00
16	224.20	154.64	154.64	1550.00	1550.00	727.00	727.00	961.00	961.00
17	233.05	158.54	158.54	1400.00	1400.00	705.00	705.00	925.00	925.00
18	132.57	93.83	93.83	949.00	949.00	432.00	432.00	458.00	458.00
19	141.97	98.20	98.20	1010.00	1010.00	463.00	463.00	574.00	574.00
20	1422.13	982.04	982.04	9120.00	9120.00	5070.00	5070.00	6120.00	6120.00
21	970.04	665.93	665.93	6230.00	6230.00	3420.00	3420.00	4190.00	4190.00
22	744.00	509.48	509.48	4780.00	4780.00	2590.00	2590.00	3220.00	3220.00

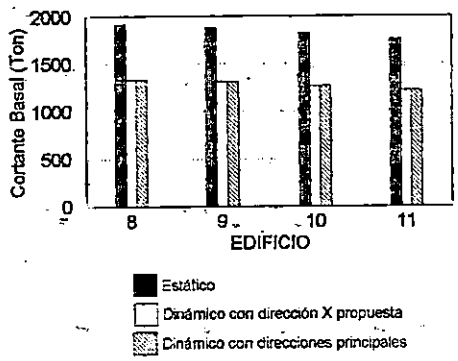
Tabla 4.4 Valores de los cortantes basales en la dirección Y de las estructuras analizadas (Ton)



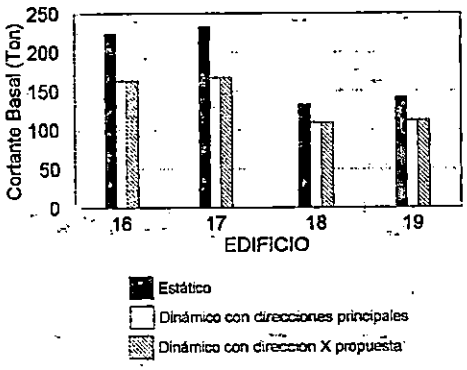
Irregularidad tipo 1



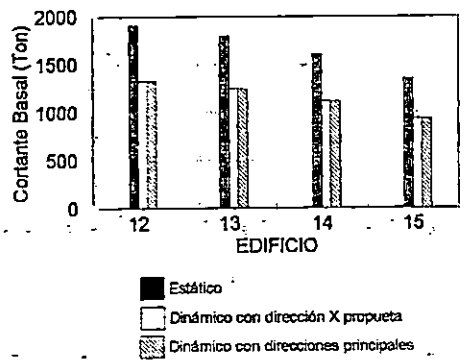
Irregularidad Tipo 2



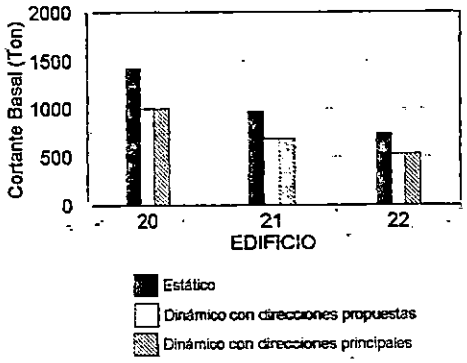
Irregularidad Tipo 3



Irregularidad Tipo 4

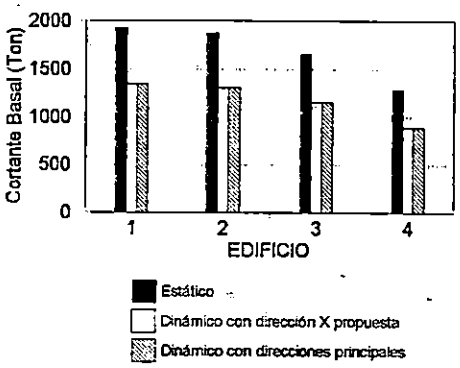


Irregularidad Tipo 5

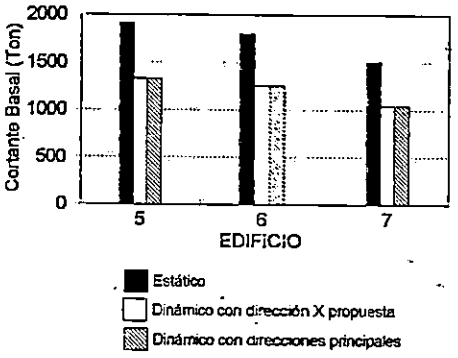


Irregularidad Tipo 6

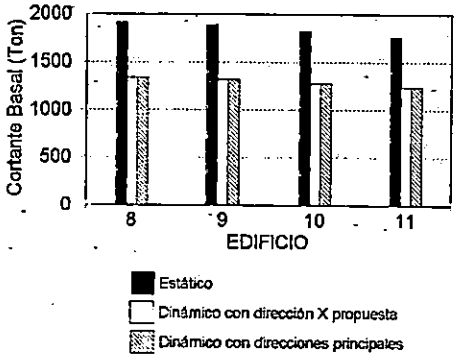
Figura 4.5 Comparación gráfica de cortantes basales estáticos y dinámicos en la dirección X de las estructuras



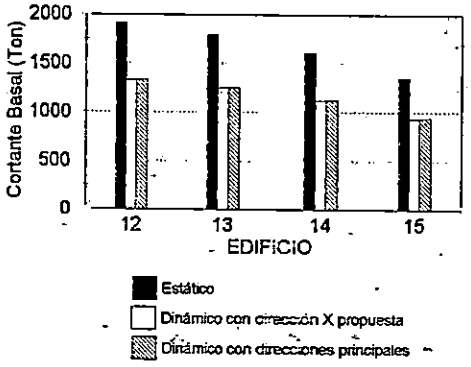
Irregularidad tipo 1



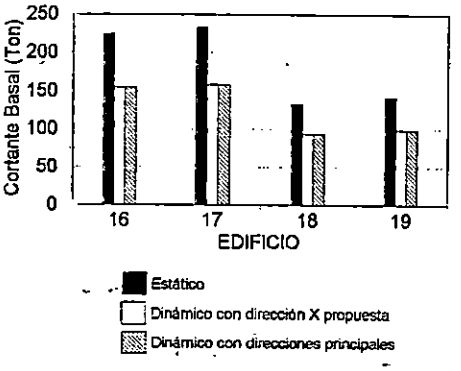
Irregularidad Tipo 2



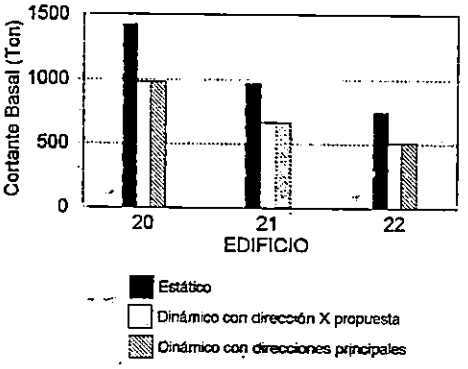
Irregularidad Tipo 3



Irregularidad Tipo 4

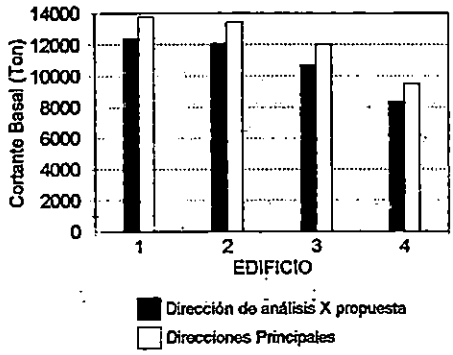


Irregularidad Tipo 5

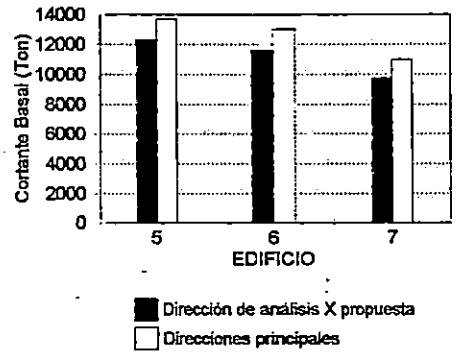


Irregularidad Tipo 6

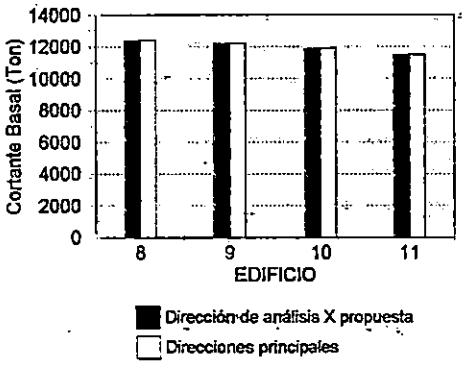
Figura 4.6 Comparación gráfica de cortantes basales estáticos y dinámicos en la dirección Y de las estructuras



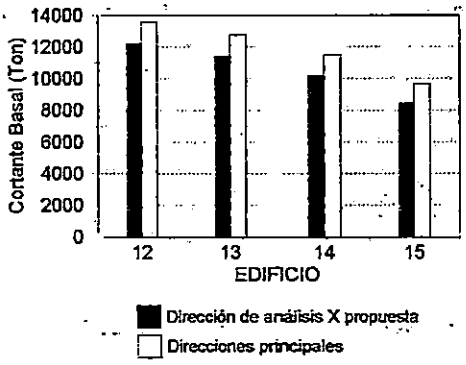
Irregularidad tipo 1



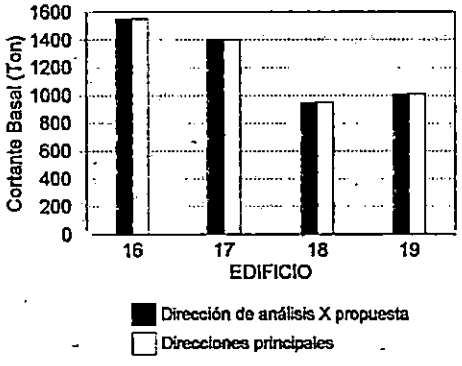
Irregularidad Tipo 2



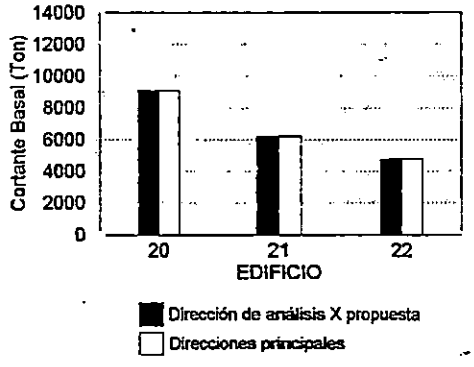
Irregularidad Tipo 3



Irregularidad Tipo 4

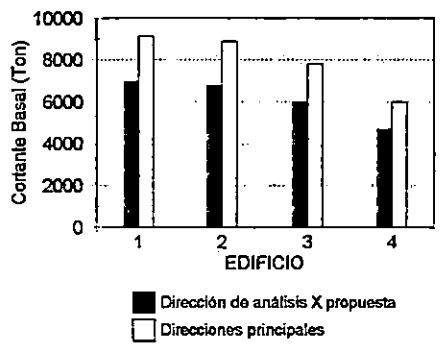


Irregularidad Tipo 5

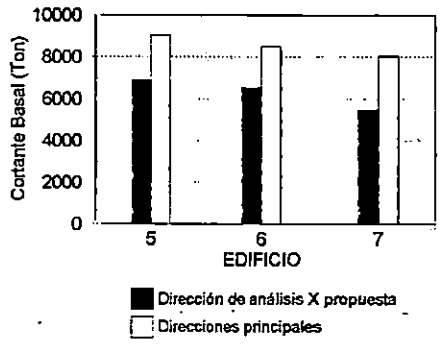


Irregularidad Tipo 6

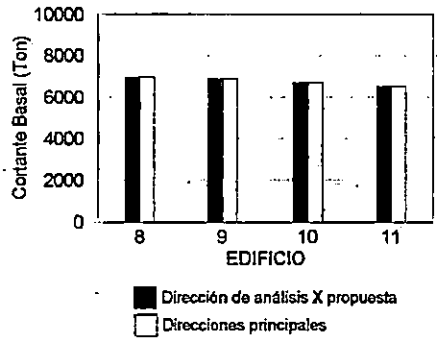
Figura 4.7 Comparación gráfica de cortantes basales dinámicos en la dirección X de las estructuras utilizando el registro GIC en las direcciones de análisis propuestas y en las direcciones principal



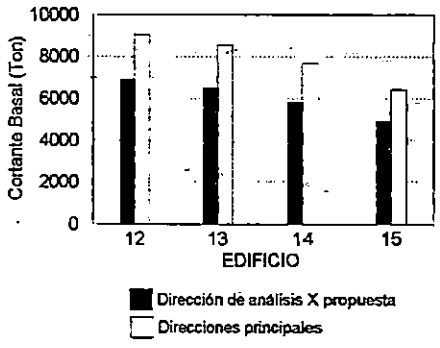
Irregularidad tipo 1



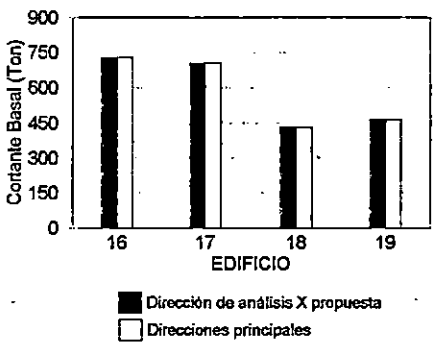
Irregularidad Tipo 2



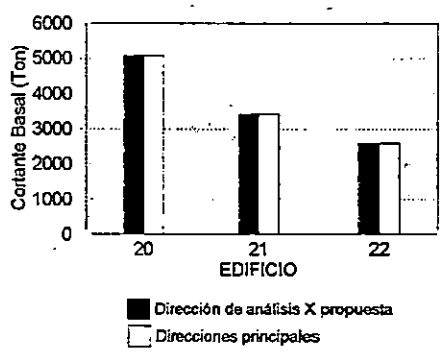
Irregularidad Tipo 3



Irregularidad Tipo 4

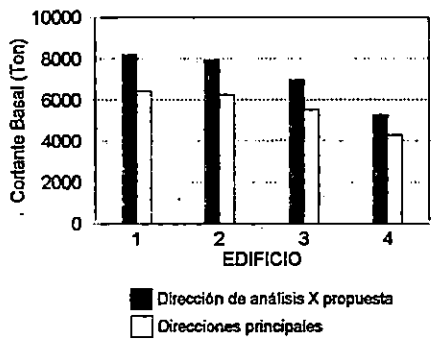


Irregularidad Tipo 5

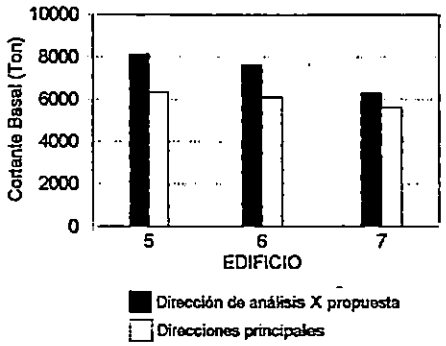


Irregularidad Tipo 6

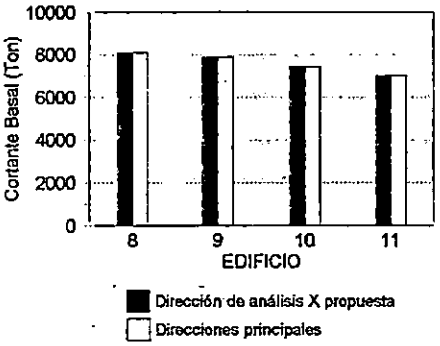
Figura 4.8 Comparación gráfica de cortantes basales dinámicos en la dirección Y de las estructuras utilizando el registro HCR en las direcciones de análisis propuestas y en las direcciones principales.



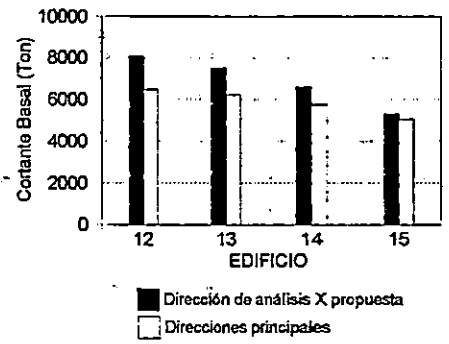
Irregularidad tipo 1



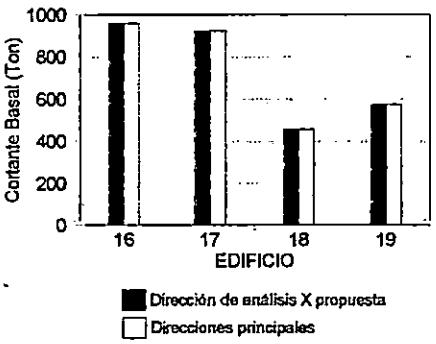
Irregularidad Tipo 2



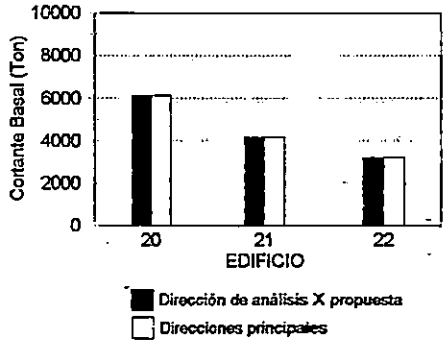
Irregularidad Tipo 3



Irregularidad Tipo 4

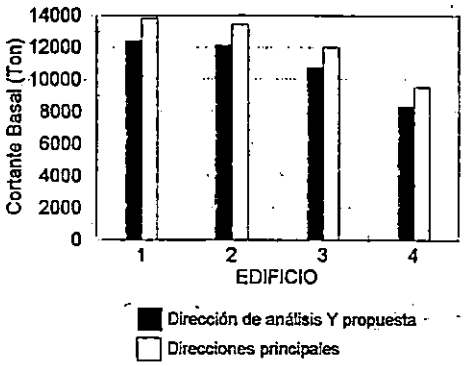


Irregularidad Tipo 5

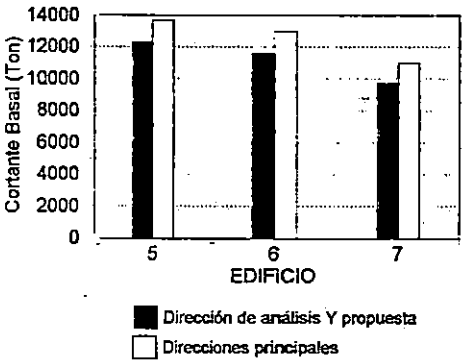


Irregularidad Tipo 6

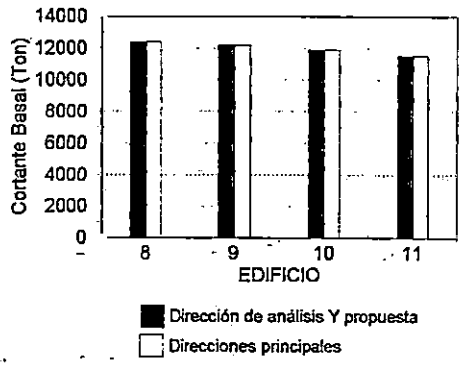
Figura 4.9 Comparación gráfica de cortantes basales dinámicos en la dirección X de las estructuras utilizando el registro SUBDUC en las direcciones de análisis propuestas y en las direcciones principales.



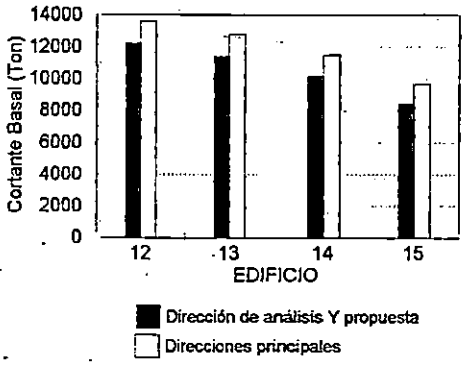
Irregularidad tipo 1



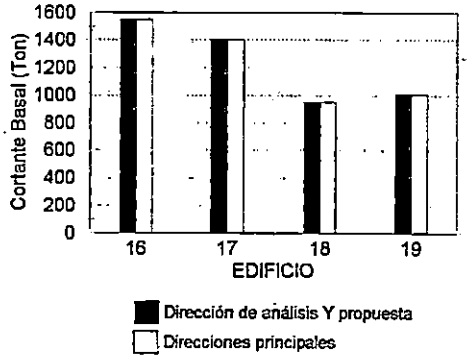
Irregularidad Tipo 2



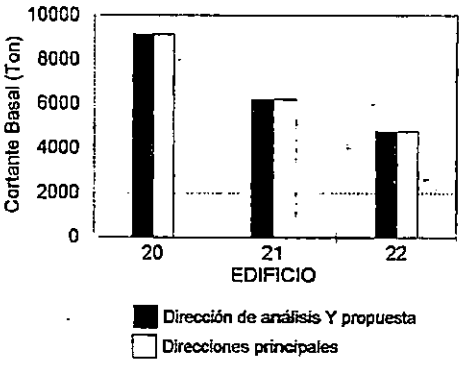
Irregularidad Tipo 3



Irregularidad Tipo 4

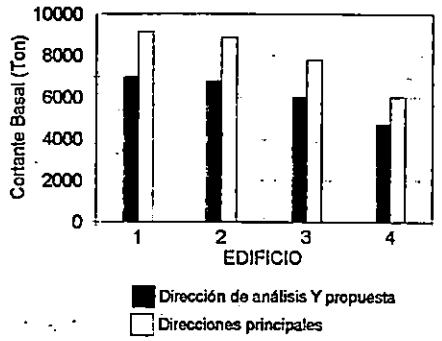


Irregularidad Tipo 5

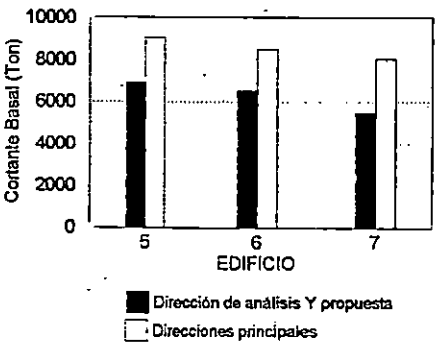


Irregularidad Tipo 6

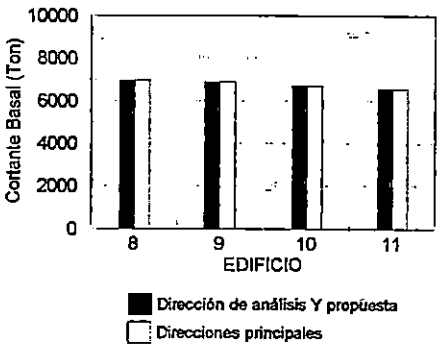
Figura 4.10 Comparación gráfica de cortantes basales dinámicos en la dirección Y de las estructuras utilizando el registro GIC en las direcciones de análisis propuestas y en las direcciones principales.



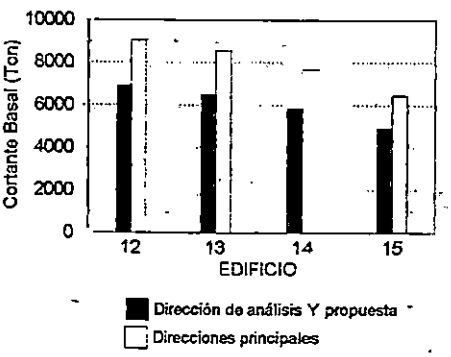
Irregularidad tipo 1



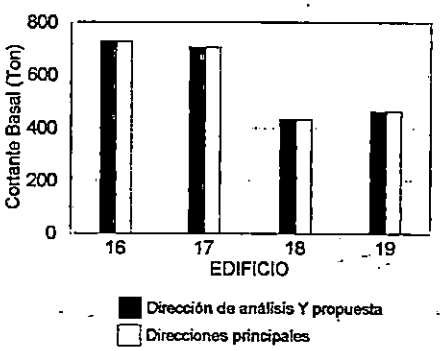
Irregularidad Tipo 2



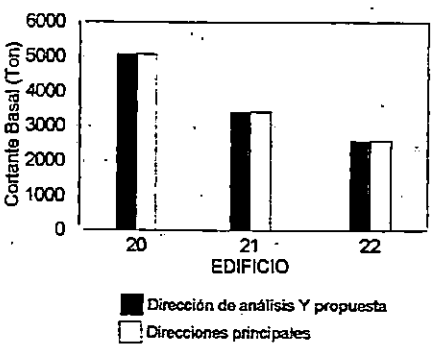
Irregularidad Tipo 3



Irregularidad Tipo 4

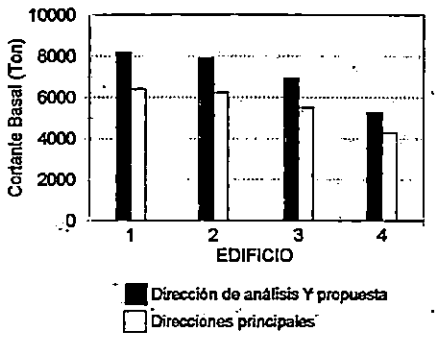


Irregularidad Tipo 5

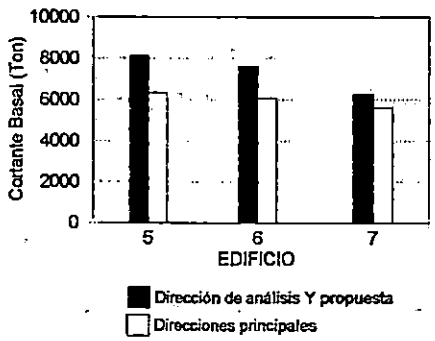


Irregularidad Tipo 6

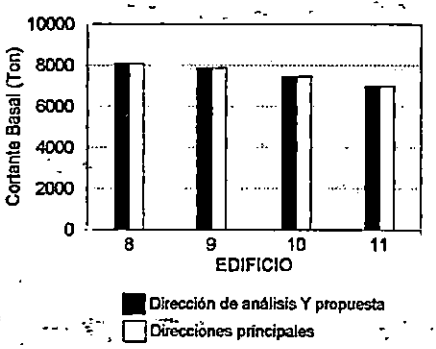
Figura 4.11 Comparación gráfica de cortantes basales dinámicos en la dirección X de las estructuras utilizando el registro HCR en las direcciones de análisis propuestas y en las direcciones principales.



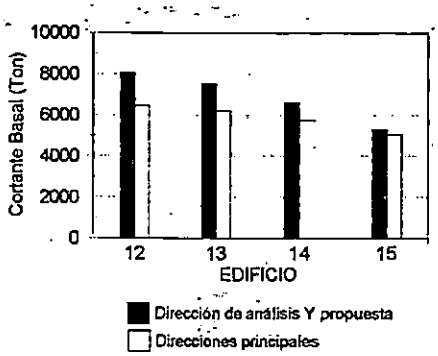
Irregularidad tipo 1



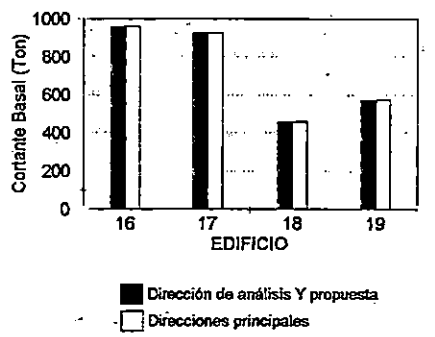
Irregularidad Tipo 2



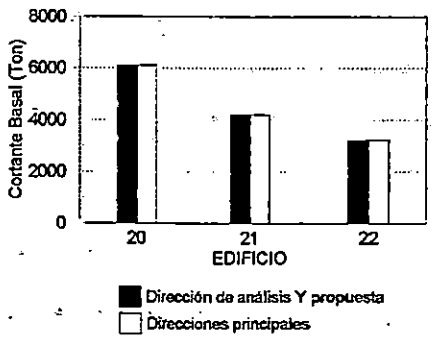
Irregularidad Tipo 3



Irregularidad Tipo 4



Irregularidad Tipo 5



Irregularidad Tipo 6

Figura 4.12 Comparación gráfica de cortantes basales dinámicos en la dirección Y de las estructuras utilizando el registro SUBDUC en las direcciones de análisis propuestas y en las direcciones principales.

4.2 SEGUNDA ETAPA. COMPARACION DE FUERZAS EN LOS NIVELES

Para la realización de esta etapa se utilizó el mismo espectro de diseño, y se elaboraron una serie de simplificaciones en el modelo de análisis.

El programa SAP 2000[4] calcula la masa total del sistema estructural (vigas, columnas, paredes, losas, etc.) y la distribuye hacia las juntas. Sin embargo, la carga muerta extra y la carga viva instantánea no es considerada por el programa. Estas producen un incremento en la masa del sistema que debe calcularse por separado, y debe agregarse en cada una de las juntas.

En el archivo de salida principal se presentan las masas en cada uno de los niveles, las coordenadas de los centros de masa y el segundo momento de inercia de masas de cada uno de los niveles (Momento de Inercia con respecto al centro de masa).

Tomando en cuenta que para análisis se considera que los niveles del edificio se comportan como diafragmas rígidos en su plano, a todas las juntas se les asigna una constricción, forzándolas a formar un entrepiso axialmente inextensible.

En la ecuación de movimiento este procedimiento se logra sustituyendo el sistema de masas por una matriz diagonal de masas y realizando un procedimiento de condensación estática en la matriz de rigidez.

Una de las principales ventajas que posee el programa SAP 2000[4] es que puede calcular en una junta que posee masa las fuerzas inerciales que provocaría una excitación lateral del sistema.

Teniendo en cuenta todo lo anterior se realizó una serie de ajustes al modelo para encontrar las fuerzas inerciales que provoca el espectro de diseño de la primer etapa en los centros de masa de los niveles 1, 4 y 7.

4.2.1 SIMPLIFICACIONES REALIZADAS

En la realización de los análisis era necesario que el programa no considerara la masa de las juntas, sino que utilizara en cada nivel la masa concentrada en una junta ubicada sobre el centro de masa de cada nivel con su respectivo momento de inercia. Se modificó en las propiedades del material la masa por unidad de volumen del concreto, cambiando de 0.2448 Ton/m a un valor de 0 Ton/m. Con esto, el programa no agregaría masa a las juntas que estaban conectadas a los elementos. Además, se retiraron de todas las juntas las masas que se agregaron debido a la carga muerta extra y a la carga viva instantánea. Así, la junta ubicada sobre el centro de masa es la única que posee masa en cada nivel, además de poseer el momento de inercia de la planta. Luego la junta se unió a la constricción del nivel correspondiente para que las cargas que actuaran sobre la junta fueran transmitidas al resto de juntas y resistidas por los elementos sin masa. No existió diferencia significativa en la respuesta del sistema utilizando este modelo simplificado (estos procedimientos fueron utilizados en el Capitulo 3 para la evaluación de las excentricidades accidentales). Además se calcularon las razones de frecuencias de las estructuras. La razón de frecuencias esta definida por:

$$\Omega = \omega_\theta \ / \ \omega_t \qquad \text{(Ecuación 4.9)}$$

donde: ω_θ es la frecuencia torsional del sistema

ω_t es la frecuencia traslacional del sistema

La Ecuación 4.9 se modificó para calcular la razón de frecuencias mediante los períodos calculados:

$$\Omega = T_t \ / \ T_\theta \qquad \text{(Ecuación 4.10)}$$

donde: T_t es el período traslacional del sistema

T_θ es el período torsional del sistema.

4.2.2 EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES

Para la evaluación de excentricidades accidentales las juntas utilizadas como centros de masa fueron desplazadas ±5% de la longitud máxima en cada dirección de análisis. Al realizar este procedimiento era necesario realizar un ajuste en el Momento de Inercia, ajuste realizado mediante el Teorema de los Ejes Paralelos.

Al igual que en el procedimiento anterior, fueron calculados los tres primeros períodos del nuevo sistema, las razones de frecuencia y las fuerzas inerciales que se generaban en el centro de masa.

Cada uno de estos se calculó para las diferentes excentricidades del centro de masa (CM+ex, CM-ex, CM+ey, CM-ey).

El espectro de diseño utilizado es el mismo de la primer etapa (Figura 4.1) y se usó en cada uno de los análisis.

Los resultados se agruparon en base a los tipos de irregularidad (ver Tablas 4.6, 4.7, 4.8, 4.9, 4.10 y 4.11). En la Tabla 4.5 se presentan como están agrupadas las estructuras en base a los 6 diferentes tipos de irregularidad presentados en la sección 3.1.

Tipo de irregularidad	Edificios
1	1, 2, 3, 4
2	5, 6, 7
3	8, 9, 10, 11
4	12, 13, 14, 15
5	16, 17, 18, 19
6	20, 21, 22

Tabla 4.5 Edificios utilizados en el análisis agrupados por tipo de irregularidad

Condición de Excentricidad			Sin excentricidad accidental				excentricidad accidental (+X)				excentricidad accidental (-X)				excentricidad accidental (+Y)				excentricidad accidental (-Y)			
Edificios			1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Fuerzas	Fx (ton)	Nivel 1	63	62	54	42	63	62	54	42	63	62	54	42	63	46	40	38	48	46	40	39
		Nivel 4	250	242	214	167	250	242	214	167	250	242	214	167	206	200	174	145	206	200	176	150
		Nivel 7	262	251	221	170	262	251	221	171	262	251	221	170	214	204	178	148	214	205	180	153
	Fy (ton)	Nivel 1	63	62	54	42	47	46	40	38	48	46	40	39	63	62	54	42	63	62	54	42
		Nivel 4	250	242	214	167	206	200	174	145	206	200	176	150	250	242	214	167	250	242	214	167
		Nivel 7	262	251	221	170	214	204	178	148	211	205	180	153	262	251	221	171	262	251	221	170
	Mz (ton-m)	Nivel 1	1	6	47	98	650	626	550	267	650	625	542	240	650	626	550	267	650	625	542	240
		Nivel 4	4	30	189	468	2703	2610	2320	1219	2702	2598	2254	1076	2703	2610	2320	1219	2702	2598	2254	1076
		Nivel 7	5	30	193	462	2763	2624	2324	1841	2762	2613	2260	1621	2763	2624	2324	1841	2762	2613	2260	1621
Períodos	T1 (seg)		0.94	0.94	0.94	0.93	0.98	0.98	0.98	0.99	0.98	0.98	0.98	0.97	0.98	0.98	0.98	0.99	0.98	0.98	0.98	0.97
	T2 (seg)		0.94	0.94	0.94	0.93	0.94	0.94	0.94	0.93	0.94	0.94	0.94	0.93	0.94	0.94	0.94	0.93	0.94	0.94	0.94	0.93
	T3 (seg)		0.90	0.90	0.90	0.90	0.87	0.87	0.86	0.86	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.86	0.86	0.87	0.87	0.87	0.87
Razón de Frecuencias			1.04	1.04	1.04	1.04	1.13	1.13	1.14	1.15	1.13	1.13	1.13	1.11	1.13	1.13	1.14	1.15	1.13	1.13	1.13	1.11

Tabla 4.6 Valores de las fuerzas, períodos y razón de frecuencias de los edificios con irregularidad tipo 1

Condición de Excentricidad			Sin excentricidad accidental			excentricidad accidental (+X)			excentricidad accidental (-X)			excentricidad accidental (+Y)			excentricidad accidental (-Y)		
Edificios			5	6	7	5	6	7	5	6	7	5	6	7	5	6	7
Fuerzas	Fx (ton)	Nivel 1	63	59	49	63	59	50	63	59	50	63	44	42	47	44	42
		Nivel 4	247	233	195	247	233	195	247	233	195	204	191	164	204	192	167
		Nivel 7	256	241	201	256	241	201	256	241	201	209	196	168	209	196	171
	Fy (ton)	Nivel 1	63	59	49	47	44	42	47	44	43	63	59	50	63	59	49
		Nivel 4	247	233	195	204	191	164	204	192	168	247	233	195	247	233	195
		Nivel 7	256	241	200	209	195	168	209	196	172	256	241	201	256	241	201
	Mz (ton-m)	Nivel 1	2	19	63	642	599	535	642	595	513	642	598	538	642	596	522
		Nivel 4	7	80	302	2668	2509	2159	2664	2475	2051	2667	2504	2173	2665	2481	2082
		Nivel 7	7	82	299	2686	2520	2164	2682	2486	2059	2685	2515	2179	2683	2492	2091
Períodos	T1 (seg)		0.94	0.94	0.94	0.98	0.98	0.99	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98
	T2 (seg)		0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.93
	T3 (seg)		0.90	0.90	0.90	0.87	0.87	0.86	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.86	0.87	0.87	0.87
Razón de Frecuencias			1.05	1.04	1.04	1.13	1.13	1.14	1.13	1.13	1.12	1.13	1.13	1.14	1.13	1.13	1.13

Tabla 4.7 Valores de las fuerzas, períodos y razón de frecuencias de los edificios con irregularidad tipo 2

Condición de Excentricidad			Sin excentricidad accidental				excentricidad accidental (+X)				excentricidad accidental (-X)				excentricidad accidental (+Y)				excentricidad accidental (-Y)			
Edificios			8	9	10	11	8	9	10	11	8	9	10	11	8	9	10	11	8	9	10	11
Fuerzas	Fx (ton)	Nivel 1	63	62	60	57	63	62	60	57	63	62	60	57	63	46	44	49	47	47	45	50
		Nivel 4	248	244	235	227	248	244	236	227	248	244	236	227	204	201	194	194	205	202	196	198
		Nivel 7	256	252	242	233	256	252	242	233	256	252	242	233	209	205	197	198	210	207	200	202
	Fy (ton)	Nivel 1	63	62	60	58	47	46	44	50	47	46	44	50	63	62	60	58	63	62	60	58
		Nivel 4	248	244	237	230	204	201	194	196	204	201	194	196	248	244	237	230	248	244	237	230
		Nivel 7	257	252	244	235	209	205	197	200	209	205	197	200	257	252	244	235	257	252	244	235
	Mz (ton-m)	Nivel 1	9	15	27	40	652	646	638	658	652	646	638	658	649	639	626	648	647	636	618	627
		Nivel 4	46	87	164	230	2709	2686	2650	2645	2709	2686	2650	2645	2703	2674	2625	2610	2676	2621	2523	2462
		Nivel 7	46	86	162	228	2724	2698	2659	2659	2724	2698	2659	2659	2719	2686	2634	2624	2691	2633	2534	2480
Períodos	T1 (seg)		0.94	0.94	0.94	0.94	0.98	0.98	0.97	0.97	0.98	0.98	0.97	0.97	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98
	T2 (seg)		0.94	0.93	0.93	0.92	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.93	0.92	0.94	0.94	0.93	0.92
	T3 (seg)		0.90	0.90	0.90	0.90	0.87	0.87	0.87	0.86	0.87	0.87	0.87	0.86	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87
Razón de Frecuencias			1.04	1.04	1.04	1.05	1.13	1.13	1.12	1.12	1.13	1.13	1.12	1.12	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.12	1.12

Tabla 4.8 Valores de las fuerzas, períodos y razón de frecuencias de los edificios con irregularidad tipo 3

Condición de Excentricidad			Sin excentricidad accidental				excentricidad accidental (+X)				excentricidad accidental (-X)				excentricidad accidental (+Y)				excentricidad accidental (-Y)			
Edificios			12	13	14	15	12	13	14	15	12	13	14	15	12	13	14	15	12	13	14	15
Fuerzas	Fx (ton)	Nivel 1	63	59	53	44	63	59	53	44	63	59	53	44	63	44	39	37	47	44	39	38
		Nivel 4	246	232	207	174	246	231	207	173	246	232	207	173	204	190	168	144	203	191	170	149
		Nivel 7	256	242	216	181	256	241	216	181	256	241	216	181	210	197	174	150	209	197	176	155
	Fy (ton)	Nivel 1	63	59	53	44	47	44	39	37	47	44	39	38	63	59	53	44	63	59	53	44
		Nivel 4	246	232	207	174	204	190	168	144	203	191	170	149	246	231	207	173	246	232	207	173
		Nivel 7	256	242	216	181	210	197	174	150	209	197	176	155	256	241	216	181	256	241	216	181
	Mz (ton-m)	Nivel 1	16	43	91	91	639	594	529	480	641	590	520	446	639	594	529	480	641	590	520	446
		Nivel 4	39	91	231	365	2636	2465	2219	1935	2659	2452	2162	1795	2636	2465	2219	1935	2659	2452	2162	1795
		Nivel 7	39	98	247	374	2661	2506	2259	1987	2684	2496	2206	1844	2661	2506	2259	1987	2684	2496	2206	1844
Períodos	T1 (seg)		0.94	0.95	0.95	0.95	0.98	0.98	0.99	1.00	0.98	0.98	0.99	0.99	0.98	0.98	0.99	1.00	0.98	0.98	0.99	0.99
	T2 (seg)		0.94	0.94	0.93	0.93	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94
	T3 (seg)		0.90	0.90	0.90	0.91	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.88	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.88
Razón de Frecuencias			1.05	1.05	1.05	1.05	1.13	1.13	1.14	1.15	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.14	1.15	1.13	1.13	1.13	1.13

Tabla 4.9 Valores de las fuerzas, períodos y razón de frecuencias de los edificios con irregularidad tipo 4

Condición de Excentricidad			Sin excentricidad accidental				excentricidad accidental (+X)				excentricidad accidental (-X)				excentricidad accidental (+Y)				excentricidad accidental (-Y)			
Edificios			16	17	18	19	16	17	18	19	16	17	18	19	16	17	18	19	16	17	18	19
Fuerzas	Fx (ton)	Nivel 1	8	8	5	5	8	8	5	5	8	8	5	5	8	7	5	5	6	8	5	5
		Nivel 4	29	30	19	20	30	30	19	20	30	30	19	20	28	27	19	19	26	29	19	20
		Nivel 7	31	33	21	22	32	33	21	22	32	33	21	22	29	29	20	20	27	31	20	22
	Fy (ton)	Nivel 1	7	8	4	5	6	7	4	4	6	7	4	4	7	8	4	5	7	8	4	5
		Nivel 4	28	29	17	18	24	25	15	16	24	25	15	16	28	29	17	18	28	29	17	18
		Nivel 7	31	32	19	21	26	28	17	18	26	28	17	18	31	32	19	21	31	32	19	21
	Mz (ton-m)	Nivel 1	12	9	1	9	29	34	18	21	29	34	18	21	26	31	7	16	30	21	9	2
		Nivel 4	34	32	5	33	120	130	69	79	120	130	69	79	82	122	28	64	113	85	37	7
		Nivel 7	38	34	6	37	126	140	76	89	126	140	76	89	86	131	31	72	120	91	41	8
Periodos	T1 (seg)		0.95	0.97	0.90	0.93	0.98	1.00	0.93	0.96	0.98	1.00	0.93	0.96	0.95	0.97	0.90	0.93	0.95	0.97	0.90	0.93
	T2 (seg)		0.87	0.89	0.80	0.83	0.87	0.89	0.78	0.81	0.87	0.89	0.78	0.81	0.88	0.92	0.80	0.84	0.90	0.91	0.80	0.83
	T3 (seg)		0.85	0.87	0.74	0.76	0.83	0.85	0.74	0.76	0.83	0.85	0.74	0.76	0.84	0.85	0.73	0.75	0.83	0.86	0.73	0.77
Razón de Frecuencias			1.11	1.10	1.13	1.12	1.18	1.18	1.20	1.19	1.18	1.18	1.20	1.19	1.12	1.14	1.12	1.10	1.14	1.12	1.12	1.12

Tabla 4.10 Valores de las fuerzas, períodos y razón de frecuencias de los edificios con irregularidad tipo 5

Condición de Excentricidad			Sin excentricidad accidental			excentricidad accidental (+X)			excentricidad accidental (-X)			excentricidad accidental (+Y)			excentricidad accidental (-Y)		
Edificios			20	21	22	20	21	22	20	21	22	20	21	22	20	21	22
Fuerzas	Fx (ton)	Nivel 1	47	32	25	47	32	25	47	32	24	47	30	24	53	30	24
		Nivel 4	186	128	99	186	128	99	186	128	99	171	121	96	171	121	96
		Nivel 7	191	130	99	191	130	99	191	130	99	177	123	96	177	123	96
	Fy (ton)	Nivel 1	62	31	32	48	26	24	48	26	24	46	31	32	46	31	32
		Nivel 4	186	125	97	153	102	78	153	102	78	183	125	97	183	125	97
		Nivel 7	195	127	100	158	104	80	158	104	80	189	127	100	189	127	100
	Mz (ton-m)	Nivel 1	0	0	0	661	345	323	661	345	323	530	196	119	530	196	119
		Nivel 4	0	0	0	2146	1387	1065	2146	1387	1065	1579	802	490	1579	802	490
		Nivel 7	0	0	0	2185	1383	1067	2185	1383	1067	1613	798	483	1613	798	483
Períodos	T1 (seg)		0.95	0.95	0.95	1.00	1.01	1.02	1.00	1.01	1.02	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
	T2 (seg)		0.93	0.91	0.91	0.93	0.91	0.89	0.93	0.91	0.89	0.95	0.93	0.92	0.95	0.93	0.92
	T3 (seg)		0.90	0.91	0.89	0.86	0.86	0.87	0.86	0.86	0.87	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88
Razón de Frecuencias			1.05	1.05	1.05	1.16	1.17	1.14	1.16	1.17	1.14	1.08	1.08	1.03	1.08	1.08	1.03

Tabla 4.11 Valores de las fuerzas, periodos y razón de frecuencias de los edificios con irregularidad tipo 6

4.3 TERCERA ETAPA. COMPARACION DE METODOLOGIAS

Para esta etapa se utilizarían los factores de ajuste propuestos por Wilson y la metodología actual de distribución de cargas laterales.

Como se mencionó anteriormente, existe un factor de ajuste correspondiente a la división del cortante basal estático entre los cortantes basales dinámicos. El RSEC[1] no considera necesaria la utilización de un valor de cortante basal mayor que el obtenido por el método estático, y en estructuras irregulares el valor de los cortantes basales dinámicos debe ajustarse al valor de cortante basal estático.

En la nueva metodología, se utilizan los valores de cortante basal obtenidos en las direcciones principales de la estructura, y el factor de ajuste espectral en ambas direcciones seria el resultante de la división de el cortante basal estático entre el menor valor de cortante basal dinámico en las direcciones principales.

Además, la distribución de fuerzas en los niveles presenta un nuevo cambio en la metodología a evaluar.

Para considerar los efectos ortogonales, se utiliza una regla de 100% del cortante basal estático en una dirección y 30% del cortante basal estático en la dirección perpendicular, actuando sobre los centros de masa ubicados en las excentricidades previamente establecidas.

Wilson afirma que ese procedimiento puede desestimar los niveles de fuerza en algunos elementos en estructuras irregulares. Es decir, que podría generar un diseño estructural relativamente débil en una dirección.

En el nuevo procedimiento, se utilizaron las estructuras con sus centros de masa en la posición original, y el espectro de diseño amplificado con el nuevo factor de ajuste propuesto en ambas direcciones.

Para tener una comparación de resultados se tomó el cuarto nivel de ciertos edificios como referencia, calculando las fuerzas que actúan sobre cuatro vigas y tres

columnas previamente seleccionadas, comunes para cada uno de los casos.

Por ejemplo, para el tipo de irregularidad 1 (edificios 1, 2, 3 y 4) se utilizaron los edificios 1 y 4 (el más regular y el más irregular del caso). En ambos se tomó el cuarto nivel como referencia, seleccionando dos vigas ubicadas en los extremos, dos vigas intermedias, dos columnas en los extremos y un columna interna (ver esquemas en los anexos del documento).

Es de observar que los resultados de este análisis, presentados en el anexo del documento, no consideran los efectos de la carga muerta ni la carga viva sobre cada uno de los elementos, ya que para realizar la comparación de metodologías solo se consideraron los efectos de la excitación lateral sobre cada una de las estructuras.

CAPITULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las conclusiones obtenidas del estudio se basan en los resultados obtenidos en las diferentes etapas de análisis y los objetivos planteados inicialmente.

5.1 COMPARACION DE NIVELES DE CORTANTE BASAL.

Para el cálculo del cortante basal de una estructura irregular, el RSEC considera dos tipos de metodologías: Análisis Estático y Análisis Dinámico. El análisis estático, utilizado por mucho tiempo como válido para calcular las fuerzas debidas a excitaciones laterales (sismos, viento, etc), establece una serie de parámetros para el cálculo de los cortantes basales en estructuras. Básicamente depende del peso de la estructura y del coeficiente sísmico, que a la vez considera otros parámetros como el tipo de suelo, ubicación, importancia del uso de la estructura y el sistema estructural utilizado. Este tipo de análisis es utilizado en estructuras regulares como en estructuras irregulares. Sin embargo, el valor del cortante basal dinámico calculado mediante un análisis dinámico para estructuras irregulares se encuentra restringido al valor de cortante basal que se obtiene por el método estático. Si el valor del cortante basal dinámico es menor que el cortante basal estático, el primero debe ajustarse al valor del segundo. El reglamento también establece que en ningún caso es necesario un valor mayor de cortante basal que el obtenido por el del método estático. En las Tablas 4.3 y 4.4 se presentan los resultados de los diferentes análisis realizados en cada una de las estructuras. Para el cálculo del cortante estático se utilizaron las fórmulas propuestas por el RSEC[1]. Para la evaluación de los cortantes dinámicos se utilizó el programa SAP 2000[4] y el espectro de diseño mostrado en la Figura 4.1. Dicho espectro fue utilizado en las dos direcciones de análisis y en las direcciones principales de las estructuras. De igual manera se procedió para obtener los cortantes basales debidos al uso de acelerogramas.

5.1.1 CALCULOS REALIZADOS

Mediante la utilización de programas de computadora para análisis de estructuras como el SAP 2000[4] se pueden realizar análisis dinámicos para calcular los valores de cortante basal dinámico en estructuras, además de que se pueden simular los efectos que generan los sismos en las mismas.

Como se definió con anterioridad la dirección principal de una estructura corresponde a la dirección en la cual esta dirigido el primer modo de vibración, siendo válido este concepto tanto en estructuras regulares como irregulares.

En la primer etapa se realizaron una serie de análisis en los modelos realizando análisis direccionales separados, surgiendo así las siguientes conclusiones:

1.- El valor del Cortante Basal Estático es el mismo en ambas direcciones de análisis, por lo que dicha metodología ignora los efectos direccionales del sistema (ver columna Cortante Estático en Tabla 4.2 para resultados en la dirección X y Tabla 4.3 para resultados en la dirección Y).

2.- Los valores de cortante basal dinámico utilizando un mismo espectro de diseño sufrieron ciertas variaciones al ajustar la dirección de la excitación con la dirección principal de la estructura (ver Columnas Cortante Dinámico dirección propuesta y dirección principal en Tabla 4.2 para resultados en la dirección X y Tabla 4.3 para resultados en la dirección Y). Dicha observación permite asegurar que el ángulo de la excitación sísmica genera valores diferentes de cortante basal en las estructuras. Este parámetro no es considerado en el análisis estático.

3.- Los cortantes basales originados por las excitaciones sísmicas del terremoto de 1986 se incrementaban si el ángulo de la excitación sísmica se ajustaba a la

dirección principal de la estructura excepto en las estructuras cuya dirección principal coincidía con los ejes de análisis propuestos (ver Figuras 4.7, 4.8, 4.10 y 4.11).

Sin embargo, los cortantes basales originados por la excitación del terremoto de 1982 no necesariamente aumentaron al utilizarse las direcciones principales, debido posiblemente al tipo de sismo y al contenido de frecuencias del mismo (ver Figuras 4.9 y 4.12). Además de considerar la dirección de la entrada sísmica en la respuesta de una estructura, el tipo de excitación puede causar diferentes valores de cortante basal, como es en nuestro caso una disminución de los valores de cortante basal en las direcciones de análisis propuestas.

4.- Se puede observar que el valor del Cortante Basal Estático en todos los casos es mayor que los Cortantes Basales Dinámicos (ver Figura 4.5 y 4.6), y que al usar las direcciones principales, uno de los cortantes basales dinámicos (sea en la dirección X ó Y) aumenta mientras el otro disminuye su valor (ver columnas de cortantes dinámicos en Tablas 4.3 y 4.4). Dicha observación servirá para realizar el ajuste de resultados propuestos metodología de análisis de Wilson[3].

5.2 COMPARACION DE FUERZAS EN LOS NIVELES.

La distribución del cortante basal en los diferentes niveles de la estructura para luego ser redistribuidos como fuerzas a los elementos resistentes fue realizada utilizando una serie de simplificaciones. Por lo general el cortante basal es distribuido en altura en función de los pesos de cada piso y de la altura de los mismos. Con esto se obtienen las fuerzas laterales que actúan en los centros de masa de cada uno de los niveles. Luego se calculan las excentricidades de diseño de los niveles con la siguiente expresión:

$$e_{dis} = e_{calc} + e_{acc} \qquad \text{(Ecuación 5.1)}$$

donde e_{calc} : la distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez de cada nivel.

e_{acc} : excentricidad accidental, igual al 5% de la longitud máxima en las direcciones de análisis.

Las fuerzas laterales calculadas con anterioridad son combinadas para actuar sobre las nuevas posiciones del centro de masa de cada nivel, utilizando una regla de combinación en la que uno de los cortantes actúa al 100% de su valor, mientras que el otro (perpendicular al anterior) actúa con un 30% de su valor.

5.2.1 CALCULOS REALIZADOS

Utilizando los modelos tridimensionales de computadora, la metodología de desplazar el centro de masa un 5 % de la longitud máxima en la dirección de análisis fue evaluada tomando en cuenta los conceptos teóricos desarrollados en el Capítulo 2. Dentro de estos conceptos se encuentra el de razones de frecuencia ($\Omega=\omega_{tras} / \omega_{rot}$). Según las investigaciones consultadas la respuesta torsional más

desfavorable se encuentra en estructuras cuya razón de frecuencias es cercana al valor de 1. Se calculó en cada uno de los modelos tridimensionales que efectos se generaban al desplazar los centros de masa siguiendo la metodología planteada en el RSEC[1] (excentricidades accidentales, ver sección 2.3). Para esto se realizó un análisis para calcular las fuerzas en cada uno de los niveles de los modelos tridimensionales, colocando los centros de masa en las nuevas posiciones debido a las excentricidades accidentales y se calcularon las nuevas razones de frecuencia. Como excitación lateral en ambas direcciones se recurrió de nuevo al espectro de diseño de la primer etapa.

Como se mencionó en la sección 4.2.2 los resultados se presentan en función de los diferentes tipos de irregularidad en las Tablas 4.6, 4.7, 4.8, 4.9, 4.10 y 4.11. Surgen así las siguientes conclusiones:

1.- Los momentos generados en el centro de masa de los niveles analizados, sin considerar las excentricidades accidentales, tienden a aumentar a medida aumenta la irregularidad de los sistemas (ver columna sin excentricidad accidental en las Tablas 4.6, 4.7, 4.8, 4.9, 4.10, 4.11). Sin embargo, en los sistemas rectangulares (edificios 16 y 17) existieron diferencias con respecto a la tendencia anterior. Las estructuras 20, 21 y 22 no presentaron valores de momento significativos debido a la forma de las plantas. La utilización de este tipo de análisis permite observar como aumentan los valores de momento torsional en los niveles a medida aumenta la irregularidad del sistema.

2.- A pesar de los incrementos en los valores de los momentos generados por el uso de las excentricidades accidentales, estos incrementos disminuían a medida la irregularidad aumentaba, caso contrario a lo expuesto en la conclusión anterior

(ver columnas excentricidad accidental +X, -X, +Y y -Y en las Tablas 4.6, 4.7, 4.8, 4.9, 4.10, 4.11). La excepción vuelve en los sistemas en voladizo (ver Tabla 4.10), donde los momentos eran algunas veces incrementados.

Tomando como referencia las plantas rectangulares (edificios 20, 21 y 22, A/B=2, A/B=3, A/B=4 respectivamente) podemos observar que la disminución de valores de momento torsor es más pronunciada del edificio 20 al 21 que del edificio 21 al 22. Esta observación sugiere que a medida se aumente la razón A/B en plantas rectangulares, los momentos debido a excentricidades accidentales tienden a disminuir, y que para razones A/B que tienden al valor de 1, el uso de las excentricidades accidentales genera valores grandes de momentos.

Los sistemas en voladizo no generaron torsión significante hasta que el sistema resistente se limito a una crujía en la dirección del voladizo (edificios 18 y 19). Sin embargo la razón geométrica de estos sistemas (A/B) es igual a 5 (ver sección 3.1). Como se mencionó, en plantas cuya irregularidad depende de la razón A/B los efectos accidentales pueden ocasionar bajas contribuciones a la respuesta del sistema; pero la masa que poseen los voladizos permite que la estructura adquiera contribuciones altas de momentos, tal como se observa en los resultados (recordemos que la razón de voladizo/claro es mayor en el edificio 17 que en el 16 - sistemas con dos crujías -, al igual que el edificio 19 posee una razón V/C mayor que el edificio 18 – sistema de una crujía -).

3.- Esta última conclusión coincide con lo expuesto por Chopra[6], y es que en estructuras irregulares puede no ser necesaria la utilización de excentricidades accidentales, ya que podría provocar una disminución en los efectos torsionales. Dicho de otra forma, estos desplazamientos de los centros de masa podrían llegar a estabilizar al sistema, cambiando de un comportamiento torsional a un sistema

con un comportamiento traslacional. Las razones de frecuencia calculadas para cada caso de análisis (ver parte inferior de las Tablas 4.6, 4.7, 4.8, 4.9, 4.10, 4.11) permiten un mejor entendimiento del caso.

Como se puede observar las nuevas razones de frecuencia se alejan del valor de la razón de frecuencias del sistema original, generando una respuesta torsional menos desfavorable (alejándose de Ω=1).

Esta es la importancia de la utilización de las razones de frecuencia, y es que al realizar un análisis tridimensional en una estructura, permite evaluar si el sistema se encuentra en una condición torsionalmente desfavorable.

5.3 COMPARACION DE METODOLOGIAS.

En la sección 2.3 se mencionaron los factores de ajuste que el RSEC establece en el calculo de los cortantes basales dinámicos de estructuras irregulares. Para Wilson el factor de ajuste debe de considerarse utilizando los cortantes basales originados por la utilización de espectros de diseño orientados en las direcciones principales de las estructuras. Como se observó en la primer etapa, existen diferencias en los resultados de los cortantes basales dinámicos utilizando direcciones de análisis y los cortantes basales utilizando direcciones principales.

5.3.1 CALCULOS REALIZADOS

El factor de ajuste propuesto por el Reglamento al análisis dinámico es:

$$F_{ajuste} = \frac{CBE}{CBD} \qquad \text{(Ecuación 5.2)}$$

donde: CBE : Cortante Basal Estático

CBD : Cortante Basal Dinámico.

El factor de ajuste espectral propuesto por Wilson esta definido por:

$$F_{ajuste\ Wilson} = \frac{CBE}{CBD\ DP_{MENOR}} \qquad \text{(Ecuación 5.3)}$$

donde: CBE : cortante basal estático

$CBD\ DP_{MENOR}$: el menor valor de cortante dinámico obtenido del análisis de direcciones principales.

Wilson además realiza una observación sobre la regla de combinación del 100 y el 30 por ciento utilizada para distribuir fuerzas en los niveles. Propone que se utilicen dos espectros orientados en las direcciones principales de las estructuras, ajustados como se mencionó antes y con una combinación del 100 y 100 por ciento de cada uno de ellos.

Ambas metodologías fueron evaluadas calculando las fuerzas originadas exclusivamente por las excitaciones laterales en ciertos elementos del cuarto nivel de ciertos edificios (ver sección 4.3). Como conclusiones de este análisis podemos mencionar:

1.- Las fuerzas en los elementos extremos de la estructura pueden ser subestimados por la metodología de Wilson, pero ésta no considera el uso de excentricidades accidentales y es utilizada con el centro de masa en su posición original. Es por esta razón que en algunas estructuras poco irregulares, la Metodología de Wilson genera valores bajos en los elementos de los extremos comparado con la metodología del Reglamento (como ejemplo ver anexo A-3, A-10).

2.- La regla de combinación del 100 y el 30, genera valores de fuerzas más confiables en los elementos de las vigas de los extremos para la mayoría de estructuras. Caso contrario es en las columnas, donde los valores de fuerzas en los elementos de los extremos es más conservadora utilizando la metodología de Wilson (ver anexo A-15, A-16, A-17, A-18).

3.- Se tomaron para realizar la comparación elementos exteriores e interiores de las estructuras. En la mayoría de los casos los elementos interiores presentaron

niveles de carga mayores con la utilización de la metodología de Wilson (ver anexos A-19, A-20, A-21). Esto debido a que el uso de excentricidades accidentales combinada con la regla del 100% y 30% generan niveles de carga que favorecen a los elementos de los extremos.

4.- Como se puede observar en los resultados obtenidos de la aplicación de la metodología de Wilson (ver anexos con titulo COLUMNA), las columnas presentan momentos de flexión similares en los ejes locales, contrario a los valores obtenidos por la metodología del 100 y el 30 por ciento, donde una de las direcciones locales adquiere mayor valor de momento (ver columnas M2 y M3). Esto refuerza la utilización de la metodología de Wilson, en la que el objetivo principal es que las estructuras sean diseñadas para soportar excitaciones sísmicas originadas de cualquier dirección.

5.4 CONCLUSION GENERAL

En el estudio realizado, basado en la información adquirida sobre el tema de torsión en estructuras, se pueden realizar una serie de observaciones a los métodos de análisis utilizados por el Reglamento para la Seguridad Estructural en las Construcciones:

1.- Los niveles de cortante basal dependen no solo de los factores que se utilizan actualmente (factor de zona, factor de importancia, condiciones geológicas, sistema estructural utilizado y peso de la estructura). Como se pudo observar en los resultados de análisis direccional en el cual se utilizaron espectros de diseño y acelerogramas, los valores generados varían junto a la dirección de la entrada sísmica. Ya que el reglamento considera la utilización de programas de computadora para la realización de análisis tridimensionales, seria recomendable la inclusión del análisis direccional propuesto en la actual normativa.

2.- Los valores de cortante basal que se obtuvieron con la metodología de las direcciones principales de Wilson se obtuvieron utilizando un nuevo tipo de ajuste de resultados, diferente al propuesto por el RSEC. El ajuste de resultados que se propone establece la relación entre el cortante basal estático y el menor valor de cortante basal dinámico; el factor resultante servirá para ajustar los espectros que se utilizan en las direcciones principales de la estructura.

3.- El parámetro razón de frecuencias es de gran importancia para la evaluación del comportamiento torsional de las estructuras. Según las investigaciones, estructuras con un valor de razón de frecuencias igual a 1, el sistema posee resonancia torsional. Como se pudo observar, en algunas estructuras la utilización de la metodología de las

excentricidades accidentales podría ocasionar a que el sistema sea alejado de esa condición, imponiendo niveles inferiores de fuerzas debido a los momentos originados por las excentricidades accidentales. Por la anterior razón, se considera necesaria la evaluación del parámetro razón de frecuencias (frecuencia torsional / frecuencia traslacional ó periodo traslacional / periodo rotacional) para tener una idea del comportamiento torsional de la estructura.

4.- El análisis de sistemas estructurales sometidos a excitaciones laterales utiliza el desplazamiento del centro de masa de los niveles para evaluar fuerzas en los elementos resistentes (metodología de excentricidades accidentales). Para la realización de un análisis tridimensional se sugiere utilizar además del análisis de excentricidades accidentales, la utilización de la metodología de Wilson, ya que como se mencionó anteriormente, el uso de la metodología de excentricidades accidentales puede resultar en el diseño de elementos que son débiles en alguna dirección.

5.5 RECOMENDACIONES

Del Trabajo de Graduación realizado surgen las siguientes recomendaciones:

1.- En el estudio realizado se comprobó que la dirección de la excitación sísmica afecta la respuesta global del sistema. Este parámetro no es considerado en los análisis que el RSEC establece como válidos, y como se observó en la primer etapa de análisis, los valores de cortante basal originados por la utilización de acelerogramas tienden a aumentar en una estructura si dichas excitaciones son realizadas en las direcciones principales de la estructura. Se considera que la realización de un estudio sobre direcciones principales en estructuras reforzaría los conceptos desarrollados en el presente trabajo de graduación.

2.- Se pudo observar que en estructuras de tipo irregular en planta con distribuciones regulares de masa, los efectos torsionales generados por la utilización de excentricidades accidentales tienden a disminuir cuando aumenta la irregularidad sistema. En el RSEC no existe ningún apartado sobre la utilización de excentricidades accidentales, y éstas deben de utilizarse tanto en estructuras regulares como irregulares. Por lo concluido en este estudio sería necesario evaluar si el desplazamiento del centro de masa de los niveles en otros tipos de estructuras no alejan a los sistemas de un comportamiento torsional desfavorable.

3.- Obviamente los parámetros que gobiernan la respuesta torsional de sistemas estructurales son variados y la realización de estudios tomando en cuenta otras condiciones establecerían la validez de los conceptos antes expuestos. En esta investigación se utilizaron como parámetros de estudio estructuras con irregularidades

investigación se utilizaron como parámetros de estudio estructuras con irregularidades geométricas en planta, con distribuciones de masa regulares en cada uno de los niveles al igual que la distribución de rigidez del sistema. Ya que se han analizado estructuras irregulares en planta se recomendaría la evaluación de la metodología en irregularidades verticales de estructuras, así como otro tipo de irregularidades en planta.

4.- Se pudo constatar que los valores de fuerzas en los elementos de los extremos de estructuras irregulares son mayores cuando se utiliza el análisis de excentricidades accidentales, pero no ocurre así en elementos internos. La utilización de la metodología de Wilson permite una mejor distribución de fuerzas en los elementos resistentes. Sin embargo, en los resultados anexos se puede observar que los valores de fuerzas en los elementos aunque resultan mejor distribuidos con la metodología de Wilson, en ocasiones son menores que los obtenidos utilizando excentricidades accidentales. La utilización de la metodología de Wilson esta enfocada en realizar un análisis sin desplazar el centro de masa de los niveles, condición no evaluada en el RSEC[1]. Como aporte de la investigación al RSEC, se propone realizar una serie de investigaciones sobre los conceptos de esta metodología para que dicha condición sea evaluada en las disposiciones de análisis dinámico del RSEC[1].

BIBLIOGRAFIA

(1) Ministerio de Obras Públicas. "Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones". República de El Salvador, San Salvador, 1994.

(2) Bazán , E.; Meli, R. ; "Diseño Sísmico de Edificios". Editorial Limusa, S.A de C.V. México, D.F. Primera reimpresión. 1999.

(3) Wilson, E. L. ; "Three Dimensional Analysis of Structures". Computers and Structures, Inc. Primera Edición. Revisión Febrero 1997.

(4) Computers and Structures, Inc. ; "Manuales del programa SAP 2000". Versión 7.1. 1997.

(5) López, M. A. ; "Guiones de clase de las asignaturas Dinámica Estructural e Ingeniería Sísmica". Universidad de El Salvador. 1999.

(6) Chopra, A. K. ; De la Llera, J. ; "Accidental and Natural Torsión in Earthquake Response and Design of Buildings". Eleventh World Conference on Earthquake Engineering. Paper No 2006. Mexico, 1996.

(7) Humar, J. L. ; Kumar, P. ; "Torsional Motion of Buildings I : Elastic Response". Earthquake Engineering Research Center, Berkeley. United States of America. 1998.

(8) Humar, J. L. ; Kumar, P. ; "Torsional Motion of Buildings II : Inelastic Response". Earthquake Engineering Research Center, Berkeley. United States of America. 1998.

(9) Hidalgo, P. ; Arias, A. ; Cruz, E. ; "Rango de Validez del Metodo Estático de Análisis Sismico de Edificios. Irregularidad Torsional". Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica. Universidad Católica de Chile. 1994.

(10) Chopra, A. K. ; De la Llera, J. ; "Accidental Torsion in Buildings". Earthquake Engineering Research Center, Berkeley. United States of America. 1994.

(11) Sudo, S. ; Sera, K. ; Nishikawa, T. ; "Torsional Response of Buildings Subjected to Bi-Directional Ground Motions". Eleventh World Conference on Earthquake Engineering. Paper No 2006. Mexico, 1996.

(12) Wilson E. L. ; "A Clarification of the Orthogonal Effects in a Three-Dimensional Seismic Analysis". Earthquake Engineering Research Center, Berkeley. United States of America. 1995.

(13) Chopra, A. K. ; De la Llera, J. ; "Estimation of Accidental Torsion Effects for Seismic Design of Buildings". Earthquake Engineering Research Center, Berkeley. United States of America. 1994.

(14) Chopra, A. K. ; De la Llera, J. ; "Evaluation of Code Accidental-Torsion Provisions from Building Records". Earthquake Engineering Research Center, Berkeley. United States of America. 1994.

(15) De La Colina, J. ; "Effects of Torsion Factors on Simple Non-Linear Systems Using Fully-Bidirectional Analyses". Earthquake Engineering Research Center, Berkeley. United States of America. 1999.

(16) Stathopoulos, K. G. ; Anagnostopoulos, S. A. ; "Elastic and Inelastic Torsion of Buildings". Earthquake Engineering Research Center, Berkeley. United States of America. 1998.

(17) Tso, W. K. ; Smith, R. S. H. ; " Re-Evaluation of Seismic Torsional Provisions". Earthquake Engineering Research Center, Berkeley. United States of America. 1999.

(18) Shakib, H. ; "Non-Linear Seismic Torsional Behavior of Buildings: A Proposal for Iranian Seismic Building Code-1998". Earthquake Engineering Research Center, Berkeley. United States of America. 1998.

ANEXOS

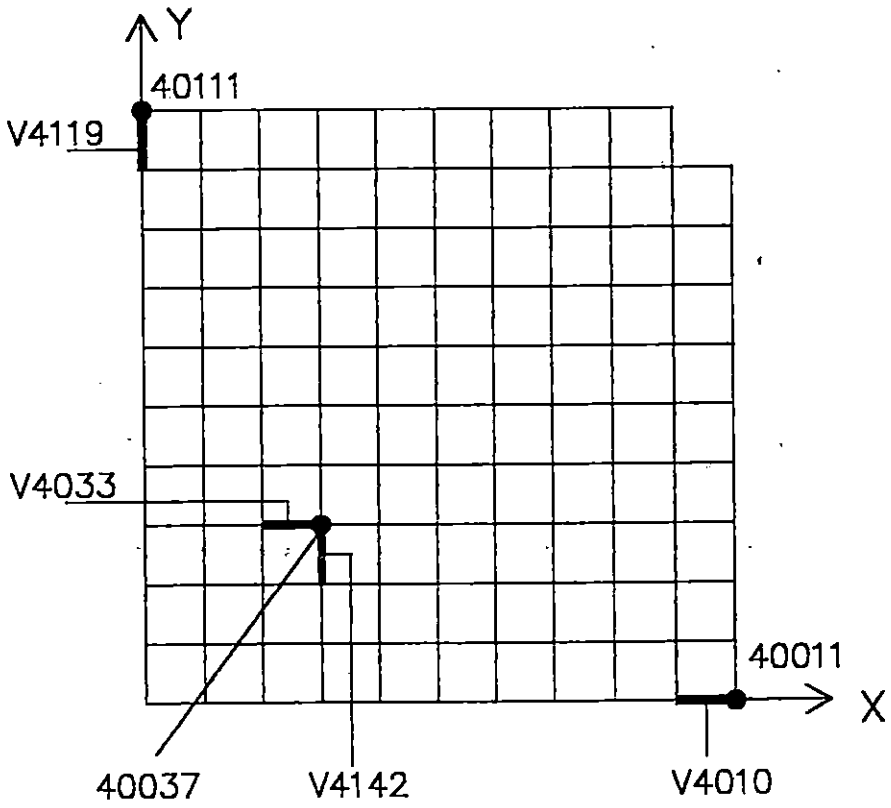


Figura A.1 Esquema de ubicación de los elementos analizados para el edificio 1

EDIFICIO 1
COLUMNA 40011
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
40011	WILSON							
		0.00	22.95	6.41	6.42	1.166E-03	7.83	7.82
		0.80	22.95	6.41	6.42	1.166E-03	3.09	3.09
		1.60	22.95	6.41	6.42	1.166E-03	3.24	3.24
		2.40	22.95	6.41	6.42	1.166E-03	8.01	8.01
		3.20	22.95	6.41	6.42	1.166E-03	13.06	13.06

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUETAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
40011	+EX	0.00	14.59	4.21	7.63	9.269E-01	9.37	5.12
		0.80	14.59	4.21	7.63	9.269E-01	3.79	2.02
		1.60	14.59	4.21	7.63	9.269E-01	3.95	2.17
		2.40	14.59	4.21	7.63	9.269E-01	9.56	5.29
		3.20	14.59	4.21	7.63	9.269E-01	15.55	8.61
40011	-EX	0.00	14.48	4.25	5.57	9.263E-01	6.46	5.19
		0.80	14.48	4.25	5.57	9.263E-01	2.01	2.05
		1.60	14.48	4.25	5.57	9.263E-01	2.46	2.16
		2.40	14.48	4.25	5.57	9.263E-01	6.91	5.31
		3.20	14.48	4.25	5.57	9.263E-01	11.37	8.66
40011	+EY	0.00	14.59	5.54	4.32	9.269E-01	5.27	6.43
		0.80	14.59	5.54	4.32	9.269E-01	2.08	2.00
		1.60	14.59	5.54	4.32	9.269E-01	2.19	2.45
		2.40	14.59	5.54	4.32	9.269E-01	5.39	6.88
		3.20	14.59	5.54	4.32	9.269E-01	8.79	11.31
40011	-EY	0.00	14.48	7.58	4.27	9.263E-01	5.19	9.30
		0.80	14.48	7.58	4.27	9.263E-01	2.05	3.77
		1.60	14.48	7.58	4.27	9.263E-01	2.20	3.92
		2.40	14.48	7.58	4.27	9.263E-01	5.37	9.50
		3.20	14.48	7.58	4.27	9.263E-01	8.73	15.45

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 1
COLUMNA 40111
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
40111	WILSON							
		0.00	22.95	6.42	6.41	1.166E-03	7.82	7.83
		0.80	22.95	6.42	6.41	1.166E-03	3.09	3.09
		1.60	22.95	6.42	6.41	1.166E-03	3.24	3.24
		2.40	22.95	6.42	6.41	1.166E-03	8.01	8.01
		3.20	22.95	6.42	6.41	1.166E-03	13.06	13.06

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
40111	+EX	0.00	14.59	4.32	5.54	9.269E-01	6.43	5.27
		0.80	14.59	4.32	5.54	9.269E-01	2.00	2.08
		1.60	14.59	4.32	5.54	9.269E-01	2.45	2.19
		2.40	14.59	4.32	5.54	9.269E-01	6.88	5.39
		3.20	14.59	4.32	5.54	9.269E-01	11.31	8.79
40111	-EX	0.00	14.48	4.27	7.58	9.263E-01	9.30	5.19
		0.80	14.48	4.27	7.58	9.263E-01	3.77	2.05
		1.60	14.48	4.27	7.58	9.263E-01	3.92	2.20
		2.40	14.48	4.27	7.58	9.263E-01	9.50	5.37
		3.20	14.48	4.27	7.58	9.263E-01	15.45	8.73
40111	+EY	0.00	14.59	7.63	4.21	9.269E-01	5.12	9.37
		0.80	14.59	7.63	4.21	9.269E-01	2.02	3.79
		1.60	14.59	7.63	4.21	9.269E-01	2.17	3.95
		2.40	14.59	7.63	4.21	9.269E-01	5.29	9.56
		3.20	14.59	7.63	4.21	9.269E-01	8.61	15.55
40111	-EY	0.00	14.48	5.57	4.25	9.263E-01	5.19	6.46
		0.80	14.48	5.57	4.25	9.263E-01	2.05	2.01
		1.60	14.48	5.57	4.25	9.263E-01	2.16	2.46
		2.40	14.48	5.57	4.25	9.263E-01	5.31	6.91
		3.20	14.48	5.57	4.25	9.263E-01	8.66	11.37

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 1
VIGA 4010
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4010	WILSON							
		0.00	0.00	3.77	0.00	1.151E-02	0.00	9.25
		1.25	0.00	3.77	0.00	1.151E-02	0.00	4.54
		2.50	0.00	3.77	0.00	1.151E-02	0.00	1.771E-01
		3.75	0.00	3.77	0.00	1.151E-02	0.00	4.89
		5.00	0.00	3.77	0.00	1.151E-02	0.00	9.61

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4010	+EX	0.00	0.00	3.63	0.00	1.302E-01	0.00	8.89
		1.25	0.00	3.63	0.00	1.302E-01	0.00	4.36
		2.50	0.00	3.63	0.00	1.302E-01	0.00	1.725E-01
		3.75	0.00	3.63	0.00	1.302E-01	0.00	4.71
		5.00	0.00	3.63	0.00	1.302E-01	0.00	9.24
4010	-EX	0.00	0.00	3.63	0.00	1.210E-01	0.00	8.91
		1.25	0.00	3.63	0.00	1.210E-01	0.00	4.37
		2.50	0.00	3.63	0.00	1.210E-01	0.00	1.703E-01
		3.75	0.00	3.63	0.00	1.210E-01	0.00	4.71
		5.00	0.00	3.63	0.00	1.210E-01	0.00	9.25
4010	+EY	0.00	0.00	4.69	0.00	1.245E-01	0.00	11.51
		1.25	0.00	4.69	0.00	1.245E-01	0.00	5.65
		2.50	0.00	4.69	0.00	1.245E-01	0.00	2.208E-01
		3.75	0.00	4.69	0.00	1.245E-01	0.00	6.09
		5.00	0.00	4.69	0.00	1.245E-01	0.00	11.96
4010	-EY	0.00	0.00	6.46	0.00	1.255E-01	0.00	15.85
		1.25	0.00	6.46	0.00	1.255E-01	0.00	7.77
		2.50	0.00	6.46	0.00	1.255E-01	0.00	3.042E-01
		3.75	0.00	6.46	0.00	1.255E-01	0.00	8.38
		5.00	0.00	6.46	0.00	1.255E-01	0.00	16.46

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 1
VIGA 4119
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4119	WILSON							
		0.00	0.00	3.77	0.00	1.150E-02	0.00	9.25
		1.25	0.00	3.77	0.00	1.150E-02	0.00	4.54
		2.50	0.00	3.77	0.00	1.150E-02	0.00	1.771E-01
		3.75	0.00	3.77	0.00	1.150E-02	0.00	4.89
		5.00	0.00	3.77	0.00	1.150E-02	0.00	9.61

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4119	+EX	0.00	0.00	4.69	0.00	1.245E-01	0.00	11.51
		1.25	0.00	4.69	0.00	1.245E-01	0.00	5.65
		2.50	0.00	4.69	0.00	1.245E-01	0.00	2.208E-01
		3.75	0.00	4.69	0.00	1.245E-01	0.00	6.09
		5.00	0.00	4.69	0.00	1.245E-01	0.00	11.96
4119	-EX	0.00	0.00	6.46	0.00	1.255E-01	0.00	15.85
		1.25	0.00	6.46	0.00	1.255E-01	0.00	7.77
		2.50	0.00	6.46	0.00	1.255E-01	0.00	3.042E-01
		3.75	0.00	6.46	0.00	1.255E-01	0.00	8.38
		5.00	0.00	6.46	0.00	1.255E-01	0.00	16.46
4119	+EY	0.00	0.00	3.63	0.00	1.302E-01	0.00	8.89
		1.25	0.00	3.63	0.00	1.302E-01	0.00	4.36
		2.50	0.00	3.63	0.00	1.302E-01	0.00	1.725E-01
		3.75	0.00	3.63	0.00	1.302E-01	0.00	4.71
		5.00	0.00	3.63	0.00	1.302E-01	0.00	9.24
4119	-EY	0.00	0.00	3.63	0.00	1.210E-01	0.00	8.91
		1.25	0.00	3.63	0.00	1.210E-01	0.00	4.37
		2.50	0.00	3.63	0.00	1.210E-01	0.00	1.702E-01
		3.75	0.00	3.63	0.00	1.210E-01	0.00	4.71
		5.00	0.00	3.63	0.00	1.210E-01	0.00	9.25

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 1
COLUMNA 40037
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
40037	WILSON							
		0.00	1.987E-03	13.59	13.59	1.166E-03	19.62	19.62
		0.80	1.987E-03	13.59	13.59	1.166E-03	8.83	8.83
		1.60	1.987E-03	13.59	13.59	1.166E-03	2.69	2.69
		2.40	1.987E-03	13.59	13.59	1.166E-03	13.15	13.15
		3.20	1.987E-03	13.59	13.59	1.166E-03	23.98	23.98

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
40037	+EX	0.00	1.272E-03	5.18	10.98	9.269E-01	15.75	7.48
		0.80	1.272E-03	5.18	10.98	9.269E-01	6.99	3.37
		1.60	1.272E-03	5.18	10.98	9.269E-01	1.96	1.03
		2.40	1.272E-03	5.18	10.98	9.269E-01	10.64	5.01
		3.20	1.272E-03	5.18	10.98	9.269E-01	19.41	9.14
40037	-EX	0.00	1.272E-03	5.17	12.98	9.263E-01	18.72	7.46
		0.80	1.272E-03	5.17	12.98	9.263E-01	8.41	3.36
		1.60	1.272E-03	5.17	12.98	9.263E-01	2.54	1.02
		2.40	1.272E-03	5.17	12.98	9.263E-01	12.56	5.00
		3.20	1.272E-03	5.17	12.98	9.263E-01	22.91	9.11
40037	+EY	0.00	1.272E-03	10.98	5.18	9.269E-01	7.48	15.75
		0.80	1.272E-03	10.98	5.18	9.269E-01	3.37	6.99
		1.60	1.272E-03	10.98	5.18	9.269E-01	1.03	1.96
		2.40	1.272E-03	10.98	5.18	9.269E-01	5.02	10.64
		3.20	1.272E-03	10.98	5.18	9.269E-01	9.14	19.41
40037	-EY	0.00	1.272E-03	12.98	5.16	9.263E-01	7.46	18.72
		0.80	1.272E-03	12.98	5.16	9.263E-01	3.36	8.41
		1.60	1.272E-03	12.98	5.16	9.263E-01	1.02	2.54
		2.40	1.272E-03	12.98	5.16	9.263E-01	5.00	12.56
		3.20	1.272E-03	12.98	5.16	9.263E-01	9.11	22.91

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 1
VIGA 4033
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4033	WILSON							
		0.00	0.00	5.22	0.00	1.261E-04	0.00	13.06
		1.25	0.00	5.22	0.00	1.261E-04	0.00	6.53
		2.50	0.00	5.22	0.00	1.261E-04	0.00	4.770E-04
		3.75	0.00	5.22	0.00	1.261E-04	0.00	6.53
		5.00	0.00	5.22	0.00	1.261E-04	0.00	13.06

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4033	+EX	0.00	0.00	1.99	0.00	1.008E-01	0.00	4.98
		1.25	0.00	1.99	0.00	1.008E-01	0.00	2.49
		2.50	0.00	1.99	0.00	1.008E-01	0.00	1.817E-04
		3.75	0.00	1.99	0.00	1.008E-01	0.00	2.49
		5.00	0.00	1.99	0.00	1.008E-01	0.00	4.98
4033	-EX	0.00	0.00	1.99	0.00	1.008E-01	0.00	4.96
		1.25	0.00	1.99	0.00	1.008E-01	0.00	2.48
		2.50	0.00	1.99	0.00	1.008E-01	0.00	1.811E-04
		3.75	0.00	1.99	0.00	1.008E-01	0.00	2.48
		5.00	0.00	1.99	0.00	1.008E-01	0.00	4.96
4033	+EY	0.00	0.00	4.21	0.00	1.008E-01	0.00	10.51
		1.25	0.00	4.21	0.00	1.008E-01	0.00	5.26
		2.50	0.00	4.21	0.00	1.008E-01	0.00	3.784E-04
		3.75	0.00	4.21	0.00	1.008E-01	0.00	5.26
		5.00	0.00	4.21	0.00	1.008E-01	0.00	10.51
4033	-EY	0.00	0.00	4.99	0.00	1.008E-01	0.00	12.46
		1.25	0.00	4.99	0.00	1.008E-01	0.00	6.23
		2.50	0.00	4.99	0.00	1.008E-01	0.00	4.544E-04
		3.75	0.00	4.99	0.00	1.008E-01	0.00	6.23
		5.00	0.00	4.99	0.00	1.008E-01	0.00	12.46

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 1
VIGA 4142
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4142	WILSON							
		0.00	0.00	5.22	0.00	1.262E-04	0.00	13.06
		1.25	0.00	5.22	0.00	1.262E-04	0.00	6.53
		2.50	0.00	5.22	0.00	1.262E-04	0.00	4.770E-04
		3.75	0.00	5.22	0.00	1.262E-04	0.00	6.53
		5.00	0.00	5.22	0.00	1.262E-04	0.00	13.06

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4142	+EX	0.00	0.00	4.21	0.00	1.008E-01	0.00	10.51
		1.25	0.00	4.21	0.00	1.008E-01	0.00	5.26
		2.50	0.00	4.21	0.00	1.008E-01	0.00	3.784E-04
		3.75	0.00	4.21	0.00	1.008E-01	0.00	5.26
		5.00	0.00	4.21	0.00	1.008E-01	0.00	10.51
4142	-EX	0.00	0.00	4.99	0.00	1.008E-01	0.00	12.46
		1.25	0.00	4.99	0.00	1.008E-01	0.00	6.23
		2.50	0.00	4.99	0.00	1.008E-01	0.00	4.544E-04
		3.75	0.00	4.99	0.00	1.008E-01	0.00	6.23
		5.00	0.00	4.99	0.00	1.008E-01	0.00	12.46
4142	+EY	0.00	0.00	1.99	0.00	1.008E-01	0.00	4.98
		1.25	0.00	1.99	0.00	1.008E-01	0.00	2.49
		2.50	0.00	1.99	0.00	1.008E-01	0.00	1.817E-04
		3.75	0.00	1.99	0.00	1.008E-01	0.00	2.49
		5.00	0.00	1.99	0.00	1.008E-01	0.00	4.98
4142	-EY	0.00	0.00	1.99	0.00	1.008E-01	0.00	4.96
		1.25	0.00	1.99	0.00	1.008E-01	0.00	2.48
		2.50	0.00	1.99	0.00	1.008E-01	0.00	1.811E-04
		3.75	0.00	1.99	0.00	1.008E-01	0.00	2.48
		5.00	0.00	1.99	0.00	1.008E-01	0.00	4.96

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

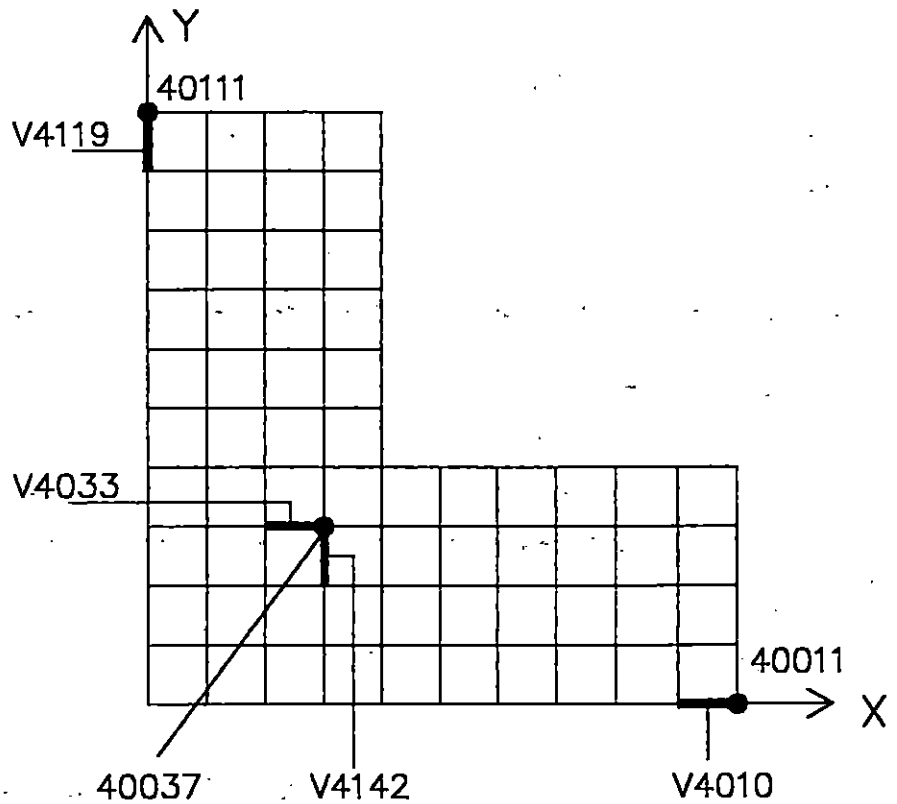


Figura A.2 Esquema de ubicación de los elementos analizados para el edificio 4

EDIFICIO 4
COLUMNA 40011
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
40011	WILSON							
		0.00	23.28	6.24	6.81	2.680E-01	8.42	7.63
		0.80	23.28	6.24	6.81	2.680E-01	3.36	3.02
		1.60	23.28	6.24	6.81	2.680E-01	3.32	3.14
		2.40	23.28	6.24	6.81	2.680E-01	8.38	7.78
		3.20	23.28	6.24	6.81	2.680E-01	13.74	12.69

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
40011	+EX	0.00	17.50	3.61	8.94	9.916E-01	11.39	4.59
		0.80	17.50	3.61	8.94	9.916E-01	4.70	1.84
		1.60	17.50	3.61	8.94	9.916E-01	4.08	1.53
		2.40	17.50	3.61	8.94	9.916E-01	10.65	4.24
		3.20	17.50	3.61	8.94	9.916E-01	17.68	7.09
40011	-EX	0.00	13.99	3.34	5.29	8.625E-01	6.67	4.24
		0.80	13.99	3.34	5.29	8.625E-01	2.64	1.70
		1.60	13.99	3.34	5.29	8.625E-01	2.30	1.43
		2.40	13.99	3.34	5.29	8.625E-01	6.27	3.94
		3.20	13.99	3.34	5.29	8.625E-01	10.45	6.58
40011	+EY	0.00	17.50	4.84	5.41	9.916E-01	7.06	5.99
		0.80	17.50	4.84	5.41	9.916E-01	2.89	2.37
		1.60	17.50	4.84	5.41	9.916E-01	2.07	2.31
		2.40	17.50	4.84	5.41	9.916E-01	6.14	5.92
		3.20	17.50	4.84	5.41	9.916E-01	10.42	9.74
40011	-EY	0.00	13.99	7.30	4.74	8.625E-01	6.12	9.10
		0.80	13.99	7.30	4.74	8.625E-01	2.48	3.70
		1.60	13.99	7.30	4.74	8.625E-01	1.90	3.57
		2.40	13.99	7.30	4.74	8.625E-01	5.46	8.95
		3.20	13.99	7.30	4.74	8.625E-01	9.21	14.69

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 4
COLUMNA 40111
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
40111	WILSON							
		0.00	23.28	6.81	6.25	2.680E-01	7.64	8.42
		0.80	23.28	6.81	6.25	2.680E-01	3.02	3.36
		1.60	23.28	6.81	6.25	2.680E-01	3.14	3.32
		2.40	23.28	6.81	6.25	2.680E-01	7.78	8.38
		3.20	23.28	6.81	6.25	2.680E-01	12.69	13.74

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
40111	+EX	0.00	17.50	5.41	4.84	9.916E-01	5.99	7.06
		0.80	17.50	5.41	4.84	9.916E-01	2.37	2.89
		1.60	17.50	5.41	4.84	9.916E-01	2.31	2.07
		2.40	17.50	5.41	4.84	9.916E-01	5.93	6.14
		3.20	17.50	5.41	4.84	9.916E-01	9.74	10.42
40111	-EX	0.00	13.99	4.74	7.30	8.625E-01	9.10	6.12
		0.80	13.99	4.74	7.30	8.625E-01	3.70	2.48
		1.60	13.99	4.74	7.30	8.625E-01	3.57	1.90
		2.40	13.99	4.74	7.30	8.625E-01	8.95	5.46
		3.20	13.99	4.74	7.30	8.625E-01	14.69	9.21
40111	+EY	0.00	17.50	8.94	3.61	9.916E-01	4.59	11.39
		0.80	17.50	8.94	3.61	9.916E-01	1.84	4.70
		1.60	17.50	8.94	3.61	9.916E-01	1.53	4.08
		2.40	17.50	8.94	3.61	9.916E-01	4.24	10.65
		3.20	17.50	8.94	3.61	9.916E-01	7.09	17.68
40111	-EY	0.00	13.99	5.29	3.34	8.625E-01	4.24	6.67
		0.80	13.99	5.29	3.34	8.625E-01	1.70	2.64
		1.60	13.99	5.29	3.34	8.625E-01	1.43	2.30
		2.40	13.99	5.29	3.34	8.625E-01	3.94	6.27
		3.20	13.99	5.29	3.34	8.625E-01	6.58	10.45

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 4
VIGA 4010
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4010	WILSON							
		0.00	0.00	5.30	0.00	4.348E-02	0.00	12.99
		1.25	0.00	5.30	0.00	4.348E-02	0.00	6.37
		2.50	0.00	5.30	0.00	4.348E-02	0.00	2.489E-01
		3.75	0.00	5.30	0.00	4.348E-02	0.00	6.87
		5.00	0.00	5.30	0.00	4.348E-02	0.00	13.49

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4010	+EX	0.00	0.00	3.20	0.00	1.464E-01	0.00	7.84
		1.25	0.00	3.20	0.00	1.464E-01	0.00	3.84
		2.50	0.00	3.20	0.00	1.464E-01	0.00	1.536E-01
		3.75	0.00	3.20	0.00	1.464E-01	0.00	4.15
		5.00	0.00	3.20	0.00	1.464E-01	0.00	8.14
4010	-EX	0.00	0.00	2.91	0.00	1.150E-01	0.00	7.13
		1.25	0.00	2.91	0.00	1.150E-01	0.00	3.50
		2.50	0.00	2.91	0.00	1.150E-01	0.00	1.361E-01
		3.75	0.00	2.91	0.00	1.150E-01	0.00	3.77
		5.00	0.00	2.91	0.00	1.150E-01	0.00	7.40
4010	+EY	0.00	0.00	4.14	0.00	1.388E-01	0.00	10.15
		1.25	0.00	4.14	0.00	1.388E-01	0.00	4.98
		2.50	0.00	4.14	0.00	1.388E-01	0.00	1.947E-01
		3.75	0.00	4.14	0.00	1.388E-01	0.00	5.37
		5.00	0.00	4.14	0.00	1.388E-01	0.00	10.54
4010	-EY	0.00	0.00	6.28	0.00	1.218E-01	0.00	15.39
		1.25	0.00	6.28	0.00	1.218E-01	0.00	7.55
		2.50	0.00	6.28	0.00	1.218E-01	0.00	2.959E-01
		3.75	0.00	6.28	0.00	1.218E-01	0.00	8.14
		5.00	0.00	6.28	0.00	1.218E-01	0.00	15.98

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 4
VIGA 4119
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4119	WILSON							
		0.00	0.00	5.30	0.00	4.351E-02	0.00	12.99
		1.25	0.00	5.30	0.00	4.351E-02	0.00	6.37
		2.50	0.00	5.30	0.00	4.351E-02	0.00	2.489E-01
		3.75	0.00	5.30	0.00	4.351E-02	0.00	6.87
		5.00	0.00	5.30	0.00	4.351E-02	0.00	13.49

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4119	+EX	0.00	0.00	4.14	0.00	1.388E-01	0.00	10.15
		1.25	0.00	4.14	0.00	1.388E-01	0.00	4.98
		2.50	0.00	4.14	0.00	1.388E-01	0.00	1.947E-01
		3.75	0.00	4.14	0.00	1.388E-01	0.00	5.37
		5.00	0.00	4.14	0.00	1.388E-01	0.00	10.54
4119	-EX	0.00	0.00	6.28	0.00	1.218E-01	0.00	15.39
		1.25	0.00	6.28	0.00	1.218E-01	0.00	7.55
		2.50	0.00	6.28	0.00	1.218E-01	0.00	2.959E-01
		3.75	0.00	6.28	0.00	1.218E-01	0.00	8.14
		5.00	0.00	6.28	0.00	1.218E-01	0.00	15.98
4119	+EY	0.00	0.00	3.20	0.00	1.464E-01	0.00	7.84
		1.25	0.00	3.20	0.00	1.464E-01	0.00	3.84
		2.50	0.00	3.20	0.00	1.464E-01	0.00	1.536E-01
		3.75	0.00	3.20	0.00	1.464E-01	0.00	4.15
		5.00	0.00	3.20	0.00	1.464E-01	0.00	8.14
4119	-EY	0.00	0.00	2.91	0.00	1.150E-01	0.00	7.13
		1.25	0.00	2.91	0.00	1.150E-01	0.00	3.50
		2.50	0.00	2.91	0.00	1.150E-01	0.00	1.361E-01
		3.75	0.00	2.91	0.00	1.150E-01	0.00	3.77
		5.00	0.00	2.91	0.00	1.150E-01	0.00	7.40

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 4
COLUMNA 40037
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
40037	WILSON							
		0.00	5.613E-03	13.46	13.46	2.691E-01	19.49	19.49
		0.80	5.613E-03	13.46	13.46	2.691E-01	8.79	8.79
		1.60	5.613E-03	13.46	13.46	2.691E-01	2.63	2.63
		2.40	5.613E-03	13.46	13.46	2.691E-01	12.98	12.98
		3.20	5.613E-03	13.46	13.46	2.691E-01	23.71	23.71

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
40037	+EX	0.00	3.741E-03	4.36	10.95	9.924E-01	15.86	6.32
		0.80	3.741E-03	4.36	10.95	9.924E-01	7.18	2.86
		1.60	3.741E-03	4.36	10.95	9.924E-01	2.18	8.300E-01
		2.40	3.741E-03	4.36	10.95	9.924E-01	10.55	4.19
		3.20	3.741E-03	4.36	10.95	9.924E-01	19.27	7.67
40037	-EX	0.00	3.806E-03	4.29	12.66	8.633E-01	18.37	6.22
		0.80	3.806E-03	4.29	12.66	8.633E-01	8.31	2.81
		1.60	3.806E-03	4.29	12.66	8.633E-01	2.49	8.230E-01
		2.40	3.806E-03	4.29	12.66	8.633E-01	12.19	4.13
		3.20	3.806E-03	4.29	12.66	8.633E-01	22.28	7.55
40037	+EY	0.00	3.740E-03	10.95	4.36	9.924E-01	6.32	15.86
		0.80	3.740E-03	10.95	4.36	9.924E-01	2.86	7.18
		1.60	3.740E-03	10.95	4.36	9.924E-01	8.299E-01	2.18
		2.40	3.740E-03	10.95	4.36	9.924E-01	4.19	10.55
		3.20	3.740E-03	10.95	4.36	9.924E-01	7.66	19.27
40037	-EY	0.00	3.806E-03	12.66	4.29	8.633E-01	6.21	18.37
		0.80	3.806E-03	12.66	4.29	8.633E-01	2.81	8.32
		1.60	3.806E-03	12.66	4.29	8.633E-01	8.229E-01	2.49
		2.40	3.806E-03	12.66	4.29	8.633E-01	4.13	12.19
		3.20	3.806E-03	12.66	4.29	8.633E-01	7.55	22.28

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 4
VIGA 4033
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4033	WILSON							
		0.00	0.00	5.18	0.00	2.943E-02	0.00	12.96
		1.25	0.00	5.18	0.00	2.943E-02	0.00	6.48
		2.50	0.00	5.18	0.00	2.943E-02	0.00	6.138E-04
		3.75	0.00	5.18	0.00	2.943E-02	0.00	6.48
		5.00	0.00	5.18	0.00	2.943E-02	0.00	12.96

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4033	+EX	0.00	0.00	1.68	0.00	1.108E-01	0.00	4.21
		1.25	0.00	1.68	0.00	1.108E-01	0.00	2.10
		2.50	0.00	1.68	0.00	1.108E-01	0.00	2.132E-04
		3.75	0.00	1.68	0.00	1.108E-01	0.00	2.10
		5.00	0.00	1.68	0.00	1.108E-01	0.00	4.21
4033	-EX	0.00	0.00	1.65	0.00	9.612E-02	0.00	4.14
		1.25	0.00	1.65	0.00	9.612E-02	0.00	2.07
		2.50	0.00	1.65	0.00	9.612E-02	0.00	1.948E-04
		3.75	0.00	1.65	0.00	9.612E-02	0.00	2.07
		5.00	0.00	1.65	0.00	9.612E-02	0.00	4.14
4033	+EY	0.00	0.00	4.21	0.00	1.107E-01	0.00	10.53
		1.25	0.00	4.21	0.00	1.107E-01	0.00	5.26
		2.50	0.00	4.21	0.00	1.107E-01	0.00	5.019E-04
		3.75	0.00	4.21	0.00	1.107E-01	0.00	5.27
		5.00	0.00	4.21	0.00	1.107E-01	0.00	10.53
4033	-EY	0.00	0.00	4.88	0.00	9.615E-02	0.00	12.19
		1.25	0.00	4.88	0.00	9.615E-02	0.00	6.09
		2.50	0.00	4.88	0.00	9.615E-02	0.00	5.617E-04
		3.75	0.00	4.88	0.00	9.615E-02	0.00	6.10
		5.00	0.00	4.88	0.00	9.615E-02	0.00	12.19

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 4
VIGA 4142
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4142	WILSON							
		0.00	0.00	5.18	0.00	2.943E-02	0.00	12.96
		1.25	0.00	5.18	0.00	2.943E-02	0.00	6.48
		2.50	0.00	5.18	0.00	2.943E-02	0.00	6.138E-04
		3.75	0.00	5.18	0.00	2.943E-02	0.00	6.48
		5.00	0.00	5.18	0.00	2.943E-02	0.00	12.96

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4142	+EX	0.00	0.00	4.21	0.00	1.107E-01	0.00	10.53
		1.25	0.00	4.21	0.00	1.107E-01	0.00	5.26
		2.50	0.00	4.21	0.00	1.107E-01	0.00	5.019E-04
		3.75	0.00	4.21	0.00	1.107E-01	0.00	5.27
		5.00	0.00	4.21	0.00	1.107E-01	0.00	10.53
4142	-EX	0.00	0.00	4.88	0.00	9.615E-02	0.00	12.19
		1.25	0.00	4.88	0.00	9.615E-02	0.00	6.09
		2.50	0.00	4.88	0.00	9.615E-02	0.00	5.617E-04
		3.75	0.00	4.88	0.00	9.615E-02	0.00	6.10
		5.00	0.00	4.88	0.00	9.615E-02	0.00	12.19
4142	+EY	0.00	0.00	1.68	0.00	1.108E-01	0.00	4.21
		1.25	0.00	1.68	0.00	1.108E-01	0.00	2.10
		2.50	0.00	1.68	0.00	1.108E-01	0.00	2.132E-04
		3.75	0.00	1.68	0.00	1.108E-01	0.00	2.10
		5.00	0.00	1.68	0.00	1.108E-01	0.00	4.21
4142	-EY	0.00	0.00	1.65	0.00	9.612E-02	0.00	4.14
		1.25	0.00	1.65	0.00	9.612E-02	0.00	2.07
		2.50	0.00	1.65	0.00	9.612E-02	0.00	1.948E-04
		3.75	0.00	1.65	0.00	9.612E-02	0.00	2.07
		5.00	0.00	1.65	0.00	9.612E-02	0.00	4.14

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

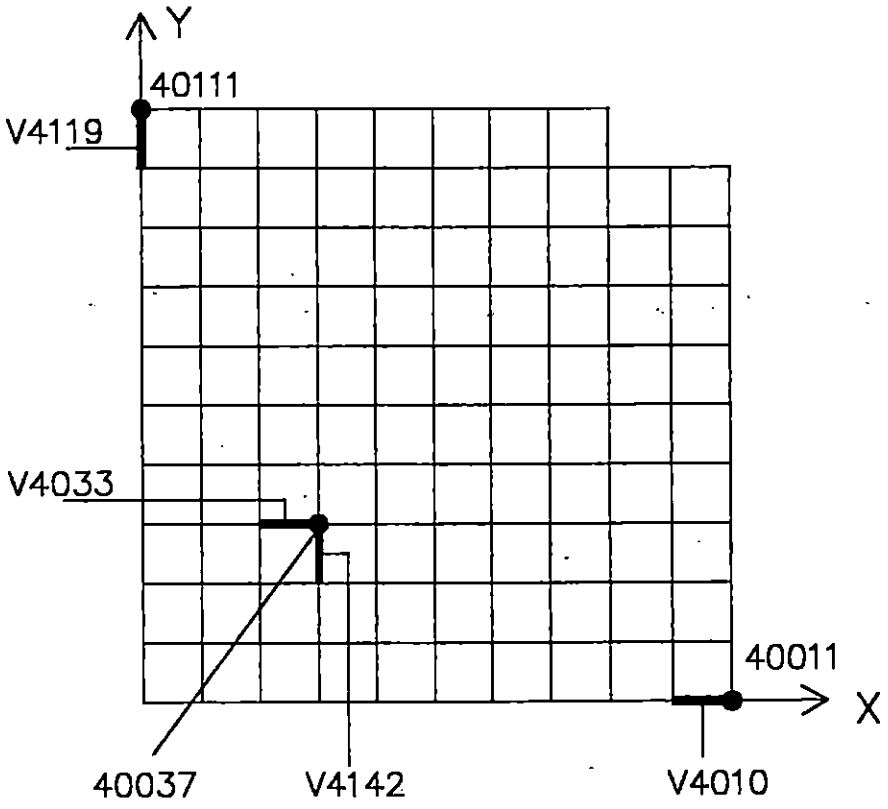


Figura A.3 Esquema de ubicación de los elementos analizados para el edificio 5

EDIFICIO 5
COLUMNA 40011
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
40011	WILSON							
		0.00	22.94	6.41	6.42	2.738E-03	7.84	7.83
		0.80	22.94	6.41	6.42	2.738E-03	3.10	3.10
		1.60	22.94	6.41	6.42	2.738E-03	3.24	3.23
		2.40	22.94	6.41	6.42	2.738E-03	8.00	8.00
		3.20	22.94	6.41	6.42	2.738E-03	13.05	13.04

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
40011	+EX	0.00	14.64	4.20	7.68	9.333E-01	9.44	5.11
		0.80	14.64	4.20	7.68	9.333E-01	3.83	2.02
		1.60	14.64	4.20	7.68	9.333E-01	3.97	2.16
		2.40	14.64	4.20	7.68	9.333E-01	9.61	5.28
		3.20	14.64	4.20	7.68	9.333E-01	15.63	8.58
40011	-EX	0.00	14.42	4.24	5.57	9.317E-01	6.47	5.18
		0.80	14.42	4.24	5.57	9.317E-01	2.01	2.05
		1.60	14.42	4.24	5.57	9.317E-01	2.45	2.15
		2.40	14.42	4.24	5.57	9.317E-01	6.91	5.29
		3.20	14.42	4.24	5.57	9.317E-01	11.36	8.63
40011	+EY	0.00	14.64	5.52	4.36	9.330E-01	5.33	6.41
		0.80	14.64	5.52	4.36	9.330E-01	2.11	2.00
		1.60	14.64	5.52	4.36	9.330E-01	2.21	2.43
		2.40	14.64	5.52	4.36	9.330E-01	5.45	6.85
		3.20	14.64	5.52	4.36	9.330E-01	8.88	11.26
40011	-EY	0.00	14.42	7.58	4.32	9.320E-01	5.26	9.31
		0.80	14.42	7.58	4.32	9.320E-01	2.08	3.78
		1.60	14.42	7.58	4.32	9.320E-01	2.22	3.91
		2.40	14.42	7.58	4.32	9.320E-01	5.42	9.48
		3.20	14.42	7.58	4.32	9.320E-01	8.82	15.43

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 5
COLUMNA 40111
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
40111	WILSON							
		0.00	22.94	6.41	6.41	2.738E-03	7.83	7.84
		0.80	22.94	6.41	6.41	2.738E-03	3.10	3.10
		1.60	22.94	6.41	6.41	2.738E-03	3.23	3.23
		2.40	22.94	6.41	6.41	2.738E-03	7.99	8.00
		3.20	22.94	6.41	6.41	2.738E-03	13.03	13.05

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
40111	+EX	0.00	14.64	4.37	5.53	9.333E-01	6.42	5.34
		0.80	14.64	4.37	5.53	9.333E-01	2.00	2.12
		1.60	14.64	4.37	5.53	9.333E-01	2.43	2.21
		2.40	14.64	4.37	5.53	9.333E-01	6.85	5.46
		3.20	14.64	4.37	5.53	9.333E-01	11.27	8.90
40111	-EX	0.00	14.42	4.33	7.58	9.317E-01	9.32	5.26
		0.80	14.42	4.33	7.58	9.317E-01	3.78	2.08
		1.60	14.42	4.33	7.58	9.317E-01	3.92	2.22
		2.40	14.42	4.33	7.58	9.317E-01	9.49	5.43
		3.20	14.42	4.33	7.58	9.317E-01	15.44	8.83
40111	+EY	0.00	14.64	7.68	4.21	9.330E-01	5.12	9.45
		0.80	14.64	7.68	4.21	9.330E-01	2.03	3.84
		1.60	14.64	7.68	4.21	9.330E-01	2.16	3.97
		2.40	14.64	7.68	4.21	9.330E-01	5.28	9.61
		3.20	14.64	7.68	4.21	9.330E-01	8.59	15.64
40111	-EY	0.00	14.42	5.58	4.25	9.320E-01	5.19	6.47
		0.80	14.42	5.58	4.25	9.320E-01	2.06	2.02
		1.60	14.42	5.58	4.25	9.320E-01	2.15	2.45
		2.40	14.42	5.58	4.25	9.320E-01	5.30	6.91
		3.20	14.42	5.58	4.25	9.320E-01	8.64	11.37

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 5
VIGA 4010
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4010	WILSON							
		0.00	0.00	5.43	0.00	1.667E-02	0.00	13.32
		1.25	0.00	5.43	0.00	1.667E-02	0.00	6.53
		2.50	0.00	5.43	0.00	1.667E-02	0.00	2.549E-01
		3.75	0.00	5.43	0.00	1.667E-02	0.00	7.04
		5.00	0.00	5.43	0.00	1.667E-02	0.00	13.83

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4010	+EX	0.00	0.00	3.62	0.00	1.312E-01	0.00	8.88
		1.25	0.00	3.62	0.00	1.312E-01	0.00	4.35
		2.50	0.00	3.62	0.00	1.312E-01	0.00	1.722E-01
		3.75	0.00	3.62	0.00	1.312E-01	0.00	4.70
		5.00	0.00	3.62	0.00	1.312E-01	0.00	9.22
4010	-EX	0.00	0.00	3.62	0.00	1.218E-01	0.00	8.89
		1.25	0.00	3.62	0.00	1.218E-01	0.00	4.36
		2.50	0.00	3.62	0.00	1.218E-01	0.00	1.698E-01
		3.75	0.00	3.62	0.00	1.218E-01	0.00	4.70
		5.00	0.00	3.62	0.00	1.218E-01	0.00	9.23
4010	+EY	0.00	0.00	4.68	0.00	1.254E-01	0.00	11.47
		1.25	0.00	4.68	0.00	1.254E-01	0.00	5.63
		2.50	0.00	4.68	0.00	1.254E-01	0.00	-2.200E-01
		3.75	0.00	4.68	0.00	1.254E-01	0.00	6.07
		5.00	0.00	4.68	0.00	1.254E-01	0.00	11.91
4010	-EY	0.00	0.00	6.46	0.00	1.264E-01	0.00	15.85
		1.25	0.00	6.46	0.00	1.264E-01	0.00	7.77
		2.50	0.00	6.46	0.00	1.264E-01	0.00	3.041E-01
		3.75	0.00	6.46	0.00	1.264E-01	0.00	8.38
		5.00	0.00	6.46	0.00	1.264E-01	0.00	16.46

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 5
VIGA 4119
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4119	WILSON							
		0.00	0.00	5.43	0.00	1.661E-02	0.00	13.32
		1.25	0.00	5.43	0.00	1.661E-02	0.00	6.53
		2.50	0.00	5.43	0.00	1.661E-02	0.00	2.549E-01
		3.75	0.00	5.43	0.00	1.661E-02	0.00	7.04
		5.00	0.00	5.43	0.00	1.661E-02	0.00	13.83

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4119	+EX	0.00	0.00	4.68	0.00	1.255E-01	0.00	11.48
		1.25	0.00	4.68	0.00	1.255E-01	0.00	5.63
		2.50	0.00	4.68	0.00	1.255E-01	0.00	2.201E-01
		3.75	0.00	4.68	0.00	1.255E-01	0.00	6.07
		5.00	0.00	4.68	0.00	1.255E-01	0.00	11.92
4119	-EX	0.00	0.00	6.47	0.00	1.264E-01	0.00	15.86
		1.25	0.00	6.47	0.00	1.264E-01	0.00	7.78
		2.50	0.00	6.47	0.00	1.264E-01	0.00	3.043E-01
		3.75	0.00	6.47	0.00	1.264E-01	0.00	8.39
		5.00	0.00	6.47	0.00	1.264E-01	0.00	16.47
4119	+EY	0.00	0.00	3.63	0.00	1.312E-01	0.00	8.89
		1.25	0.00	3.63	0.00	1.312E-01	0.00	4.36
		2.50	0.00	3.63	0.00	1.312E-01	0.00	1.724E-01
		3.75	0.00	3.63	0.00	1.312E-01	0.00	4.70
		5.00	0.00	3.63	0.00	1.312E-01	0.00	9.24
4119	-EY	0.00	0.00	3.63	0.00	1.218E-01	0.00	8.91
		1.25	0.00	3.63	0.00	1.218E-01	0.00	4.37
		2.50	0.00	3.63	0.00	1.218E-01	0.00	1.701E-01
		3.75	0.00	3.63	0.00	1.218E-01	0.00	4.71
		5.00	0.00	3.63	0.00	1.218E-01	0.00	9.25

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 5
COLUMNA 40037
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
40037	WILSON							
		0.00	1.998E-03	13.58	13.58	2.738E-03	19.62	19.62
		0.80	1.998E-03	13.58	13.58	2.738E-03	8.83	8.83
		1.60	1.998E-03	13.58	13.58	2.738E-03	2.69	2.69
		2.40	1.998E-03	13.58	13.58	2.738E-03	13.14	13.14
		3.20	1.998E-03	13.58	13.58	2.738E-03	23.96	23.96

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
40037	+EX	0.00	1.277E-03	5.15	10.96	9.333E-01	15.73	7.43
		0.80	1.277E-03	5.15	10.96	9.333E-01	6.98	3.35
		1.60	1.277E-03	5.15	10.96	9.333E-01	1.95	1.02
		2.40	1.277E-03	5.15	10.96	9.333E-01	10.61	4.98
		3.20	1.277E-03	5.15	10.96	9.333E-01	19.37	9.08
40037	-EX	0.00	1.279E-03	5.13	12.96	9.317E-01	18.70	7.41
		0.80	1.279E-03	5.13	12.96	9.317E-01	8.40	3.34
		1.60	1.279E-03	5.13	12.96	9.317E-01	2.53	1.02
		2.40	1.279E-03	5.13	12.96	9.317E-01	12.53	4.96
		3.20	1.279E-03	5.13	12.96	9.317E-01	22.86	9.05
40037	+EY	0.00	1.278E-03	10.96	5.16	9.330E-01	7.45	15.73
		0.80	1.278E-03	10.96	5.16	9.330E-01	3.35	6.98
		1.60	1.278E-03	10.96	5.16	9.330E-01	1.02	1.95
		2.40	1.278E-03	10.96	5.16	9.330E-01	4.99	10.61
		3.20	1.278E-03	10.96	5.16	9.330E-01	9.10	19.37
40037	-EY	0.00	1.278E-03	12.95	5.14	9.320E-01	7.42	18.68
		0.80	1.278E-03	12.95	5.14	9.320E-01	3.34	8.40
		1.60	1.278E-03	12.95	5.14	9.320E-01	1.02	2.53
		2.40	1.278E-03	12.95	5.14	9.320E-01	4.97	12.52
		3.20	1.278E-03	12.95	5.14	9.320E-01	9.06	22.84

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 5
VIGA 4033
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4033	WILSON							
		0.00	0.00	5.22	0.00	2.995E-04	0.00	13.06
		1.25	0.00	5.22	0.00	2.995E-04	0.00	6.53
		2.50	0.00	5.22	0.00	2.995E-04	0.00	4.772E-04
		3.75	0.00	5.22	0.00	2.995E-04	0.00	6.53
		5.00	0.00	5.22	0.00	2.995E-04	0.00	13.06

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4033	+EX	0.00	0.00	1.98	0.00	1.016E-01	0.00	4.95
		1.25	0.00	1.98	0.00	1.016E-01	0.00	2.47
		2.50	0.00	1.98	0.00	1.016E-01	0.00	1.806E-04
		3.75	0.00	1.98	0.00	1.016E-01	0.00	2.47
		5.00	0.00	1.98	0.00	1.016E-01	0.00	4.95
4033	-EX	0.00	0.00	1.97	0.00	1.014E-01	0.00	4.93
		1.25	0.00	1.97	0.00	1.014E-01	0.00	2.47
		2.50	0.00	1.97	0.00	1.014E-01	0.00	1.799E-04
		3.75	0.00	1.97	0.00	1.014E-01	0.00	2.47
		5.00	-0.00	1.97	0.00	1.014E-01	0.00	4.93
4033	+EY	0.00	0.00	4.20	0.00	1.015E-01	0.00	10.50
		1.25	0.00	4.20	0.00	1.015E-01	0.00	5.25
		2.50	0.00	4.20	0.00	1.015E-01	0.00	3.782E-04
		3.75	0.00	4.20	0.00	1.015E-01	0.00	5.25
		5.00	0.00	4.20	0.00	1.015E-01	0.00	10.50
4033	-EY	0.00	0.00	4.98	0.00	1.014E-01	0.00	12.44
		1.25	0.00	4.98	0.00	1.014E-01	0.00	6.22
		2.50	0.00	4.98	0.00	1.014E-01	0.00	4.536E-04
		3.75	0.00	4.98	0.00	1.014E-01	0.00	6.22
		5.00	0.00	4.98	0.00	1.014E-01	0.00	12.44

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 5
VIGA 4142
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4142	WILSON							
		0.00	0.00	5.22	0.00	2.998E-04	0.00	13.06
		1.25	0.00	5.22	0.00	2.998E-04	0.00	6.53
		2.50	0.00	5.22	0.00	2.998E-04	0.00	4.771E-04
		3.75	0.00	5.22	0.00	2.998E-04	0.00	6.53
		5.00	0.00	5.22	0.00	2.998E-04	0.00	13.06

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4142	+EX	0.00	0.00	4.20	0.00	1.016E-01	0.00	10.50
		1.25	0.00	4.20	0.00	1.016E-01	0.00	5.25
		2.50	0.00	4.20	0.00	1.016E-01	0.00	3.781E-04
		3.75	0.00	4.20	0.00	1.016E-01	0.00	5.25
		5.00	0.00	4.20	0.00	1.016E-01	0.00	10.50
4142	-EX	0.00	0.00	4.98	0.00	1.014E-01	0.00	12.45
		1.25	0.00	4.98	0.00	1.014E-01	0.00	6.22
		2.50	0.00	4.98	0.00	1.014E-01	0.00	4.539E-04
		3.75	0.00	4.98	0.00	1.014E-01	0.00	6.23
		5.00	0.00	4.98	0.00	1.014E-01	0.00	12.45
4142	+EY	0.00	0.00	1.98	0.00	1.015E-01	0.00	4.96
		1.25	0.00	1.98	0.00	1.015E-01	0.00	2.48
		2.50	0.00	1.98	0.00	1.015E-01	0.00	1.809E-04
		3.75	0.00	1.98	0.00	1.015E-01	0.00	2.48
		5.00	0.00	1.98	0.00	1.015E-01	0.00	4.96
4142	-EY	0.00	0.00	1.98	0.00	1.014E-01	0.00	4.94
		1.25	0.00	1.98	0.00	1.014E-01	0.00	2.47
		2.50	0.00	1.98	0.00	1.014E-01	0.00	1.803E-04
		3.75	0.00	1.98	0.00	1.014E-01	0.00	2.47
		5.00	0.00	1.98	0.00	1.014E-01	0.00	4.94

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

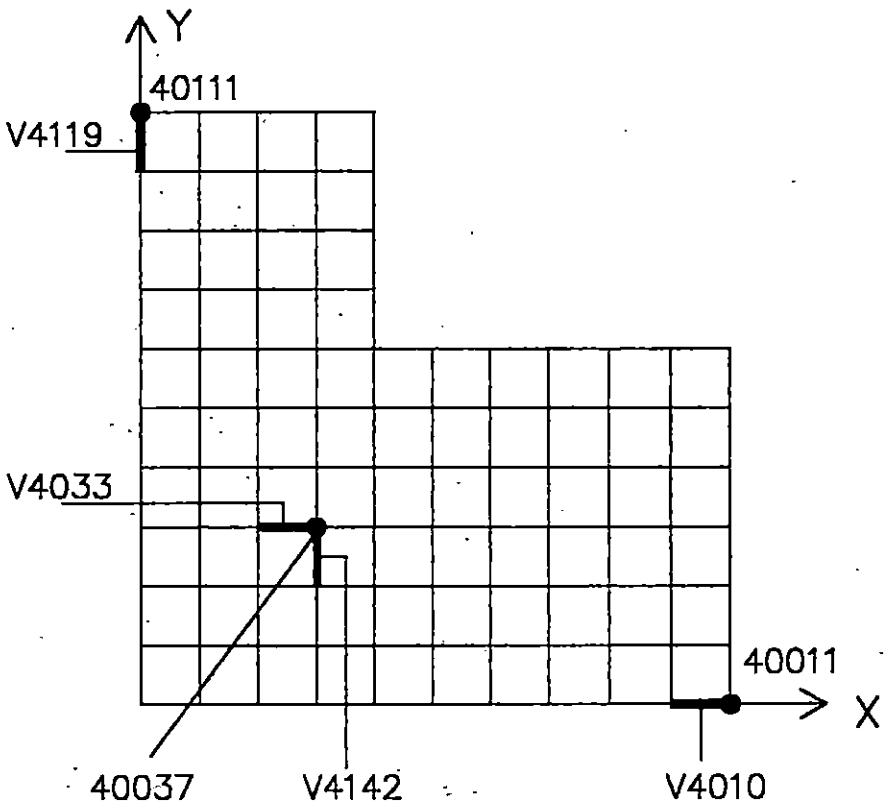


Figura A.4 Esquema de ubicación de los elementos analizados para el edificio 7

EDIFICIO 7
COLUMNA 40011
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
40011	WILSON							
		0.00	23.02	6.29	6.61	1.503E-01	8.12	7.68
		0.80	23.02	6.29	6.61	1.503E-01	3.23	3.04
		1.60	23.02	6.29	6.61	1.503E-01	3.28	3.18
		2.40	23.02	6.29	6.61	1.503E-01	8.19	7.85
		3.20	23.02	6.29	6.61	1.503E-01	13.39	12.80

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
40011	+EX	0.00	15.67	3.88	8.14	1.03	10.04	4.73
		0.80	15.67	3.88	8.14	1.03	4.04	1.87
		1.60	15.67	3.88	8.14	1.03	4.10	1.98
		2.40	15.67	3.88	8.14	1.03	10.10	4.87
		3.20	15.67	3.88	8.14	1.03	16.50	7.92
40011	-EX	0.00	14.21	3.71	5.99	9.564E-01	7.32	4.53
		0.80	14.21	3.71	5.99	9.564E-01	2.86	1.79
		1.60	14.21	3.71	5.99	9.564E-01	2.94	1.88
		2.40	14.21	3.71	5.99	9.564E-01	7.42	4.63
		3.20	14.21	3.71	5.99	9.564E-01	12.13	7.55
40011	+EY	0.00	15.67	5.40	5.15	1.02	6.33	6.56
		0.80	15.67	5.40	5.15	1.02	2.52	2.54
		1.60	15.67	5.40	5.15	1.02	2.54	2.70
		2.40	15.67	5.40	5.15	1.02	6.36	6.75
		3.20	15.67	5.40	5.15	1.02	10.41	11.00
40011	-EY	0.00	14.17	7.05	4.90	9.669E-01	6.01	8.62
		0.80	14.17	7.05	4.90	9.669E-01	2.40	3.45
		1.60	14.17	7.05	4.90	9.669E-01	2.47	3.60
		2.40	14.17	7.05	4.90	9.669E-01	6.09	8.81
		3.20	14.17	7.05	4.90	9.669E-01	9.94	14.34

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 7
COLUMNA 40111
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
40111	WILSON							
		0.00	23.02	6.57	6.24	1.503E-01	7.62	8.09
		0.80	23.02	6.57	6.24	1.503E-01	3.01	3.21
		1.60	23.02	6.57	6.24	1.503E-01	3.14	3.24
		2.40	23.02	6.57	6.24	1.503E-01	7.77	8.13
		3.20	23.02	6.57	6.24	1.503E-01	12.68	13.30

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
40111	+EX	0.00	15.67	5.42	5.49	1.03	6.67	6.68
		0.80	15.67	5.42	5.49	1.03	2.59	2.66
		1.60	15.67	5.42	5.49	1.03	2.74	2.68
		2.40	15.67	5.42	5.49	1.03	6.85	6.70
		3.20	15.67	5.42	5.49	1.03	11.18	10.97
40111	-EX	0.00	14.21	5.05	7.21	9.564E-01	8.83	6.20
		0.80	14.21	5.05	7.21	9.564E-01	3.53	2.47
		1.60	14.21	5.05	7.21	9.564E-01	3.67	2.54
		2.40	14.21	5.05	7.21	9.564E-01	9.00	6.28
		3.20	14.21	5.05	7.21	9.564E-01	14.66	10.25
40111	+EY	0.00	15.67	8.30	4.06	1.02	4.95	10.24
		0.80	15.67	8.30	4.06	1.02	1.95	4.13
		1.60	15.67	8.30	4.06	1.02	2.06	4.16
		2.40	15.67	8.30	4.06	1.02	5.08	10.28
		3.20	15.67	8.30	4.06	1.02	8.27	16.80
40111	-EY	0.00	14.17	6.10	3.94	9.669E-01	4.82	7.47
		0.80	14.17	6.10	3.94	9.669E-01	1.91	2.92
		1.60	14.17	6.10	3.94	9.669E-01	2.00	2.99
		2.40	14.17	6.10	3.94	9.669E-01	4.92	7.56
		3.20	14.17	6.10	3.94	9.669E-01	8.02	12.37

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 7
VIGA 4010
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4010	WILSON							
		0.00	0.00	5.33	0.00	2.967E-02	0.00	13.08
		1.25	0.00	5.33	0.00	2.967E-02	0.00	6.41
		2.50	0.00	5.33	0.00	2.967E-02	0.00	2.504E-01
		3.75	0.00	5.33	0.00	2.967E-02	0.00	6.91
		5.00	0.00	5.33	0.00	2.967E-02	0.00	13.58

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4010	+EX	0.00	0.00	3.36	0.00	1.450E-01	0.00	8.24
		1.25	0.00	3.36	0.00	1.450E-01	0.00	4.04
		2.50	0.00	3.36	0.00	1.450E-01	0.00	1.602E-01
		3.75	0.00	3.36	0.00	1.450E-01	0.00	4.36
		5.00	0.00	3.36	0.00	1.450E-01	0.00	8.56
4010	-EX	0.00	0.00	3.18	0.00	1.269E-01	0.00	7.80
		1.25	0.00	3.18	0.00	1.269E-01	0.00	3.83
		2.50	0.00	3.18	0.00	1.269E-01	0.00	1.495E-01
		3.75	0.00	3.18	0.00	1.269E-01	0.00	4.12
		5.00	0.00	3.18	0.00	1.269E-01	0.00	8.10
4010	+EY	0.00	0.00	4.60	0.00	1.383E-01	0.00	11.27
		1.25	0.00	4.60	0.00	1.383E-01	0.00	5.53
		2.50	0.00	4.60	0.00	1.383E-01	0.00	2.163E-01
		3.75	0.00	4.60	0.00	1.383E-01	0.00	5.96
		5.00	0.00	4.60	0.00	1.383E-01	0.00	11.71
4010	-EY	0.00	0.00	6.01	0.00	1.322E-01	0.00	14.75
		1.25	0.00	6.01	0.00	1.322E-01	0.00	7.23
		2.50	0.00	6.01	0.00	1.322E-01	0.00	2.832E-01
		3.75	0.00	6.01	0.00	1.322E-01	0.00	7.80
		5.00	0.00	6.01	0.00	1.322E-01	0.00	15.32

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 7
VIGA 4119
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4119	WILSON							
		0.00	0.00	5.29	0.00	2.883E-02	0.00	12.97
		1.25	0.00	5.29	0.00	2.883E-02	0.00	6.36
		2.50	0.00	5.29	0.00	2.883E-02	0.00	2.482E-01
		3.75	0.00	5.29	0.00	2.883E-02	0.00	6.86
		5.00	0.00	5.29	0.00	2.883E-02	0.00	13.46

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4119	+EX	0.00	0.00	4.68	0.00	1.407E-01	0.00	11.48
		1.25	0.00	4.68	0.00	1.407E-01	0.00	5.63
		2.50	0.00	4.68	0.00	1.407E-01	0.00	2.205E-01
		3.75	0.00	4.68	0.00	1.407E-01	0.00	6.07
		5.00	0.00	4.68	0.00	1.407E-01	0.00	11.92
4119	-EX	0.00	0.00	6.16	0.00	1.315E-01	0.00	15.10
		1.25	0.00	6.16	0.00	1.315E-01	0.00	7.40
		2.50	0.00	6.16	0.00	1.315E-01	0.00	2.901E-01
		3.75	0.00	6.16	0.00	1.315E-01	0.00	7.98
		5.00	0.00	6.16	0.00	1.315E-01	0.00	15.68
4119	+EY	0.00	0.00	3.51	0.00	1.441E-01	0.00	8.62
		1.25	0.00	3.51	0.00	1.441E-01	0.00	4.23
		2.50	0.00	3.51	0.00	1.441E-01	0.00	1.678E-01
		3.75	0.00	3.51	0.00	1.441E-01	0.00	4.56
		5.00	0.00	3.51	0.00	1.441E-01	0.00	8.95
4119	-EY	0.00	0.00	3.38	0.00	1.291E-01	0.00	8.29
		1.25	0.00	3.38	0.00	1.291E-01	0.00	4.07
		2.50	0.00	3.38	0.00	1.291E-01	0.00	1.591E-01
		3.75	0.00	3.38	0.00	1.291E-01	0.00	4.39
		5.00	0.00	3.38	0.00	1.291E-01	0.00	8.61

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 7
COLUMNA 40037
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
40037	WILSON							
		0.00	1.963E-03	13.46	13.41	1.503E-01	19.38	19.47
		0.80	1.963E-03	13.46	13.41	1.503E-01	8.73	8.77
		1.60	1.963E-03	13.46	13.41	1.503E-01	2.64	2.65
		2.40	1.963E-03	13.46	13.41	1.503E-01	12.95	13.00
		3.20	1.963E-03	13.46	13.41	1.503E-01	23.63	23.73

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
40037	+EX	0.00	1.193E-03	4.48	10.81	1.13	15.62	6.48
		0.80	1.193E-03	4.48	10.81	1.13	7.04	2.92
		1.60	1.193E-03	4.48	10.81	1.13	2.12	8.846E-01
		2.40	1.193E-03	4.48	10.81	1.13	10.45	4.34
		3.20	1.193E-03	4.48	10.81	1.13	19.06	7.91
40037	-EX	0.00	1.246E-03	4.42	12.42	9.564E-01	17.95	6.38
		0.80	1.246E-03	4.42	12.42	9.564E-01	8.09	2.87
		1.60	1.246E-03	4.42	12.42	9.564E-01	2.46	8.729E-01
		2.40	1.246E-03	4.42	12.42	9.564E-01	12.00	4.27
		3.20	1.246E-03	4.42	12.42	9.564E-01	21.89	7.79
40037	+EY	0.00	1.282E-03	10.90	4.73	1.12	6.84	15.75
		0.80	1.282E-03	10.90	4.73	1.12	3.08	7.10
		1.60	1.282E-03	10.90	4.73	1.12	9.296E-01	2.14
		2.40	1.282E-03	10.90	4.73	1.12	4.57	10.53
		3.20	1.282E-03	10.90	4.73	1.12	8.34	19.22
40037	-EY	0.00	1.257E-03	12.14	4.66	9.669E-01	6.74	17.55
		0.80	1.257E-03	12.14	4.66	9.669E-01	3.03	7.91
		1.60	1.257E-03	12.14	4.66	9.669E-01	9.193E-01	2.40
		2.40	1.257E-03	12.14	4.66	9.669E-01	4.51	11.74
		3.20	1.257E-03	12.14	4.66	9.669E-01	8.22	21.41

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 7
VIGA 4033
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4033	WILSON							
		0.00	0.00	5.18	0.00	1.644E-02	0.00	12.96
		1.25	0.00	5.18	0.00	1.644E-02	0.00	6.48
		2.50	0.00	5.18	0.00	1.644E-02	0.00	4.717E-04
		3.75	0.00	5.18	0.00	1.644E-02	0.00	6.48
		5.00	0.00	5.18	0.00	1.644E-02	0.00	12.96

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4033	+EX	0.00	0.00	1.73	0.00	1.123E-01	0.00	4.31
		1.25	0.00	1.73	0.00	1.123E-01	0.00	2.16
		2.50	0.00	1.73	0.00	1.123E-01	0.00	1.571E-04
		3.75	0.00	1.73	0.00	1.123E-01	0.00	2.16
		5.00	0.00	1.73	0.00	1.123E-01	0.00	4.31
4033	-EX	0.00	0.00	1.70	0.00	1.042E-01	0.00	4.25
		1.25	0.00	1.70	0.00	1.042E-01	0.00	2.12
		2.50	0.00	1.70	0.00	1.042E-01	0.00	1.549E-04
		3.75	0.00	1.70	0.00	1.042E-01	0.00	2.13
		5.00	0.00	1.70	0.00	1.042E-01	0.00	4.25
4033	+EY	0.00	0.00	4.20	0.00	1.110E-01	0.00	10.49
		1.25	0.00	4.20	0.00	1.110E-01	0.00	5.24
		2.50	0.00	4.20	0.00	1.110E-01	0.00	3.815E-04
		3.75	0.00	4.20	0.00	1.110E-01	0.00	5.24
		5.00	0.00	4.20	0.00	1.110E-01	0.00	10.49
4033	-EY	0.00	0.00	4.67	0.00	1.054E-01	0.00	11.68
		1.25	0.00	4.67	0.00	1.054E-01	0.00	5.84
		2.50	0.00	4.67	0.00	1.054E-01	0.00	4.256E-04
		3.75	0.00	4.67	0.00	1.054E-01	0.00	5.84
		5.00	0.00	4.67	0.00	1.054E-01	0.00	11.68

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 7
VIGA 4142
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4142	WILSON							
		0.00	0.00	5.16	0.00	1.644E-02	0.00	12.90
		1.25	0.00	5.16	0.00	1.644E-02	0.00	6.45
		2.50	0.00	5.16	0.00	1.644E-02	0.00	4.679E-04
		3.75	0.00	5.16	0.00	1.644E-02	0.00	6.45
		5.00	0.00	5.16	0.00	1.644E-02	0.00	12.90

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4142	+EX	0.00	0.00	4.16	0.00	1.123E-01	0.00	10.40
		1.25	0.00	4.16	0.00	1.123E-01	0.00	5.20
		2.50	0.00	4.16	0.00	1.123E-01	0.00	3.769E-04
		3.75	0.00	4.16	0.00	1.123E-01	0.00	5.20
		5.00	0.00	4.16	0.00	1.123E-01	0.00	10.40
4142	-EX	0.00	0.00	4.78	0.00	1.042E-01	0.00	11.95
		1.25	0.00	4.78	0.00	1.042E-01	0.00	5.97
		2.50	0.00	4.78	0.00	1.042E-01	0.00	4.338E-04
		3.75	0.00	4.78	0.00	1.042E-01	0.00	5.98
		5.00	0.00	4.78	0.00	1.042E-01	0.00	11.95
4142	+EY	0.00	0.00	1.82	0.00	1.110E-01	0.00	4.55
		1.25	0.00	1.82	0.00	1.110E-01	0.00	2.28
		2.50	0.00	1.82	0.00	1.110E-01	0.00	1.650E-04
		3.75	0.00	1.82	0.00	1.110E-01	0.00	2.28
		5.00	0.00	1.82	0.00	1.110E-01	0.00	4.55
4142	-EY	0.00	0.00	1.79	0.00	1.054E-01	0.00	4.48
		1.25	0.00	1.79	0.00	1.054E-01	0.00	2.24
		2.50	0.00	1.79	0.00	1.054E-01	0.00	1.628E-04
		3.75	0.00	1.79	0.00	1.054E-01	0.00	2.24
		5.00	0.00	1.79	0.00	1.054E-01	0.00	4.48

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

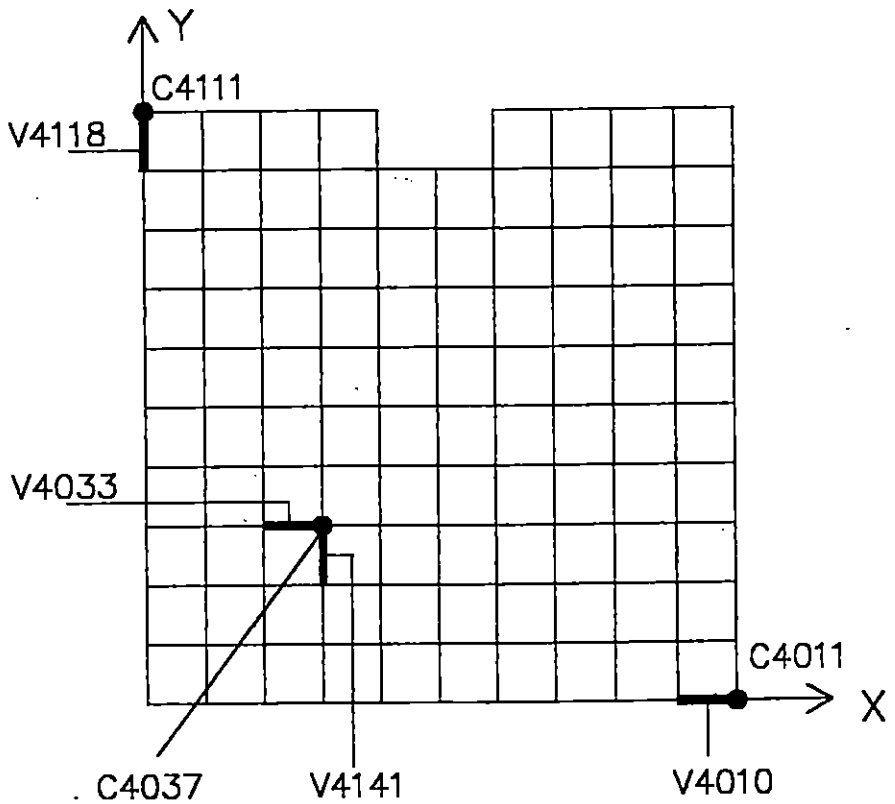


Figura A.5 Esquema de ubicación de los elementos analizados para el edificio 8

EDIFICIO 8
COLUMNA C4011
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4011	WILSON							
		0.00	22.96	6.39	6.40	1.798E-02	7.82	7.81
		0.80	22.96	6.39	6.40	1.798E-02	3.09	3.09
		1.60	22.96	6.39	6.40	1.798E-02	3.23	3.23
		2.40	22.96	6.39	6.40	1.798E-02	7.98	7.98
		3.20	22.96	6.39	6.40	1.798E-02	13.02	13.01

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4011	+EX	0.00	14.52	4.17	7.54	9.241E-01	9.27	5.08
		0.80	14.52	4.17	7.54	9.241E-01	3.76	2.01
		1.60	14.52	4.17	7.54	9.241E-01	3.89	2.14
		2.40	14.52	4.17	7.54	9.241E-01	9.43	5.23
		3.20	14.52	4.17	7.54	9.241E-01	15.35	8.51
C4011	-EX	0.00	14.43	4.22	5.57	9.241E-01	6.47	5.16
		0.80	14.43	4.22	5.57	9.241E-01	2.02	2.04
		1.60	14.43	4.22	5.57	9.241E-01	2.45	2.14
		2.40	14.43	4.22	5.57	9.241E-01	6.90	5.27
		3.20	14.43	4.22	5.57	9.241E-01	11.36	8.59
C4011	+EY	0.00	14.62	5.52	4.29	9.281E-01	5.25	6.41
		0.80	14.62	5.52	4.29	9.281E-01	2.08	2.00
		1.60	14.62	5.52	4.29	9.281E-01	2.16	2.43
		2.40	14.62	5.52	4.29	9.281E-01	5.34	6.85
		3.20	14.62	5.52	4.29	9.281E-01	8.72	11.26
C4011	-EY	0.00	14.55	7.55	4.20	9.159E-01	5.11	9.28
		0.80	14.55	7.55	4.20	9.159E-01	2.03	3.76
		1.60	14.55	7.55	4.20	9.159E-01	2.15	3.90
		2.40	14.55	7.55	4.20	9.159E-01	5.26	9.45
		3.20	14.55	7.55	4.20	9.159E-01	8.56	15.38

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 8
COLUMNA C4111
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4111	WILSON							
		0.00	22.96	6.46	6.40	1.798E-02	7.81	7.91
		0.80	22.96	6.46	6.40	1.798E-02	3.09	3.13
		1.60	22.96	6.46	6.40	1.798E-02	3.23	3.23
		2.40	22.96	6.46	6.40	1.798E-02	7.98	8.03
		3.20	22.96	6.46	6.40	1.798E-02	13.02	13.11

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4111	+EX	0.00	14.52	4.34	5.57	9.241E-01	6.47	5.32
		0.80	14.52	4.34	5.57	9.241E-01	2.02	2.11
		1.60	14.52	4.34	5.57	9.241E-01	2.45	2.18
		2.40	14.52	4.34	5.57	9.241E-01	6.90	5.40
		3.20	14.52	4.34	5.57	9.241E-01	11.36	8.81
C4111	-EX	0.00	14.43	4.29	7.54	9.241E-01	9.27	5.24
		0.80	14.43	4.29	7.54	9.241E-01	3.76	2.08
		1.60	14.43	4.29	7.54	9.241E-01	3.89	2.19
		2.40	14.43	4.29	7.54	9.241E-01	9.43	5.37
		3.20	14.43	4.29	7.54	9.241E-01	15.34	8.74
C4111	+EY	0.00	14.62	7.67	4.24	9.281E-01	5.16	9.46
		0.80	14.62	7.67	4.24	9.281E-01	2.05	3.85
		1.60	14.62	7.67	4.24	9.281E-01	2.17	3.94
		2.40	14.62	7.67	4.24	9.281E-01	5.31	9.57
		3.20	14.62	7.67	4.24	9.281E-01	8.64	15.59
C4111	-EY	0.00	14.55	5.58	4.24	9.159E-01	5.19	6.50
		0.80	14.55	5.58	4.24	9.159E-01	2.06	2.04
		1.60	14.55	5.58	4.24	9.159E-01	2.15	2.43
		2.40	14.55	5.58	4.24	9.159E-01	5.30	6.89
		3.20	14.55	5.58	4.24	9.159E-01	8.63	11.36

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 8
VIGA 4010
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4010	WILSON							
		0.00	0.00	5.42	0.00	1.654E-02	0.00	13.29
		1.25	0.00	5.42	0.00	1.654E-02	0.00	6.52
		2.50	0.00	5.42	0.00	1.654E-02	0.00	2.542E-01
		3.75	0.00	5.42	0.00	1.654E-02	0.00	7.02
		5.00	0.00	5.42	0.00	1.654E-02	0.00	13.80

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4010	+EX	0.00	0.00	3.59	0.00	1.297E-01	0.00	8.81
		1.25	0.00	3.59	0.00	1.297E-01	0.00	4.32
		2.50	0.00	3.59	0.00	1.297E-01	0.00	1.707E-01
		3.75	0.00	3.59	0.00	1.297E-01	0.00	4.66
		5.00	0.00	3.59	0.00	1.297E-01	0.00	9.15
4010	-EX	0.00	0.00	3.61	0.00	1.209E-01	0.00	8.85
		1.25	0.00	3.61	0.00	1.209E-01	0.00	4.34
		2.50	0.00	3.61	0.00	1.209E-01	0.00	1.690E-01
		3.75	0.00	3.61	0.00	1.209E-01	0.00	4.68
		5.00	0.00	3.61	0.00	1.209E-01	0.00	9.19
4010	+EY	0.00	0.00	4.68	0.00	1.247E-01	0.00	11.47
		1.25	0.00	4.68	0.00	1.247E-01	0.00	5.63
		2.50	0.00	4.68	0.00	1.247E-01	0.00	2.199E-01
		3.75	0.00	4.68	0.00	1.247E-01	0.00	6.07
		5.00	0.00	4.68	0.00	1.247E-01	0.00	11.91
4010	-EY	0.00	0.00	6.44	0.00	1.241E-01	0.00	15.80
		1.25	0.00	6.44	0.00	1.241E-01	0.00	7.75
		2.50	0.00	6.44	0.00	1.241E-01	0.00	3.030E-01
		3.75	0.00	6.44	0.00	1.241E-01	0.00	8.35
		5.00	0.00	6.44	0.00	1.241E-01	0.00	16.40

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 8
VIGA 4118
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4118	WILSON							
		0.00	0.00	5.42	0.00	1.794E-02	0.00	13.30
		1.25	0.00	5.42	0.00	1.794E-02	0.00	6.52
		2.50	0.00	5.42	0.00	1.794E-02	0.00	2.545E-01
		3.75	0.00	5.42	0.00	1.794E-02	0.00	7.03
		5.00	0.00	5.42	0.00	1.794E-02	0.00	13.81

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4118	+EX	0.00	0.00	4.72	0.00	1.244E-01	0.00	11.58
		1.25	0.00	4.72	0.00	1.244E-01	0.00	5.68
		2.50	0.00	4.72	0.00	1.244E-01	0.00	2.221E-01
		3.75	0.00	4.72	0.00	1.244E-01	0.00	6.12
		5.00	0.00	4.72	0.00	1.244E-01	0.00	12.02
4118	-EX	0.00	0.00	6.43	0.00	1.254E-01	0.00	15.78
		1.25	0.00	6.43	0.00	1.254E-01	0.00	7.74
		2.50	0.00	6.43	0.00	1.254E-01	0.00	3.027E-01
		3.75	0.00	6.43	0.00	1.254E-01	0.00	8.34
		5.00	0.00	6.43	0.00	1.254E-01	0.00	16.39
4118	+EY	0.00	0.00	3.65	0.00	1.307E-01	0.00	8.96
		1.25	0.00	3.65	0.00	1.307E-01	0.00	4.39
		2.50	0.00	3.65	0.00	1.307E-01	0.00	1.737E-01
		3.75	0.00	3.65	0.00	1.307E-01	0.00	4.74
		5.00	0.00	3.65	0.00	1.307E-01	0.00	9.30
4118	-EY	0.00	0.00	3.63	0.00	1.198E-01	0.00	8.90
		1.25	0.00	3.63	0.00	1.198E-01	0.00	4.37
		2.50	0.00	3.63	0.00	1.198E-01	0.00	1.700E-01
		3.75	0.00	3.63	0.00	1.198E-01	0.00	4.71
		5.00	0.00	3.63	0.00	1.198E-01	0.00	9.24

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 8
COLUMNA C4037
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4037	WILSON							
		0.00	1.996E-03	13.59	13.56	1.798E-02	19.58	19.63
		0.80	1.996E-03	13.59	13.56	1.798E-02	8.81	8.84
		1.60	1.996E-03	13.59	13.56	1.798E-02	2.68	2.69
		2.40	1.996E-03	13.59	13.56	1.798E-02	13.11	13.14
		3.20	1.996E-03	13.59	13.56	1.798E-02	23.91	23.97

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4037	+EX	0.00	1.270E-03	5.13	10.96	9.241E-01	15.72	7.41
		0.80	1.270E-03	5.13	10.96	9.241E-01	6.97	3.34
		1.60	1.270E-03	5.13	10.96	9.241E-01	1.94	1.02
		2.40	1.270E-03	5.13	10.96	9.241E-01	10.61	4.96
		3.20	1.270E-03	5.13	10.96	9.241E-01	19.36	9.05
C4037	-EX	0.00	1.275E-03	5.13	12.91	9.241E-01	18.64	7.41
		0.80	1.275E-03	5.13	12.91	9.241E-01	8.38	3.34
		1.60	1.275E-03	5.13	12.91	9.241E-01	2.53	1.02
		2.40	1.275E-03	5.13	12.91	9.241E-01	12.49	4.96
		3.20	1.275E-03	5.13	12.91	9.241E-01	22.79	9.05
C4037	+EY	0.00	1.281E-03	10.98	5.21	9.281E-01	7.52	15.76
		0.80	1.281E-03	10.98	5.21	9.281E-01	3.39	7.00
		1.60	1.281E-03	10.98	5.21	9.281E-01	1.03	1.96
		2.40	1.281E-03	10.98	5.21	9.281E-01	5.03	10.63
		3.20	1.281E-03	10.98	5.21	9.281E-01	9.18	19.40
C4037	-EY	0.00	1.278E-03	12.98	5.18	9.159E-01	7.48	18.73
		0.80	1.278E-03	12.98	5.18	9.159E-01	3.37	8.42
		1.60	1.278E-03	12.98	5.18	9.159E-01	1.03	2.54
		2.40	1.278E-03	12.98	5.18	9.159E-01	5.01	12.55
		3.20	1.278E-03	12.98	5.18	9.159E-01	9.14	22.90

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 8
VIGA 4033
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4033	WILSON							
		0.00	0.00	5.23	0.00	1.995E-03	0.00	13.07
		1.25	0.00	5.23	0.00	1.995E-03	0.00	6.53
		2.50	0.00	5.23	0.00	1.995E-03	0.00	4.772E-04
		3.75	0.00	5.23	0.00	1.995E-03	0.00	6.53
		5.00	0.00	5.23	0.00	1.995E-03	0.00	13.07

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4033	+EX	0.00	0.00	1.97	0.00	1.006E-01	0.00	4.93
		1.25	0.00	1.97	0.00	1.006E-01	0.00	2.47
		2.50	0.00	1.97	0.00	1.006E-01	0.00	1.800E-04
		3.75	0.00	1.97	0.00	1.006E-01	0.00	2.47
		5.00	0.00	1.97	0.00	1.006E-01	0.00	4.93
4033	-EX	0.00	0.00	1.97	0.00	1.006E-01	0.00	4.93
		1.25	0.00	1.97	0.00	1.006E-01	0.00	2.47
		2.50	0.00	1.97	0.00	1.006E-01	0.00	1.800E-04
		3.75	0.00	1.97	0.00	1.006E-01	0.00	2.47
		5.00	0.00	1.97	0.00	1.006E-01	0.00	4.93
4033	+EY	0.00	0.00	4.21	0.00	1.011E-01	0.00	10.52
		1.25	0.00	4.21	0.00	1.011E-01	0.00	5.26
		2.50	0.00	4.21	0.00	1.011E-01	0.00	3.787E-04
		3.75	0.00	4.21	0.00	1.011E-01	0.00	5.26
		5.00	0.00	4.21	0.00	1.011E-01	0.00	10.52
4033	-EY	0.00	0.00	4.99	0.00	9.972E-02	0.00	12.47
		1.25	0.00	4.99	0.00	9.972E-02	0.00	6.24
		2.50	0.00	4.99	0.00	9.972E-02	0.00	4.545E-04
		3.75	0.00	4.99	0.00	9.972E-02	0.00	6.24
		5.00	0.00	4.99	0.00	9.972E-02	0.00	12.47

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 8
VIGA 4141
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4141	WILSON							
		0.00	0.00	5.21	0.00	1.994E-03	0.00	13.03
		1.25	0.00	5.21	0.00	1.994E-03	0.00	6.52
		2.50	0.00	5.21	0.00	1.994E-03	0.00	4.760E-04
		3.75	0.00	5.21	0.00	1.994E-03	0.00	6.52
		5.00	0.00	5.21	0.00	1.994E-03	0.00	13.03

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4141	+EX	0.00	0.00	4.20	0.00	1.006E-01	0.00	10.49
		1.25	0.00	4.20	0.00	1.006E-01	0.00	5.25
		2.50	0.00	4.20	0.00	1.006E-01	0.00	3.775E-04
		3.75	0.00	4.20	0.00	1.006E-01	0.00	5.25
		5.00	0.00	4.20	0.00	1.006E-01	0.00	10.49
4141	-EX	0.00	0.00	4.96	0.00	1.006E-01	0.00	12.41
		1.25	0.00	4.96	0.00	1.006E-01	0.00	6.20
		2.50	0.00	4.96	0.00	1.006E-01	0.00	4.522E-04
		3.75	0.00	4.96	0.00	1.006E-01	0.00	6.21
		5.00	0.00	4.96	0.00	1.006E-01	0.00	12.41
4141	+EY	0.00	0.00	2.00	0.00	1.011E-01	0.00	5.01
		1.25	0.00	2.00	0.00	1.011E-01	0.00	2.50
		2.50	0.00	2.00	0.00	1.011E-01	0.00	1.825E-04
		3.75	0.00	2.00	0.00	1.011E-01	0.00	2.50
		5.00	0.00	2.00	0.00	1.011E-01	0.00	5.01
4141	-EY	0.00	0.00	1.99	0.00	9.972E-02	0.00	4.98
		1.25	0.00	1.99	0.00	9.972E-02	0.00	2.49
		2.50	0.00	1.99	0.00	9.972E-02	0.00	1.817E-04
		3.75	0.00	1.99	0.00	9.972E-02	0.00	2.49
		5.00	0.00	1.99	0.00	9.972E-02	0.00	4.98

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

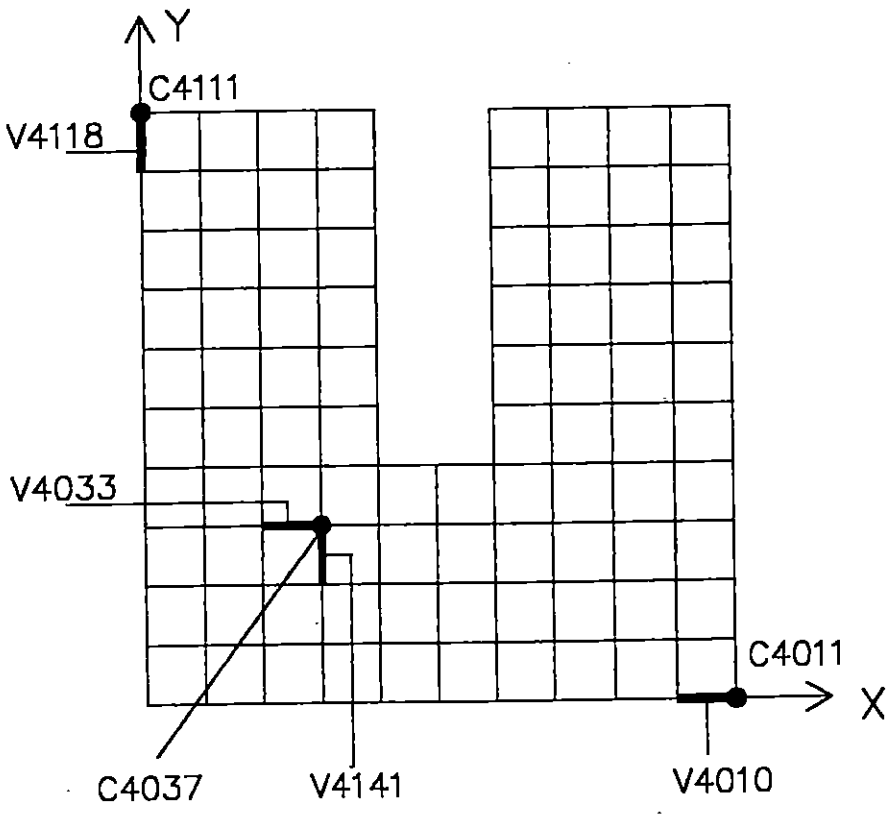


Figura A.6 Esquema de ubicación de los elementos analizados para el edificio 11

EDIFICIO 11
COLUMNA C4011
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4011	WILSON							
		0.00	22.98	6.34	6.33	9.074E-02	7.73	7.78
		0.80	22.98	6.34	6.33	9.074E-02	3.05	3.10
		1.60	22.98	6.34	6.33	9.074E-02	3.17	3.18
		2.40	22.98	6.34	6.33	9.074E-02	7.88	7.89
		3.20	22.98	6.34	6.33	9.074E-02	12.86	12.87

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4011	+EX	0.00	14.32	3.97	7.11	8.942E-01	8.71	4.83
		0.80	14.32	3.97	7.11	8.942E-01	3.48	1.90
		1.60	14.32	3.97	7.11	8.942E-01	3.61	2.03
		2.40	14.32	3.97	7.11	8.942E-01	8.87	4.98
		3.20	14.32	3.97	7.11	8.942E-01	14.46	8.10
C4011	-EX	0.00	14.24	4.01	5.69	8.942E-01	6.91	4.89
		0.80	14.24	4.01	5.69	8.942E-01	2.68	1.93
		1.60	14.24	4.01	5.69	8.942E-01	2.83	2.03
		2.40	14.24	4.01	5.69	8.942E-01	7.09	5.00
		3.20	14.24	4.01	5.69	8.942E-01	11.57	8.16
C4011	+EY	0.00	15.01	5.48	4.23	9.171E-01	5.19	6.67
		0.80	15.01	5.48	4.23	9.171E-01	2.06	2.60
		1.60	15.01	5.48	4.23	9.171E-01	2.10	2.73
		2.40	15.01	5.48	4.23	9.171E-01	5.24	6.82
		3.20	15.01	5.48	4.23	9.171E-01	8.57	11.13
C4011	-EY	0.00	14.96	7.41	3.95	8.532E-01	4.82	9.08
		0.80	14.96	7.41	3.95	8.532E-01	1.92	3.63
		1.60	14.96	7.41	3.95	8.532E-01	2.03	3.76
		2.40	14.96	7.41	3.95	8.532E-01	4.95	9.24
		3.20	14.96	7.41	3.95	8.532E-01	8.05	15.07

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 11
COLUMNA C4111
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4111	WILSON							
		0.00	22.98	6.66	6.32	9.074E-02	7.72	8.24
		0.80	22.98	6.66	6.32	9.074E-02	3.04	3.30
		1.60	22.98	6.66	6.32	9.074E-02	3.17	3.24
		2.40	22.98	6.66	6.32	9.074E-02	7.88	8.18
		3.20	22.98	6.66	6.32	9.074E-02	12.86	13.42

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4111	+EX	0.00	14.32	4.35	5.68	8.942E-01	6.91	5.35
		0.80	14.32	4.35	5.68	8.942E-01	2.68	2.13
		1.60	14.32	4.35	5.68	8.942E-01	2.83	2.15
		2.40	14.32	4.35	5.68	8.942E-01	7.08	5.37
		3.20	14.32	4.35	5.68	8.942E-01	11.56	8.79
C4111	-EX	0.00	14.24	4.31	7.11	8.942E-01	8.71	5.30
		0.80	14.24	4.31	7.11	8.942E-01	3.48	2.11
		1.60	14.24	4.31	7.11	8.942E-01	3.61	2.15
		2.40	14.24	4.31	7.11	8.942E-01	8.87	5.35
		3.20	14.24	4.31	7.11	8.942E-01	14.45	8.74
C4111	+EY	0.00	15.01	7.79	4.17	9.171E-01	5.09	9.66
		0.80	15.01	7.79	4.17	9.171E-01	2.02	3.90
		1.60	15.01	7.79	4.17	9.171E-01	2.11	3.87
		2.40	15.01	7.79	4.17	9.171E-01	5.20	9.62
		3.20	15.01	7.79	4.17	9.171E-01	8.48	15.74
C4111	-EY	0.00	14.96	5.66	3.99	8.532E-01	4.89	6.97
		0.80	14.96	5.66	3.99	8.532E-01	1.95	2.76
		1.60	14.96	5.66	3.99	8.532E-01	2.03	2.76
		2.40	14.96	5.66	3.99	8.532E-01	4.98	6.96
		3.20	14.96	5.66	3.99	8.532E-01	8.12	11.42

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 11
VIGA 4010
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4010	WILSON							
		0.00	0.00	5.38	0.00	1.993E-02	0.00	13.20
		1.25	0.00	5.38	0.00	1.993E-02	0.00	6.48
		2.50	0.00	5.38	0.00	1.993E-02	0.00	2.527E-01
		3.75	0.00	5.38	0.00	1.993E-02	0.00	6.98
		5.00	0.00	5.38	0.00	1.993E-02	0.00	13.71

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4010	+EX	0.00	0.00	3.42	0.00	1.245E-01	0.00	8.38
		1.25	0.00	3.42	0.00	1.245E-01	0.00	4.11
		2.50	0.00	3.42	0.00	1.245E-01	0.00	1.621E-01
		3.75	0.00	3.42	0.00	1.245E-01	0.00	4.43
		5.00	0.00	3.42	0.00	1.245E-01	0.00	8.70
4010	-EX	0.00	0.00	3.43	0.00	1.181E-01	0.00	8.41
		1.25	0.00	3.43	0.00	1.181E-01	0.00	4.12
		2.50	0.00	3.43	0.00	1.181E-01	0.00	1.608E-01
		3.75	0.00	3.43	0.00	1.181E-01	0.00	4.45
		5.00	0.00	3.43	0.00	1.181E-01	0.00	8.73
4010	+EY	0.00	0.00	4.66	0.00	1.234E-01	0.00	11.43
		1.25	0.00	4.66	0.00	1.234E-01	0.00	5.60
		2.50	0.00	4.66	0.00	1.234E-01	0.00	2.191E-01
		3.75	0.00	4.66	0.00	1.234E-01	0.00	6.04
		5.00	0.00	4.66	0.00	1.234E-01	0.00	11.87
4010	-EY	0.00	0.00	6.32	0.00	1.156E-01	0.00	15.50
		1.25	0.00	6.32	0.00	1.156E-01	0.00	7.60
		2.50	0.00	6.32	0.00	1.156E-01	0.00	2.973E-01
		3.75	0.00	6.32	0.00	1.156E-01	0.00	8.20
		5.00	0.00	6.32	0.00	1.156E-01	0.00	16.09

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 11
VIGA 4118
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4118	WILSON							
		0.00	0.00	5.36	0.00	2.510E-02	0.00	13.15
		1.25	0.00	5.36	0.00	2.510E-02	0.00	6.45
		2.50	0.00	5.36	0.00	2.510E-02	0.00	2.519E-01
		3.75	0.00	5.36	0.00	2.510E-02	0.00	6.95
		5.00	0.00	5.36	0.00	2.510E-02	0.00	13.66

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4118	+EX	0.00	0.00	4.84	0.00	1.210E-01	0.00	11.87
		1.25	0.00	4.84	0.00	1.210E-01	0.00	5.82
		2.50	0.00	4.84	0.00	1.210E-01	0.00	2.277E-01
		3.75	0.00	4.84	0.00	1.210E-01	0.00	6.28
		5.00	0.00	4.84	0.00	1.210E-01	0.00	12.32
4118	-EX	0.00	0.00	6.06	0.00	1.217E-01	0.00	14.88
		1.25	0.00	6.06	0.00	1.217E-01	0.00	7.30
		2.50	0.00	6.06	0.00	1.217E-01	0.00	2.855E-01
		3.75	0.00	6.06	0.00	1.217E-01	0.00	7.87
		5.00	0.00	6.06	0.00	1.217E-01	0.00	15.45
4118	+EY	0.00	0.00	3.60	0.00	1.299E-01	0.00	8.83
		1.25	0.00	3.60	0.00	1.299E-01	0.00	4.33
		2.50	0.00	3.60	0.00	1.299E-01	0.00	1.717E-01
		3.75	0.00	3.60	0.00	1.299E-01	0.00	4.67
		5.00	0.00	3.60	0.00	1.299E-01	0.00	9.18
4118	-EY	0.00	0.00	3.41	0.00	1.118E-01	0.00	8.38
		1.25	0.00	3.41	0.00	1.118E-01	0.00	4.11
		2.50	0.00	3.41	0.00	1.118E-01	0.00	1.600E-01
		3.75	0.00	3.41	0.00	1.118E-01	0.00	4.43
		5.00	0.00	3.41	0.00	1.118E-01	0.00	8.70

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 11
COLUMNA C4037
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4037	WILSON							
		0.00	5.477E-03	13.63	13.38	9.074E-02	19.33	19.74
		0.80	5.477E-03	13.63	13.38	9.074E-02	8.70	8.91
		1.60	5.477E-03	13.63	13.38	9.074E-02	2.64	2.66
		2.40	5.477E-03	13.63	13.38	9.074E-02	12.94	13.13
		3.20	5.477E-03	13.63	13.38	9.074E-02	23.60	23.99

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4037	+EX	0.00	3.290E-03	4.96	10.90	8.942E-01	15.74	7.17
		0.80	3.290E-03	4.96	10.90	8.942E-01	7.08	3.23
		1.60	3.290E-03	4.96	10.90	8.942E-01	2.14	9.771E-01
		2.40	3.290E-03	4.96	10.90	8.942E-01	10.55	4.80
		3.20	3.290E-03	4.96	10.90	8.942E-01	19.24	8.75
C4037	-EX	0.00	3.345E-03	4.96	12.33	8.942E-01	17.81	7.17
		0.80	3.345E-03	4.96	12.33	8.942E-01	8.03	3.23
		1.60	3.345E-03	4.96	12.33	8.942E-01	2.44	9.769E-01
		2.40	3.345E-03	4.96	12.33	8.942E-01	11.92	4.80
		3.20	3.345E-03	4.96	12.33	8.942E-01	21.74	8.75
C4037	+EY	0.00	3.697E-03	11.08	5.10	9.171E-01	7.38	16.04
		0.80	3.697E-03	11.08	5.10	9.171E-01	3.32	7.24
		1.60	3.697E-03	11.08	5.10	9.171E-01	9.990E-01	2.16
		2.40	3.697E-03	11.08	5.10	9.171E-01	4.93	10.68
		3.20	3.697E-03	11.08	5.10	9.171E-01	8.99	19.51
C4037	-EY	0.00	3.633E-03	13.03	4.96	8.532E-01	7.17	18.86
		0.80	3.633E-03	13.03	4.96	8.532E-01	3.23	8.51
		1.60	3.633E-03	13.03	4.96	8.532E-01	9.814E-01	2.56
		2.40	3.633E-03	13.03	4.96	8.532E-01	4.80	12.57
		3.20	3.633E-03	13.03	4.96	8.532E-01	8.75	22.96

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 11
VIGA 4033
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4033	WILSON							
		0.00	0.00	5.26	0.00	9.967E-03	0.00	13.14
		1.25	0.00	5.26	0.00	9.967E-03	0.00	6.57
		2.50	0.00	5.26	0.00	9.967E-03	0.00	6.222E-04
		3.75	0.00	5.26	0.00	9.967E-03	0.00	6.57
		5.00	0.00	5.26	0.00	9.967E-03	0.00	13.14

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4033	+EX	0.00	0.00	1.91	0.00	9.744E-02	0.00	4.77
		1.25	0.00	1.91	0.00	9.744E-02	0.00	2.39
		2.50	0.00	1.91	0.00	9.744E-02	0.00	2.312E-04
		3.75	0.00	1.91	0.00	9.744E-02	0.00	2.39
		5.00	0.00	1.91	0.00	9.744E-02	0.00	4.77
4033	-EX	0.00	0.00	1.91	0.00	9.742E-02	0.00	4.77
		1.25	0.00	1.91	0.00	9.742E-02	0.00	2.39
		2.50	0.00	1.91	0.00	9.742E-02	0.00	2.138E-04
		3.75	0.00	1.91	0.00	9.742E-02	0.00	2.39
		5.00	0.00	1.91	0.00	9.742E-02	0.00	4.77
4033	+EY	0.00	0.00	4.27	0.00	1.000E-01	0.00	10.68
		1.25	0.00	4.27	0.00	1.000E-01	0.00	5.34
		2.50	0.00	4.27	0.00	1.000E-01	0.00	5.035E-04
		3.75	0.00	4.27	0.00	1.000E-01	0.00	5.34
		5.00	0.00	4.27	0.00	1.000E-01	0.00	10.68
4033	-EY	0.00	0.00	5.02	0.00	9.293E-02	0.00	12.56
		1.25	0.00	5.02	0.00	9.293E-02	0.00	6.28
		2.50	0.00	5.02	0.00	9.293E-02	0.00	5.742E-04
		3.75	0.00	5.02	0.00	9.293E-02	0.00	6.28
		5.00	0.00	5.02	0.00	9.293E-02	0.00	12.56

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 11
VIGA 4141
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4141	WILSON							
		0.00	0.00	5.15	0.00	1.000E-02	0.00	12.87
		1.25	0.00	5.15	0.00	1.000E-02	0.00	6.43
		2.50	0.00	5.15	0.00	1.000E-02	0.00	6.093E-04
		3.75	0.00	5.15	0.00	1.000E-02	0.00	6.44
		5.00	0.00	5.15	0.00	1.000E-02	0.00	12.87

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4141	+EX	0.00	0.00	4.19	0.00	9.743E-02	0.00	10.48
		1.25	0.00	4.19	0.00	9.743E-02	0.00	5.24
		2.50	0.00	4.19	0.00	9.743E-02	0.00	4.906E-04
		3.75	0.00	4.19	0.00	9.743E-02	0.00	5.24
		5.00	0.00	4.19	0.00	9.743E-02	0.00	10.48
4141	-EX	0.00	0.00	4.74	0.00	9.744E-02	0.00	11.86
		1.25	0.00	4.74	0.00	9.744E-02	0.00	5.93
		2.50	0.00	4.74	0.00	9.744E-02	0.00	5.425E-04
		3.75	0.00	4.74	0.00	9.744E-02	0.00	5.93
		5.00	0.00	4.74	0.00	9.744E-02	0.00	11.86
4141	+EY	0.00	0.00	1.96	0.00	1.000E-01	0.00	4.91
		1.25	0.00	1.96	0.00	1.000E-01	0.00	2.46
		2.50	0.00	1.96	0.00	1.000E-01	0.00	2.382E-04
		3.75	0.00	1.96	0.00	1.000E-01	0.00	2.46
		5.00	0.00	1.96	0.00	1.000E-01	0.00	4.91
4141	-EY	0.00	0.00	1.91	0.00	9.291E-02	0.00	4.77
		1.25	0.00	1.91	0.00	9.291E-02	0.00	2.39
		2.50	0.00	1.91	0.00	9.291E-02	0.00	2.099E-04
		3.75	0.00	1.91	0.00	9.291E-02	0.00	2.39
		5.00	0.00	1.91	0.00	9.291E-02	0.00	4.77

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

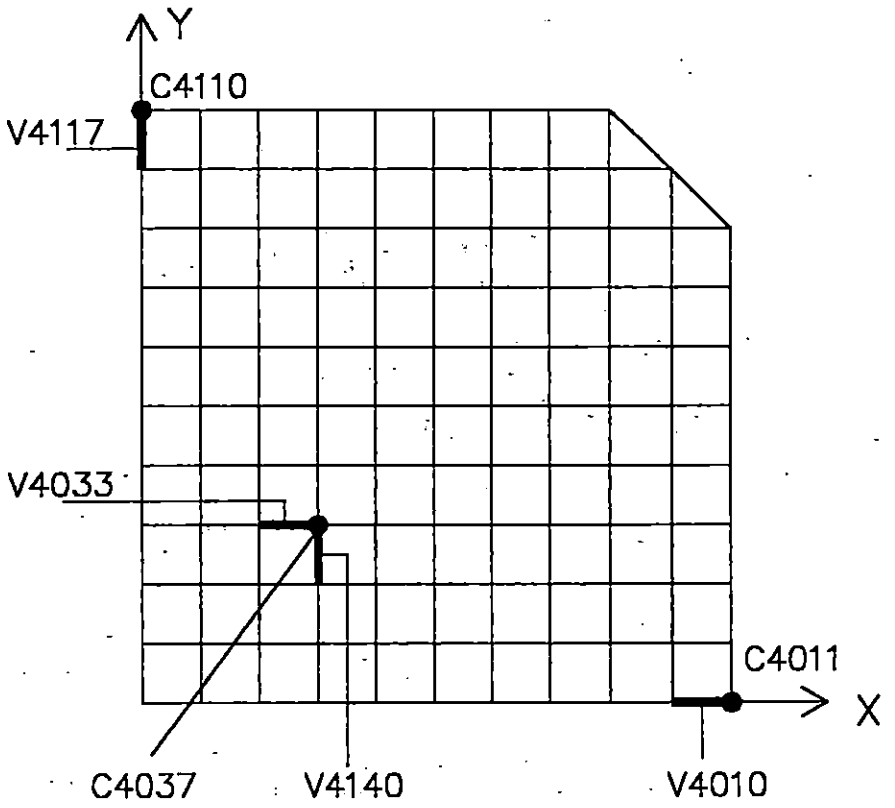


Figura A.7 Esquema de ubicación de los elementos analizados para el edificio 12

EDIFICIO 12
COLUMNA C4011
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4011	WILSON							
		0.00	22.93	6.45	6.42	1.059E-02	7.84	7.87
		0.80	22.93	6.45	6.42	1.059E-02	3.11	3.10
		1.60	22.93	6.45	6.42	1.059E-02	3.26	3.24
		2.40	22.93	6.45	6.42	1.059E-02	8.02	8.04
		3.20	22.93	6.45	6.42	1.059E-02	13.06	13.11

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4011	+EX	0.00	14.60	4.27	7.70	9.236E-01	9.44	5.19
		0.80	14.60	4.27	7.70	9.236E-01	3.83	2.05
		1.60	14.60	4.27	7.70	9.236E-01	3.99	2.19
		2.40	14.60	4.27	7.70	9.236E-01	9.65	5.36
		3.20	14.60	4.27	7.70	9.236E-01	15.68	8.72
C4011	-EX	0.00	14.32	4.16	5.54	9.336E-01	6.42	5.08
		0.80	14.32	4.16	5.54	9.336E-01	1.99	2.02
		1.60	14.32	4.16	5.54	9.336E-01	2.45	2.11
		2.40	14.32	4.16	5.54	9.336E-01	6.88	5.20
		3.20	14.32	4.16	5.54	9.336E-01	11.31	8.47
C4011	+EY	0.00	14.60	5.50	4.24	9.236E-01	5.17	6.39
		0.80	14.60	5.50	4.24	9.236E-01	2.05	2.00
		1.60	14.60	5.50	4.24	9.236E-01	2.17	2.42
		2.40	14.60	5.50	4.24	9.236E-01	5.31	6.81
		3.20	14.60	5.50	4.24	9.236E-01	8.65	11.21
C4011	-EY	0.00	14.33	7.61	4.42	9.336E-01	5.37	9.36
		0.80	14.33	7.61	4.42	9.336E-01	2.12	3.79
		1.60	14.33	7.61	4.42	9.336E-01	2.27	3.93
		2.40	14.33	7.61	4.42	9.336E-01	5.56	9.52
		3.20	14.33	7.61	4.42	9.336E-01	9.04	15.50

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 12
COLUMNA C4110
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4110	WILSON							
		0.00	22.93	6.42	6.45	1.059E-02	7.87	7.84
		0.80	22.93	6.42	6.45	1.059E-02	3.10	3.11
		1.60	22.93	6.42	6.45	1.059E-02	3.24	3.26
		2.40	22.93	6.42	6.45	1.059E-02	8.04	8.01
		3.20	22.93	6.42	6.45	1.059E-02	13.11	13.06

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4110	+EX	0.00	14.60	4.24	5.50	9.236E-01	6.39	5.17
		0.80	14.60	4.24	5.50	9.236E-01	2.00	2.05
		1.60	14.60	4.24	5.50	9.236E-01	2.42	2.17
		2.40	14.60	4.24	5.50	9.236E-01	6.81	5.32
		3.20	14.60	4.24	5.50	9.236E-01	11.21	8.65
C4110	-EX	0.00	14.32	4.42	7.61	9.336E-01	9.36	5.37
		0.80	14.32	4.42	7.61	9.336E-01	3.79	2.12
		1.60	14.32	4.42	7.61	9.336E-01	3.93	2.27
		2.40	14.32	4.42	7.61	9.336E-01	9.52	5.56
		3.20	14.32	4.42	7.61	9.336E-01	15.50	9.04
C4110	+EY	0.00	14.60	7.69	4.27	9.236E-01	5.19	9.44
		0.80	14.60	7.69	4.27	9.236E-01	2.05	3.83
		1.60	14.60	7.69	4.27	9.236E-01	2.19	3.99
		2.40	14.60	7.69	4.27	9.236E-01	5.36	9.65
		3.20	14.60	7.69	4.27	9.236E-01	8.72	15.68
C4110	-EY	0.00	14.33	5.54	4.16	9.336E-01	5.08	6.42
		0.80	14.33	5.54	4.16	9.336E-01	2.02	1.99
		1.60	14.33	5.54	4.16	9.336E-01	2.11	2.45
		2.40	14.33	5.54	4.16	9.336E-01	5.20	6.88
		3.20	14.33	5.54	4.16	9.336E-01	8.47	11.31

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 12
VIGA 4010
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4010	WILSON							
		0.00	0.00	5.47	0.00	1.612E-02	0.00	13.41
		1.25	0.00	5.47	0.00	1.612E-02	0.00	6.58
		2.50	0.00	5.47	0.00	1.612E-02	0.00	2.566E-01
		3.75	0.00	5.47	0.00	1.612E-02	0.00	7.09
		5.00	0.00	5.47	0.00	1.612E-02	0.00	13.92

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4010	+EX	0.00	0.00	3.67	0.00	1.300E-01	0.00	9.01
		1.25	0.00	3.67	0.00	1.300E-01	0.00	4.42
		2.50	0.00	3.67	0.00	1.300E-01	0.00	1.747E-01
		3.75	0.00	3.67	0.00	1.300E-01	0.00	4.77
		5.00	0.00	3.67	0.00	1.300E-01	0.00	9.36
4010	-EX	0.00	0.00	3.56	0.00	1.218E-01	0.00	8.72
		1.25	0.00	3.56	0.00	1.218E-01	0.00	4.28
		2.50	0.00	3.56	0.00	1.218E-01	0.00	1.665E-01
		3.75	0.00	3.56	0.00	1.218E-01	0.00	4.61
		5.00	0.00	3.56	0.00	1.218E-01	0.00	9.06
4010	+EY	0.00	0.00	4.66	0.00	1.238E-01	0.00	11.42
		1.25	0.00	4.66	0.00	1.238E-01	0.00	5.60
		2.50	0.00	4.66	0.00	1.238E-01	0.00	2.190E-01
		3.75	0.00	4.66	0.00	1.238E-01	0.00	6.04
		5.00	0.00	4.66	0.00	1.238E-01	0.00	11.86
4010	-EY	0.00	0.00	6.49	0.00	1.268E-01	0.00	15.93
		1.25	0.00	6.49	0.00	1.268E-01	0.00	7.81
		2.50	0.00	6.49	0.00	1.268E-01	0.00	3.057E-01
		3.75	0.00	6.49	0.00	1.268E-01	0.00	8.42
		5.00	0.00	6.49	0.00	1.268E-01	0.00	16.54

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 12
VIGA 4117
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4117	WILSON							
		0.00	0.00	5.47	0.00	1.611E-02	0.00	13.41
		1.25	0.00	5.47	0.00	1.611E-02	0.00	6.58
		2.50	0.00	5.47	0.00	1.611E-02	0.00	2.566E-01
		3.75	0.00	5.47	0.00	1.611E-02	0.00	7.09
		5.00	0.00	5.47	0.00	1.611E-02	0.00	13.92

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4117	+EX	0.00	0.00	4.66	0.00	1.238E-01	0.00	11.42
		1.25	0.00	4.66	0.00	1.238E-01	0.00	5.60
		2.50	0.00	4.66	0.00	1.238E-01	0.00	2.190E-01
		3.75	0.00	4.66	0.00	1.238E-01	0.00	6.04
		5.00	0.00	4.66	0.00	1.238E-01	0.00	11.86
4117	-EX	0.00	0.00	6.49	0.00	1.268E-01	0.00	15.93
		1.25	0.00	6.49	0.00	1.268E-01	0.00	7.81
		2.50	0.00	6.49	0.00	1.268E-01	0.00	3.057E-01
		3.75	0.00	6.49	0.00	1.268E-01	0.00	8.42
		5.00	0.00	6.49	0.00	1.268E-01	0.00	16.54
4117	+EY	0.00	0.00	3.67	0.00	1.300E-01	0.00	9.01
		1.25	0.00	3.67	0.00	1.300E-01	0.00	4.42
		2.50	0.00	3.67	0.00	1.300E-01	0.00	1.748E-01
		3.75	0.00	3.67	0.00	1.300E-01	0.00	4.77
		5.00	0.00	3.67	0.00	1.300E-01	0.00	9.36
4117	-EY	0.00	0.00	3.56	0.00	1.218E-01	0.00	8.72
		1.25	0.00	3.56	0.00	1.218E-01	0.00	4.28
		2.50	0.00	3.56	0.00	1.218E-01	0.00	1.665E-01
		3.75	0.00	3.56	0.00	1.218E-01	0.00	4.61
		5.00	0.00	3.56	0.00	1.218E-01	0.00	9.06

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 12
COLUMNA C4037
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4037	WILSON							
		0.00	2.010E-03	13.64	13.64	1.059E-02	19.70	19.70
		0.80	2.010E-03	13.64	13.64	1.059E-02	8.87	8.87
		1.60	2.010E-03	13.64	13.64	1.059E-02	2.70	2.70
		2.40	2.010E-03	13.64	13.64	1.059E-02	13.19	13.19
		3.20	2.010E-03	13.64	13.64	1.059E-02	24.06	24.06

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4037	+EX	0.00	1.289E-03	5.28	10.98	9.236E-01	15.76	7.63
		0.80	1.289E-03	5.28	10.98	9.236E-01	7.00	3.43
		1.60	1.289E-03	5.28	10.98	9.236E-01	1.96	1.04
		2.40	1.289E-03	5.28	10.98	9.236E-01	10.63	5.11
		3.20	1.289E-03	5.28	10.98	9.236E-01	19.40	9.31
C4037	-EX	0.00	1.287E-03	5.01	12.99	9.336E-01	18.74	7.24
		0.80	1.287E-03	5.01	12.99	9.336E-01	8.42	3.26
		1.60	1.287E-03	5.01	12.99	9.336E-01	2.54	9.948E-01
		2.40	1.287E-03	5.01	12.99	9.336E-01	12.56	4.85
		3.20	1.287E-03	5.01	12.99	9.336E-01	22.91	8.84
C4037	+EY	0.00	1.289E-03	10.98	5.28	9.236E-01	7.63	15.76
		0.80	1.289E-03	10.98	5.28	9.236E-01	3.43	7.00
		1.60	1.289E-03	10.98	5.28	9.236E-01	1.04	1.96
		2.40	1.289E-03	10.98	5.28	9.236E-01	5.11	10.63
		3.20	1.289E-03	10.98	5.28	9.236E-01	9.31	19.40
C4037	-EY	0.00	1.287E-03	12.99	5.01	9.336E-01	7.24	18.74
		0.80	1.287E-03	12.99	5.01	9.336E-01	3.26	8.42
		1.60	1.287E-03	12.99	5.01	9.336E-01	9.947E-01	2.54
		2.40	1.287E-03	12.99	5.01	9.336E-01	4.85	12.56
		3.20	1.287E-03	12.99	5.01	9.336E-01	8.84	22.91

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 12
VIGA 4033
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4033	WILSON							
		0.00	0.00	5.25	0.00	1.212E-03	0.00	13.11
		1.25	0.00	5.25	0.00	1.212E-03	0.00	6.56
		2.50	0.00	5.25	0.00	1.212E-03	0.00	4.792E-04
		3.75	0.00	5.25	0.00	1.212E-03	0.00	6.56
		5.00	0.00	5.25	0.00	1.212E-03	0.00	13.12

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4033	+EX	0.00	0.00	2.03	0.00	1.005E-01	0.00	5.08
		1.25	0.00	2.03	0.00	1.005E-01	0.00	2.54
		2.50	0.00	2.03	0.00	1.005E-01	0.00	1.852E-04
		3.75	0.00	2.03	0.00	1.005E-01	0.00	2.54
		5.00	0.00	2.03	0.00	1.005E-01	0.00	5.08
4033	-EX	0.00	0.00	1.93	0.00	1.016E-01	0.00	4.82
		1.25	0.00	1.93	0.00	1.016E-01	0.00	2.41
		2.50	0.00	1.93	0.00	1.016E-01	0.00	1.759E-04
		3.75	0.00	1.93	0.00	1.016E-01	0.00	2.41
		5.00	0.00	1.93	0.00	1.016E-01	0.00	4.82
4033	+EY	0.00	0.00	4.21	0.00	1.005E-01	0.00	10.52
		1.25	0.00	4.21	0.00	1.005E-01	0.00	5.26
		2.50	0.00	4.21	0.00	1.005E-01	0.00	3.790E-04
		3.75	0.00	4.21	0.00	1.005E-01	0.00	5.26
		5.00	0.00	4.21	0.00	1.005E-01	0.00	10.52
4033	-EY	0.00	0.00	4.99	0.00	1.016E-01	0.00	12.48
		1.25	0.00	4.99	0.00	1.016E-01	0.00	6.24
		2.50	0.00	4.99	0.00	1.016E-01	0.00	4.552E-04
		3.75	0.00	4.99	0.00	1.016E-01	0.00	6.24
		5.00	0.00	4.99	0.00	1.016E-01	0.00	12.48

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 12
VIGA 4140
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4140	WILSON							
		0.00	0.00	5.25	0.00	1.212E-03	0.00	13.12
		1.25	0.00	5.25	0.00	1.212E-03	0.00	6.56
		2.50	0.00	5.25	0.00	1.212E-03	0.00	4.792E-04
		3.75	0.00	5.25	0.00	1.212E-03	0.00	6.56
		5.00	0.00	5.25	0.00	1.212E-03	0.00	13.12

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4140	+EX	0.00	0.00	4.21	0.00	1.005E-01	0.00	10.52
		1.25	0.00	4.21	0.00	1.005E-01	0.00	5.26
		2.50	0.00	4.21	0.00	1.005E-01	0.00	3.791E-04
		3.75	0.00	4.21	0.00	1.005E-01	0.00	5.26
		5.00	0.00	4.21	0.00	1.005E-01	0.00	10.52
4140	-EX	0.00	0.00	4.99	0.00	1.016E-01	0.00	12.48
		1.25	0.00	4.99	0.00	1.016E-01	0.00	6.24
		2.50	0.00	4.99	0.00	1.016E-01	0.00	4.552E-04
		3.75	0.00	4.99	0.00	1.016E-01	0.00	6.24
		5.00	0.00	4.99	0.00	1.016E-01	0.00	12.48
4140	+EY	0.00	0.00	2.03	0.00	1.005E-01	0.00	5.08
		1.25	0.00	2.03	0.00	1.005E-01	0.00	2.54
		2.50	0.00	2.03	0.00	1.005E-01	0.00	1.852E-04
		3.75	0.00	2.03	0.00	1.005E-01	0.00	2.54
		5.00	0.00	2.03	0.00	1.005E-01	0.00	5.08
4140	-EY	0.00	0.00	1.93	0.00	1.016E-01	0.00	4.82
		1.25	0.00	1.93	0.00	1.016E-01	0.00	2.41
		2.50	0.00	1.93	0.00	1.016E-01	0.00	1.760E-04
		3.75	0.00	1.93	0.00	1.016E-01	0.00	2.41
		5.00	0.00	1.93	0.00	1.016E-01	0.00	4.82

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

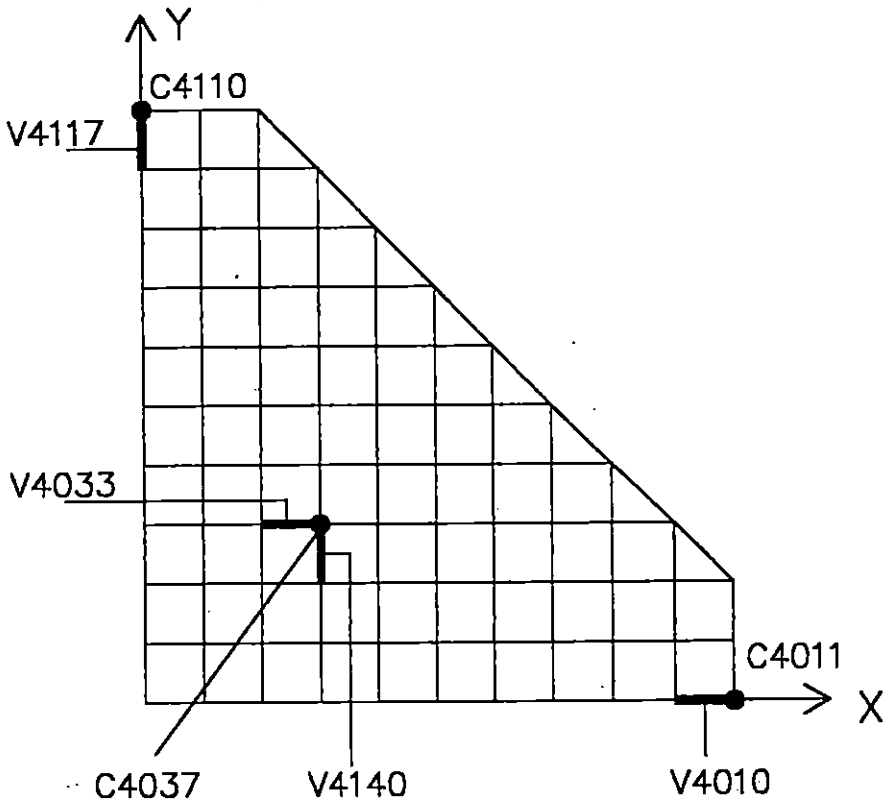


Figura A.8 Esquema de ubicación de los elementos analizados para el edificio 15

EDIFICIO 15
COLUMNA C4011
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4011	WILSON							
		0.00	22.96	6.40	6.71	2.148E-01	8.26	7.84
		0.80	22.96	6.40	6.71	2.148E-01	3.29	3.10
		1.60	22.96	6.40	6.71	2.148E-01	3.34	3.21
		2.40	22.96	6.40	6.71	2.148E-01	8.32	7.96
		3.20	22.96	6.40	6.71	2.148E-01	13.59	13.00

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4011	+EX	0.00	15.64	4.54	8.69	1.13	10.75	5.55
		0.80	15.64	4.54	8.69	1.13	4.35	2.20
		1.60	15.64	4.54	8.69	1.13	4.37	2.27
		2.40	15.64	4.54	8.69	1.13	10.77	5.64
		3.20	15.64	4.54	8.69	1.13	17.59	9.21
C4011	-EX	0.00	14.72	3.32	6.61	1.04	8.09	4.08
		0.80	14.72	3.32	6.61	1.04	3.16	1.64
		1.60	14.72	3.32	6.61	1.04	3.23	1.68
		2.40	14.72	3.32	6.61	1.04	8.17	4.14
		3.20	14.72	3.32	6.61	1.04	13.38	6.75
C4011	+EY	0.00	15.98	5.70	5.59	1.15	6.92	6.94
		0.80	15.98	5.70	5.59	1.15	2.78	2.70
		1.60	15.98	5.70	5.59	1.15	2.77	2.83
		2.40	15.98	5.70	5.59	1.15	6.91	7.09
		3.20	15.98	5.70	5.59	1.15	11.30	11.59
C4011	-EY	0.00	15.03	7.16	6.37	1.07	7.84	8.81
		0.80	15.03	7.16	6.37	1.07	3.12	3.55
		1.60	15.03	7.16	6.37	1.07	3.15	3.64
		2.40	15.03	7.16	6.37	1.07	7.88	8.92
		3.20	15.03	7.16	6.37	1.07	12.89	14.54

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 15
COLUMNA C4110
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4110	WILSON							
		0.00	22.96	6.71	6.40	2.148E-01	7.84	8.25
		0.80	22.96	6.71	6.40	2.148E-01	3.10	3.29
		1.60	22.96	6.71	6.40	2.148E-01	3.21	3.34
		2.40	22.96	6.71	6.40	2.148E-01	7.96	8.32
		3.20	22.96	6.71	6.40	2.148E-01	13.00	13.59

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4110	+EX	0.00	15.62	5.47	5.56	1.13	6.77	6.77
		0.80	15.62	5.47	5.56	1.13	2.64	2.72
		1.60	15.62	5.47	5.56	1.13	2.76	2.72
		2.40	15.62	5.47	5.56	1.13	6.92	6.76
		3.20	15.62	5.47	5.56	1.13	11.30	11.06
C4110	-EX	0.00	14.70	6.23	6.98	1.04	8.59	7.66
		0.80	14.70	6.23	6.98	1.04	3.46	3.05
		1.60	14.70	6.23	6.98	1.04	3.55	3.08
		2.40	14.70	6.23	6.98	1.04	8.70	7.70
		3.20	14.70	6.23	6.98	1.04	14.18	12.60
C4110	+EY	0.00	16.00	8.92	4.63	1.15	5.67	11.02
		0.80	16.00	8.92	4.63	1.15	2.25	4.46
		1.60	16.00	8.92	4.63	1.15	2.32	4.48
		2.40	16.00	8.92	4.63	1.15	5.76	11.04
		3.20	16.00	8.92	4.63	1.15	9.41	18.04
C4110	-EY	0.00	15.05	6.78	3.38	1.07	4.15	8.30
		0.80	15.05	6.78	3.38	1.07	1.66	3.24
		1.60	15.05	6.78	3.38	1.07	1.71	3.31
		2.40	15.05	6.78	3.38	1.07	4.21	8.38
		3.20	15.05	6.78	3.38	1.07	6.86	13.72

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 15
VIGA 4010
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4010	WILSON							
		0.00	0.00	5.43	0.00	3.583E-02	0.00	13.33
		1.25	0.00	5.43	0.00	3.583E-02	0.00	6.54
		2.50	0.00	5.43	0.00	3.583E-02	0.00	2.554E-01
		3.75	0.00	5.43	0.00	3.583E-02	0.00	7.05
		5.00	0.00	5.43	0.00	3.583E-02	0.00	13.84

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4010	+EX	0.00	0.00	3.93	0.00	1.588E-01	0.00	9.65
		1.25	0.00	3.93	0.00	1.588E-01	0.00	4.73
		2.50	0.00	3.93	0.00	1.588E-01	0.00	1.877E-01
		3.75	0.00	3.93	0.00	1.588E-01	0.00	5.10
		5.00	0.00	3.93	0.00	1.588E-01	0.00	10.02
4010	-EX	0.00	0.00	2.87	0.00	1.406E-01	0.00	7.03
		1.25	0.00	2.87	0.00	1.406E-01	0.00	3.45
		2.50	0.00	2.87	0.00	1.406E-01	0.00	1.353E-01
		3.75	0.00	2.87	0.00	1.406E-01	0.00	3.72
		5.00	0.00	2.87	0.00	1.406E-01	0.00	7.30
4010	+EY	0.00	0.00	4.86	0.00	1.566E-01	0.00	11.93
		1.25	0.00	4.86	0.00	1.566E-01	0.00	5.85
		2.50	0.00	4.86	0.00	1.566E-01	0.00	2.291E-01
		3.75	0.00	4.86	0.00	1.566E-01	0.00	6.31
		5.00	0.00	4.86	0.00	1.566E-01	0.00	12.39
4010	-EY	0.00	0.00	6.13	0.00	1.493E-01	0.00	15.05
		1.25	0.00	6.13	0.00	1.493E-01	0.00	7.38
		2.50	0.00	6.13	0.00	1.493E-01	0.00	2.897E-01
		3.75	0.00	6.13	0.00	1.493E-01	0.00	7.96
		5.00	0.00	6.13	0.00	1.493E-01	0.00	15.62

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 15
VIGA 4117
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4117	WILSON							
		0.00	0.00	5.43	0.00	3.583E-02	0.00	13.33
		1.25	0.00	5.43	0.00	3.583E-02	0.00	6.54
		2.50	0.00	5.43	0.00	3.583E-02	0.00	2.554E-01
		3.75	0.00	5.43	0.00	3.583E-02	0.00	7.05
		5.00	0.00	5.43	0.00	3.583E-02	0.00	13.84

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4117	+EX	0.00	0.00	4.74	0.00	1.528E-01	0.00	11.64
		1.25	0.00	4.74	0.00	1.528E-01	0.00	5.71
		2.50	0.00	4.74	0.00	1.528E-01	0.00	2.234E-01
		3.75	0.00	4.74	0.00	1.528E-01	0.00	6.15
		5.00	0.00	4.74	0.00	1.528E-01	0.00	12.08
4117	-EX	0.00	0.00	5.98	0.00	1.456E-01	0.00	14.67
		1.25	0.00	5.98	0.00	1.456E-01	0.00	7.19
		2.50	0.00	5.98	0.00	1.456E-01	0.00	2.825E-01
		3.75	0.00	5.98	0.00	1.456E-01	0.00	7.76
		5.00	0.00	5.98	0.00	1.456E-01	0.00	15.24
4117	+EY	0.00	0.00	4.02	0.00	1.628E-01	0.00	9.85
		1.25	0.00	4.02	0.00	1.628E-01	0.00	4.83
		2.50	0.00	4.02	0.00	1.628E-01	0.00	1.918E-01
		3.75	0.00	4.02	0.00	1.628E-01	0.00	5.22
		5.00	0.00	4.02	0.00	1.628E-01	0.00	10.24
4117	-EY	0.00	0.00	2.91	0.00	1.442E-01	0.00	7.15
		1.25	0.00	2.91	0.00	1.442E-01	0.00	3.51
		2.50	0.00	2.91	0.00	1.442E-01	0.00	1.376E-01
		3.75	0.00	2.91	0.00	1.442E-01	0.00	3.78
		5.00	0.00	2.91	0.00	1.442E-01	0.00	7.42

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 15
COLUMNA C4037
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4037	WILSON							
		0.00	1.996E-03	13.67	13.67	2.148E-01	19.77	19.77
		0.80	1.996E-03	13.67	13.67	2.148E-01	8.92	8.92
		1.60	1.996E-03	13.67	13.67	2.148E-01	2.68	2.68
		2.40	1.996E-03	13.67	13.67	2.148E-01	13.19	13.19
		3.20	1.996E-03	13.67	13.67	2.148E-01	24.08	24.08

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4037	+EX	0.00	1.251E-03	5.06	10.90	1.13	15.75	7.32
		0.80	1.251E-03	5.06	10.90	1.13	7.10	3.30
		1.60	1.251E-03	5.06	10.90	1.13	2.14	9.801E-01
		2.40	1.251E-03	5.06	10.90	1.13	10.52	4.87
		3.20	1.251E-03	5.06	10.90	1.13	19.20	8.90
C4037	-EX	0.00	1.270E-03	4.21	11.99	1.04	17.35	6.08
		0.80	1.270E-03	4.21	11.99	1.04	7.83	2.74
		1.60	1.270E-03	4.21	11.99	1.04	2.37	8.267E-01
		2.40	1.270E-03	4.21	11.99	1.04	11.58	4.06
		3.20	1.270E-03	4.21	11.99	1.04	21.13	7.41
C4037	+EY	0.00	1.279E-03	11.17	5.10	1.15	7.39	16.16
		0.80	1.279E-03	11.17	5.10	1.15	3.33	7.28
		1.60	1.279E-03	11.17	5.10	1.15	9.890E-01	2.19
		2.40	1.279E-03	11.17	5.10	1.15	4.92	10.79
		3.20	1.279E-03	11.17	5.10	1.15	8.99	19.69
C4037	-EY	0.00	1.299E-03	12.30	4.21	1.07	6.09	17.80
		0.80	1.299E-03	12.30	4.21	1.07	2.75	8.03
		1.60	1.299E-03	12.30	4.21	1.07	8.280E-01	2.43
		2.40	1.299E-03	12.30	4.21	1.07	4.07	11.87
		3.20	1.299E-03	12.30	4.21	1.07	7.42	21.67

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 15
VIGA 4033
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4033	WILSON							
		0.00	0.00	5.26	0.00	2.348E-02	0.00	13.16
		1.25	0.00	5.26	0.00	2.348E-02	0.00	6.58
		2.50	0.00	5.26	0.00	2.348E-02	0.00	4.818E-04
		3.75	0.00	5.26	0.00	2.348E-02	0.00	6.58
		5.00	0.00	5.26	0.00	2.348E-02	0.00	13.16

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4033	+EX	0.00	0.00	1.95	0.00	1.229E-01	0.00	4.87
		1.25	0.00	1.95	0.00	1.229E-01	0.00	2.44
		2.50	0.00	1.95	0.00	1.229E-01	0.00	1.776E-04
		3.75	0.00	1.95	0.00	1.229E-01	0.00	2.44
		5.00	0.00	1.95	0.00	1.229E-01	0.00	4.87
4033	-EX	0.00	0.00	1.62	0.00	1.141E-01	0.00	4.05
		1.25	0.00	1.62	0.00	1.141E-01	0.00	2.02
		2.50	0.00	1.62	0.00	1.141E-01	0.00	1.483E-04
		3.75	0.00	1.62	0.00	1.141E-01	0.00	2.03
		5.00	0.00	1.62	0.00	1.141E-01	0.00	4.05
4033	+EY	0.00	0.00	4.30	0.00	1.260E-01	0.00	10.75
		1.25	0.00	4.30	0.00	1.260E-01	0.00	5.38
		2.50	0.00	4.30	0.00	1.260E-01	0.00	3.934E-04
		3.75	0.00	4.30	0.00	1.260E-01	0.00	5.38
		5.00	0.00	4.30	0.00	1.260E-01	0.00	10.76
4033	-EY	0.00	0.00	4.74	0.00	1.170E-01	0.00	11.84
		1.25	0.00	4.74	0.00	1.170E-01	0.00	5.92
		2.50	0.00	4.74	0.00	1.170E-01	0.00	4.337E-04
		3.75	0.00	4.74	0.00	1.170E-01	0.00	5.92
		5.00	0.00	4.74	0.00	1.170E-01	0.00	11.84

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 15
VIGA 4140
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4140	WILSON							
		0.00	0.00	5.26	0.00	2.348E-02	0.00	13.16
		1.25	0.00	5.26	0.00	2.348E-02	0.00	6.58
		2.50	0.00	5.26	0.00	2.348E-02	0.00	4.818E-04
		3.75	0.00	5.26	0.00	2.348E-02	0.00	6.58
		5.00	0.00	5.26	0.00	2.348E-02	0.00	13.16

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4140	+EX	0.00	0.00	4.20	0.00	1.229E-01	0.00	10.49
		1.25	0.00	4.20	0.00	1.229E-01	0.00	5.24
		2.50	0.00	4.20	0.00	1.229E-01	0.00	3.837E-04
		3.75	0.00	4.20	0.00	1.229E-01	0.00	5.24
		5.00	0.00	4.20	0.00	1.229E-01	0.00	10.49
4140	-EX	0.00	0.00	4.62	0.00	1.141E-01	0.00	11.55
		1.25	0.00	4.62	0.00	1.141E-01	0.00	5.77
		2.50	0.00	4.62	0.00	1.141E-01	0.00	4.229E-04
		3.75	0.00	4.62	0.00	1.141E-01	0.00	5.78
		5.00	0.00	4.62	0.00	1.141E-01	0.00	11.55
4140	+EY	0.00	0.00	1.97	0.00	1.260E-01	0.00	4.92
		1.25	0.00	1.97	0.00	1.260E-01	0.00	2.46
		2.50	0.00	1.97	0.00	1.260E-01	0.00	1.793E-04
		3.75	0.00	1.97	0.00	1.260E-01	0.00	2.46
		5.00	0.00	1.97	0.00	1.260E-01	0.00	4.92
4140	-EY	0.00	0.00	1.62	0.00	1.170E-01	0.00	4.06
		1.25	0.00	1.62	0.00	1.170E-01	0.00	2.03
		2.50	0.00	1.62	0.00	1.170E-01	0.00	1.485E-04
		3.75	0.00	1.62	0.00	1.170E-01	0.00	2.03
		5.00	0.00	1.62	0.00	1.170E-01	0.00	4.06

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

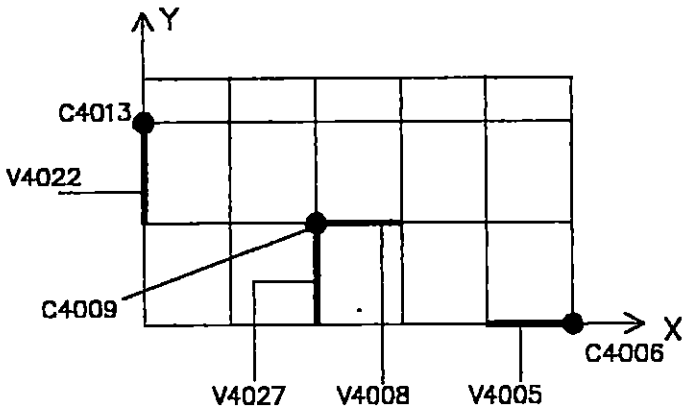


Figura A.9 Esquema de ubicación de los elementos analizados para el edificio 16

EDIFICIO 16
COLUMNA C4006
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4006	WILSON							
		0.00	23.63	6.04	6.84	4.826E-01	8.77	7.54
		0.80	23.63	6.04	6.84	4.826E-01	3.64	3.06
		1.60	23.63	6.04	6.84	4.826E-01	3.10	2.94
		2.40	23.63	6.04	6.84	4.826E-01	8.11	7.40
		3.20	23.63	6.04	6.84	4.826E-01	13.48	12.15

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4006	+EX	0.00	20.78	2.48	9.00	2.09	11.51	3.07
		0.80	20.78	2.48	9.00	2.09	4.81	1.22
		1.60	20.78	2.48	9.00	2.09	4.19	1.20
		2.40	20.78	2.48	9.00	2.09	10.75	3.05
		3.20	20.78	2.48	9.00	2.09	17.82	5.00
C4006	-EX	0.00	14.01	2.56	5.09	2.09	6.22	3.19
		0.80	14.01	2.56	5.09	2.09	2.17	1.27
		1.60	14.01	2.56	5.09	2.09	1.98	1.20
		2.40	14.01	2.56	5.09	2.09	6.02	3.10
		3.20	14.01	2.56	5.09	2.09	10.09	5.11
C4006	+EY	0.00	16.32	5.27	3.13	1.13	4.09	6.31
		0.80	16.32	5.27	3.13	1.13	1.81	2.19
		1.60	16.32	5.27	3.13	1.13	1.55	2.30
		2.40	16.32	5.27	3.13	1.13	3.75	6.43
		3.20	16.32	5.27	3.13	1.13	6.18	10.62
C4006	-EY	0.00	13.90	5.61	4.08	1.71	5.18	6.94
		0.80	13.90	5.61	4.08	1.71	2.16	2.75
		1.60	13.90	5.61	4.08	1.71	1.94	2.68
		2.40	13.90	5.61	4.08	1.71	4.92	6.86
		3.20	13.90	5.61	4.08	1.71	8.12	11.28

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 16
COLUMNA C4013
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4013	WILSON							
		0.00	25.05	6.44	6.85	4.826E-01	8.78	8.14
		0.80	25.05	6.44	6.85	4.826E-01	3.65	3.18
		1.60	25.05	6.44	6.85	4.826E-01	3.10	2.63
		2.40	25.05	6.44	6.85	4.826E-01	8.12	7.54
		3.20	25.05	6.44	6.85	4.826E-01	13.50	12.64

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4013	+EX	0.00	14.30	2.65	5.13	2.09	6.28	3.42
		0.80	14.30	2.65	5.13	2.09	2.20	1.39
		1.60	14.30	2.65	5.13	2.09	1.98	1.08
		2.40	14.30	2.65	5.13	2.09	6.05	3.06
		3.20	14.30	2.65	5.13	2.09	10.15	5.15
C4013	-EX	0.00	20.85	2.57	9.12	2.09	11.70	3.30
		0.80	20.85	2.57	9.12	2.09	4.89	1.34
		1.60	20.85	2.57	9.12	2.09	4.18	1.09
		2.40	20.85	2.57	9.12	2.09	10.84	3.01
		3.20	20.85	2.57	9.12	2.09	18.01	5.04
C4013	+EY	0.00	15.44	6.28	3.19	1.13	4.18	8.03
		0.80	15.44	6.28	3.19	1.13	1.85	3.24
		1.60	15.44	6.28	3.19	1.13	1.55	2.66
		2.40	15.44	6.28	3.19	1.13	3.79	7.36
		3.20	15.44	6.28	3.19	1.13	6.27	12.32
C4013	-EY	0.00	17.21	5.45	4.18	1.71	5.35	6.77
		0.80	17.21	5.45	4.18	1.71	2.23	2.47
		1.60	17.21	5.45	4.18	1.71	1.94	2.08
		2.40	17.21	5.45	4.18	1.71	5.00	6.37
		3.20	17.21	5.45	4.18	1.71	8.28	10.72

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 16
VIGA 4005
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4005	WILSON							
		0.00	0.00	5.18	0.00	6.663E-02	0.00	12.68
		1.25	0.00	5.18	0.00	6.663E-02	0.00	6.21
		2.50	0.00	5.18	0.00	6.663E-02	0.00	2.616E-01
		3.75	0.00	5.18	0.00	6.663E-02	0.00	6.73
		5.00	0.00	5.18	0.00	6.663E-02	0.00	13.20

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4005	+EX	0.00	0.00	2.19	0.00	2.799E-01	0.00	5.36
		1.25	0.00	2.19	0.00	2.799E-01	0.00	2.63
		2.50	0.00	2.19	0.00	2.799E-01	0.00	1.117E-01
		3.75	0.00	2.19	0.00	2.799E-01	0.00	2.85
		5.00	0.00	2.19	0.00	2.799E-01	0.00	5.59
4005	-EX	0.00	0.00	2.21	0.00	2.623E-01	0.00	5.43
		1.25	0.00	2.21	0.00	2.623E-01	0.00	2.66
		2.50	0.00	2.21	0.00	2.623E-01	0.00	1.089E-01
		3.75	0.00	2.21	0.00	2.623E-01	0.00	2.88
		5.00	0.00	2.21	0.00	2.623E-01	0.00	5.64
4005	+EY	0.00	0.00	4.49	0.00	1.478E-01	0.00	11.00
		1.25	0.00	4.49	0.00	1.478E-01	0.00	5.39
		2.50	0.00	4.49	0.00	1.478E-01	0.00	2.269E-01
		3.75	0.00	4.49	0.00	1.478E-01	0.00	5.84
		5.00	0.00	4.49	0.00	1.478E-01	0.00	11.45
4005	-EY	0.00	0.00	4.82	0.00	2.223E-01	0.00	11.82
		1.25	0.00	4.82	0.00	2.223E-01	0.00	5.79
		2.50	0.00	4.82	0.00	2.223E-01	0.00	2.433E-01
		3.75	0.00	4.82	0.00	2.223E-01	0.00	6.27
		5.00	0.00	4.82	0.00	2.223E-01	0.00	12.30

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 16
VIGA 4022
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4022	WILSON							
		0.00	0.00	5.89	0.00	5.983E-02	0.00	14.42
		1.25	0.00	5.89	0.00	5.983E-02	0.00	7.07
		2.50	0.00	5.89	0.00	5.983E-02	0.00	2.930E-01
		3.75	0.00	5.89	0.00	5.983E-02	0.00	7.65
		5.00	0.00	5.89	0.00	5.983E-02	0.00	15.01

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4022	+EX	0.00	0.00	4.37	0.00	2.591E-01	0.00	10.70
		1.25	0.00	4.37	0.00	2.591E-01	0.00	5.24
		2.50	0.00	4.37	0.00	2.591E-01	0.00	2.151E-01
		3.75	0.00	4.37	0.00	2.591E-01	0.00	5.67
		5.00	0.00	4.37	0.00	2.591E-01	0.00	11.13
4022	-EX	0.00	0.00	7.77	0.00	2.612E-01	0.00	19.05
		1.25	0.00	7.77	0.00	2.612E-01	0.00	9.34
		2.50	0.00	7.77	0.00	2.612E-01	0.00	3.781E-01
		3.75	0.00	7.77	0.00	2.612E-01	0.00	10.09
		5.00	0.00	7.77	0.00	2.612E-01	0.00	19.80
4022	+EY	0.00	0.00	2.70	0.00	1.433E-01	0.00	6.61
		1.25	0.00	2.70	0.00	1.433E-01	0.00	3.24
		2.50	0.00	2.70	0.00	1.433E-01	0.00	1.295E-01
		3.75	0.00	2.70	0.00	1.433E-01	0.00	3.50
		5.00	0.00	2.70	0.00	1.433E-01	0.00	6.87
4022	-EY	0.00	0.00	3.55	0.00	2.122E-01	0.00	8.70
		1.25	0.00	3.55	0.00	2.122E-01	0.00	4.26
		2.50	0.00	3.55	0.00	2.122E-01	0.00	1.695E-01
		3.75	0.00	3.55	0.00	2.122E-01	0.00	4.60
		5.00	0.00	3.55	0.00	2.122E-01	0.00	9.04

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 16
COLUMNA C4009
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4009	WILSON							
		0.00	5.620E-02	12.74	14.42	4.826E-01	21.13	18.42
		0.80	5.620E-02	12.74	14.42	4.826E-01	9.66	8.28
		1.60	5.620E-02	12.74	14.42	4.826E-01	2.56	2.41
		2.40	5.620E-02	12.74	14.42	4.826E-01	13.64	12.28
		3.20	5.620E-02	12.74	14.42	4.826E-01	25.14	22.44

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4009	+EX	0.00	1.630E-02	3.70	11.65	2.09	17.02	5.35
		0.80	1.630E-02	3.70	11.65	2.09	7.75	2.41
		1.60	1.630E-02	3.70	11.65	2.09	1.97	7.063E-01
		2.40	1.630E-02	3.70	11.65	2.09	11.02	3.56
		3.20	1.630E-02	3.70	11.65	2.09	20.32	6.51
C4009	-EX	0.00	1.630E-02	3.70	13.61	2.09	19.92	5.35
		0.80	1.630E-02	3.70	13.61	2.09	9.09	2.41
		1.60	1.630E-02	3.70	13.61	2.09	2.41	7.063E-01
		2.40	1.630E-02	3.70	13.61	2.09	12.89	3.56
		3.20	1.630E-02	3.70	13.61	2.09	23.75	6.51
C4009	+EY	0.00	5.154E-02	11.61	4.44	1.13	6.50	16.74
		0.80	5.154E-02	11.61	4.44	1.13	2.97	7.49
		1.60	5.154E-02	11.61	4.44	1.13	7.958E-01	2.11
		2.40	5.154E-02	11.61	4.44	1.13	4.20	11.20
		3.20	5.154E-02	11.61	4.44	1.13	7.74	20.48
C4009	-EY	0.00	4.817E-02	10.96	4.58	1.71	6.70	15.79
		0.80	4.817E-02	10.96	4.58	1.71	3.06	7.06
		1.60	4.817E-02	10.96	4.58	1.71	8.194E-01	1.99
		2.40	4.817E-02	10.96	4.58	1.71	4.34	10.57
		3.20	4.817E-02	10.96	4.58	1.71	7.99	19.32

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLCGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 16
VIGA 4008
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4008	WILSON							
		0.00	0.00	4.84	0.00	5.338E-02	0.00	12.10
		1.25	0.00	4.84	0.00	5.338E-02	0.00	6.05
		2.50	0.00	4.84	0.00	5.338E-02	0.00	4.309E-06
		3.75	0.00	4.84	0.00	5.338E-02	0.00	6.05
		5.00	0.00	4.84	0.00	5.338E-02	0.00	12.10

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4008	+EX	0.00	0.00	1.41	0.00	2.281E-01	0.00	3.51
		1.25	0.00	1.41	0.00	2.281E-01	0.00	1.76
		2.50	0.00	1.41	0.00	2.281E-01	0.00	3.743E-06
		3.75	0.00	1.41	0.00	2.281E-01	0.00	1.76
		5.00	0.00	1.41	0.00	2.281E-01	0.00	3.51
4008	-EX	0.00	0.00	1.41	0.00	2.281E-01	0.00	3.51
		1.25	0.00	1.41	0.00	2.281E-01	0.00	1.76
		2.50	0.00	1.41	0.00	2.281E-01	0.00	3.743E-06
		3.75	0.00	1.41	0.00	2.281E-01	0.00	1.76
		5.00	0.00	1.41	0.00	2.281E-01	0.00	3.51
4008	+EY	0.00	0.00	4.41	0.00	1.247E-01	0.00	11.01
		1.25	0.00	4.41	0.00	1.247E-01	0.00	5.51
		2.50	0.00	4.41	0.00	1.247E-01	0.00	1.293E-06
		3.75	0.00	4.41	0.00	1.247E-01	0.00	5.51
		5.00	0.00	4.41	0.00	1.247E-01	0.00	11.01
4008	-EY	0.00	0.00	4.16	0.00	1.868E-01	0.00	10.39
		1.25	0.00	4.16	0.00	1.868E-01	0.00	5.19
		2.50	0.00	4.16	0.00	1.868E-01	0.00	1.293E-06
		3.75	0.00	4.16	0.00	1.868E-01	0.00	5.19
		5.00	0.00	4.16	0.00	1.868E-01	0.00	10.39

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 16
VIGA 4027
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4027	WILSON							
		0.00	0.00	5.61	0.00	7.030E-02	0.00	14.36
		1.25	0.00	5.61	0.00	7.030E-02	0.00	7.35
		2.50	0.00	5.61	0.00	7.030E-02	0.00	3.313E-01
		3.75	0.00	5.61	0.00	7.030E-02	0.00	6.69
		5.00	0.00	5.61	0.00	7.030E-02	0.00	13.70

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4027	+EX	0.00	0.00	4.53	0.00	2.358E-01	0.00	11.59
		1.25	0.00	4.53	0.00	2.358E-01	0.00	5.93
		2.50	0.00	4.53	0.00	2.358E-01	0.00	2.672E-01
		3.75	0.00	4.53	0.00	2.358E-01	0.00	5.39
		5.00	0.00	4.53	0.00	2.358E-01	0.00	11.05
4027	-EX	0.00	0.00	5.29	0.00	2.358E-01	0.00	13.55
		1.25	0.00	5.29	0.00	2.358E-01	0.00	6.93
		2.50	0.00	5.29	0.00	2.358E-01	0.00	3.124E-01
		3.75	0.00	5.29	0.00	2.358E-01	0.00	6.31
		5.00	0.00	5.29	0.00	2.358E-01	0.00	12.92
4027	+EY	0.00	0.00	1.73	0.00	1.250E-01	0.00	4.42
		1.25	0.00	1.73	0.00	1.250E-01	0.00	2.26
		2.50	0.00	1.73	0.00	1.250E-01	0.00	1.020E-01
		3.75	0.00	1.73	0.00	1.250E-01	0.00	2.06
		5.00	0.00	1.73	0.00	1.250E-01	0.00	4.22
4027	-EY	0.00	0.00	1.78	0.00	2.008E-01	0.00	4.56
		1.25	0.00	1.78	0.00	2.008E-01	0.00	2.33
		2.50	0.00	1.78	0.00	2.008E-01	0.00	1.051E-01
		3.75	0.00	1.78	0.00	2.008E-01	0.00	2.12
		5.00	0.00	1.78	0.00	2.008E-01	0.00	4.35

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

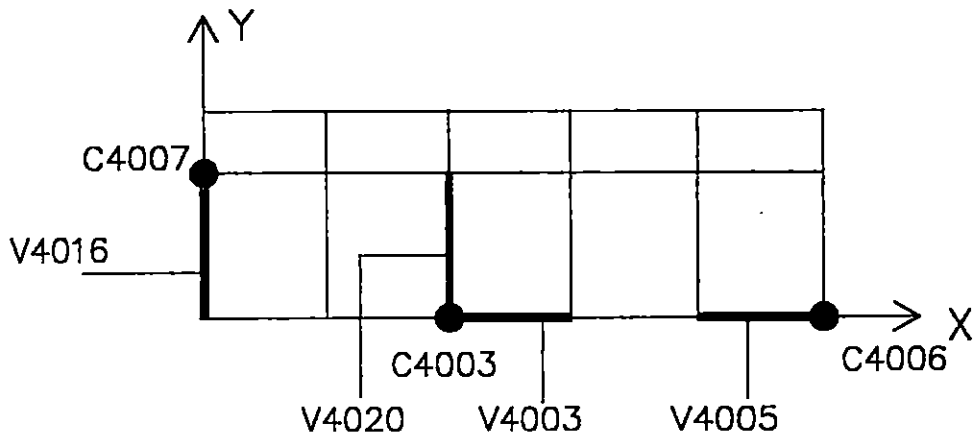


Figura A.10 Esquema de ubicación de los elementos analizados para el edificio 18

EDIFICIO 18
COLUMNA C4006
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4006	WILSON							
		0.00	27.39	5.96	8.03	1.287E-01	11.23	7.85
		0.80	27.39	5.96	8.03	1.287E-01	4.95	3.20
		1.60	27.39	5.96	8.03	1.287E-01	2.30	2.07
		2.40	27.39	5.96	8.03	1.287E-01	8.28	6.62
		3.20	27.39	5.96	8.03	1.287E-01	14.63	11.35

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4006	+EX	0.00	27.82	1.95	10.99	1.93	15.29	2.61
		0.80	27.82	1.95	10.99	1.93	6.70	1.09
		1.60	27.82	1.95	10.99	1.93	3.28	6.526E-01
		2.40	27.82	1.95	10.99	1.93	11.45	2.13
		3.20	27.82	1.95	10.99	1.93	20.15	3.67
C4006	-EX	0.00	16.59	2.01	5.89	1.93	8.20	2.70
		0.80	16.59	2.01	5.89	1.93	3.58	1.13
		1.60	16.59	2.01	5.89	1.93	1.70	6.508E-01
		2.40	16.59	2.01	5.89	1.93	6.12	2.17
		3.20	16.59	2.01	5.89	1.93	10.79	3.76
C4006	+EY	0.00	16.14	4.87	3.20	7.611E-01	4.45	6.42
		0.80	16.14	4.87	3.20	7.611E-01	1.94	2.62
		1.60	16.14	4.87	3.20	7.611E-01	9.294E-01	1.70
		2.40	16.14	4.87	3.20	7.611E-01	3.33	5.42
		3.20	16.14	4.87	3.20	7.611E-01	5.87	9.28
C4006	-EY	0.00	13.97	5.19	2.86	5.672E-01	3.98	6.84
		0.80	13.97	5.19	2.86	5.672E-01	1.74	2.79
		1.60	13.97	5.19	2.86	5.672E-01	8.459E-01	1.79
		2.40	13.97	5.19	2.86	5.672E-01	2.98	5.76
		3.20	13.97	5.19	2.86	5.672E-01	5.25	9.88

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 18
COLUMNA C4007
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4007	WILSON							
		0.00	27.71	6.69	8.03	1.287E-01	11.25	9.04
		0.80	27.71	6.69	8.03	1.287E-01	4.96	3.78
		1.60	27.71	6.69	8.03	1.287E-01	2.30	2.02
		2.40	27.71	6.69	8.03	1.287E-01	8.28	7.15
		3.20	27.71	6.69	8.03	1.287E-01	14.65	12.47

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4007	+EX	0.00	16.74	2.13	5.93	1.93	8.26	2.94
		0.80	16.74	2.13	5.93	1.93	3.61	1.26
		1.60	16.74	2.13	5.93	1.93	1.70	5.976E-01
		2.40	16.74	2.13	5.93	1.93	6.15	2.22
		3.20	16.74	2.13	5.93	1.93	10.85	3.91
C4007	-EX	0.00	27.89	2.07	11.12	1.93	15.50	2.84
		0.80	27.89	2.07	11.12	1.93	6.81	1.21
		1.60	27.89	2.07	11.12	1.93	3.27	5.990E-01
		2.40	27.89	2.07	11.12	1.93	11.55	2.18
		3.20	27.89	2.07	11.12	1.93	20.36	3.82
C4007	+EY	0.00	16.50	5.53	2.87	5.672E-01	4.00	7.47
		0.80	16.50	5.53	2.87	5.672E-01	1.75	3.12
		1.60	16.50	5.53	2.87	5.672E-01	8.456E-01	1.68
		2.40	16.50	5.53	2.87	5.672E-01	2.99	5.92
		3.20	16.50	5.53	2.87	5.672E-01	5.26	10.31
C4007	-EY	0.00	14.55	5.74	3.27	7.611E-01	4.55	7.77
		0.80	14.55	5.74	3.27	7.611E-01	1.99	3.25
		1.60	14.55	5.74	3.27	7.611E-01	9.260E-01	1.72
		2.40	14.55	5.74	3.27	7.611E-01	3.38	6.12
		3.20	14.55	5.74	3.27	7.611E-01	5.97	10.69

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 18
VIGA 4005
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4005	WILSON							
		0.00	0.00	5.51	0.00	3.600E-02	0.00	13.38
		1.25	0.00	5.51	0.00	3.600E-02	0.00	6.49
		2.50	0.00	5.51	0.00	3.600E-02	0.00	3.954E-01
		3.75	0.00	5.51	0.00	3.600E-02	0.00	7.28
		5.00	0.00	5.51	0.00	3.600E-02	0.00	14.17

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4005	+EX	0.00	0.00	1.84	0.00	4.192E-01	0.00	4.46
		1.25	0.00	1.84	0.00	4.192E-01	0.00	2.16
		2.50	0.00	1.84	0.00	4.192E-01	0.00	1.325E-01
		3.75	0.00	1.84	0.00	4.192E-01	0.00	2.43
		5.00	0.00	1.84	0.00	4.192E-01	0.00	4.73
4005	-EX	0.00	0.00	1.86	0.00	3.949E-01	0.00	4.53
		1.25	0.00	1.86	0.00	3.949E-01	0.00	2.20
		2.50	0.00	1.86	0.00	3.949E-01	0.00	1.294E-01
		3.75	0.00	1.86	0.00	3.949E-01	0.00	2.46
		5.00	0.00	1.86	0.00	3.949E-01	0.00	4.79
4005	+EY	0.00	0.00	4.80	0.00	1.200E-01	0.00	11.66
		1.25	0.00	4.80	0.00	1.200E-01	0.00	5.66
		2.50	0.00	4.80	0.00	1.200E-01	0.00	3.444E-01
		3.75	0.00	4.80	0.00	1.200E-01	0.00	6.35
		5.00	0.00	4.80	0.00	1.200E-01	0.00	12.35
4005	-EY	0.00	0.00	4.50	0.00	1.597E-01	0.00	10.93
		1.25	0.00	4.50	0.00	1.597E-01	0.00	5.30
		2.50	0.00	4.50	0.00	1.597E-01	0.00	3.233E-01
		3.75	0.00	4.50	0.00	1.597E-01	0.00	5.95
		5.00	0.00	4.50	0.00	1.597E-01	0.00	11.58

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 18
VIGA 4016
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4016	WILSON							
		0.00	0.00	7.69	0.00	2.946E-02	0.00	19.23
		1.25	0.00	7.69	0.00	2.946E-02	0.00	9.62
		2.50	0.00	7.69	0.00	2.946E-02	0.00	8.478E-03
		3.75	0.00	7.69	0.00	2.946E-02	0.00	9.62
		5.00	0.00	7.69	0.00	2.946E-02	0.00	19.23

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4016	+EX	0.00	0.00	5.63	0.00	3.861E-01	0.00	14.09
		1.25	0.00	5.63	0.00	3.861E-01	0.00	7.05
		2.50	0.00	5.63	0.00	3.861E-01	0.00	1.202E-02
		3.75	0.00	5.63	0.00	3.861E-01	0.00	7.04
		5.00	0.00	5.63	0.00	3.861E-01	0.00	14.08
4016	-EX	0.00	0.00	10.49	0.00	3.925E-01	0.00	26.24
		1.25	0.00	10.49	0.00	3.925E-01	0.00	13.12
		2.50	0.00	10.49	0.00	3.925E-01	0.00	1.236E-02
		3.75	0.00	10.49	0.00	3.925E-01	0.00	13.10
		5.00	0.00	10.49	0.00	3.925E-01	0.00	26.22
4016	+EY	0.00	0.00	2.74	0.00	1.212E-01	0.00	6.85
		1.25	0.00	2.74	0.00	1.212E-01	0.00	3.43
		2.50	0.00	2.74	0.00	1.212E-01	0.00	6.651E-03
		3.75	0.00	2.74	0.00	1.212E-01	0.00	3.42
		5.00	0.00	2.74	0.00	1.212E-01	0.00	6.85
4016	-EY	0.00	0.00	3.05	0.00	1.486E-01	0.00	7.63
		1.25	0.00	3.05	0.00	1.486E-01	0.00	3.82
		2.50	0.00	3.05	0.00	1.486E-01	0.00	9.474E-03
		3.75	0.00	3.05	0.00	1.486E-01	0.00	3.81
		5.00	0.00	3.05	0.00	1.486E-01	0.00	7.62

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 18
COLUMNA C4003
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4003	WILSON							
		0.00	24.44	11.14	8.79	1.287E-01	12.48	16.33
		0.80	24.44	11.14	8.79	1.287E-01	5.57	7.45
		1.60	24.44	11.14	8.79	1.287E-01	2.25	1.78
		2.40	24.44	11.14	8.79	1.287E-01	8.83	10.48
		3.20	24.44	11.14	8.79	1.287E-01	15.80	19.38

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4003	+EX	0.00	19.80	3.68	7.10	1.93	10.09	5.43
		0.80	19.80	3.68	7.10	1.93	4.50	2.50
		1.60	19.80	3.68	7.10	1.93	1.80	5.639E-01
		2.40	19.80	3.68	7.10	1.93	7.12	3.43
		3.20	19.80	3.68	7.10	1.93	12.75	6.37
C4003	-EX	0.00	23.27	3.68	8.40	1.93	11.91	5.43
		0.80	23.27	3.68	8.40	1.93	5.31	2.50
		1.60	23.27	3.68	8.40	1.93	2.18	5.638E-01
		2.40	23.27	3.68	8.40	1.93	8.46	3.43
		3.20	23.27	3.68	8.40	1.93	15.12	6.37
C4003	+EY	0.00	7.39	9.71	2.66	5.672E-01	3.77	14.23
		0.80	7.39	9.71	2.66	5.672E-01	1.68	6.49
		1.60	7.39	9.71	2.66	5.672E-01	6.810E-01	1.54
		2.40	7.39	9.71	2.66	5.672E-01	2.67	9.12
		3.20	7.39	9.71	2.66	5.672E-01	4.78	16.87
C4003	-EY	0.00	7.43	9.11	2.67	7.611E-01	3.80	13.35
		0.80	7.43	9.11	2.67	7.611E-01	1.69	6.09
		1.60	7.43	9.11	2.67	7.611E-01	6.852E-01	1.47
		2.40	7.43	9.11	2.67	7.611E-01	2.69	8.57
		3.20	7.43	9.11	2.67	7.611E-01	4.81	15.85

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 18
VIGA 4003
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4003	WILSON							
		0.00	0.00	5.46	0.00	2.647E-02	0.00	13.65
		1.25	0.00	5.46	0.00	2.647E-02	0.00	6.83
		2.50	0.00	5.46	0.00	2.647E-02	0.00	7.558E-05
		3.75	0.00	5.46	0.00	2.647E-02	0.00	6.83
		5.00	0.00	5.46	0.00	2.647E-02	0.00	13.65

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4003	+EX	0.00	0.00	1.85	0.00	3.960E-01	0.00	4.62
		1.25	0.00	1.85	0.00	3.960E-01	0.00	2.31
		2.50	0.00	1.85	0.00	3.960E-01	0.00	6.614E-05
		3.75	0.00	1.85	0.00	3.960E-01	0.00	2.31
		5.00	0.00	1.85	0.00	3.960E-01	0.00	4.62
4003	-EX	0.00	0.00	1.85	0.00	3.960E-01	0.00	4.62
		1.25	0.00	1.85	0.00	3.960E-01	0.00	2.31
		2.50	0.00	1.85	0.00	3.960E-01	0.00	6.614E-05
		3.75	0.00	1.85	0.00	3.960E-01	0.00	2.31
		5.00	0.00	1.85	0.00	3.960E-01	0.00	4.62
4003	+EY	0.00	0.00	4.76	0.00	1.160E-01	0.00	11.91
		1.25	0.00	4.76	0.00	1.160E-01	0.00	5.95
		2.50	0.00	4.76	0.00	1.160E-01	0.00	2.267E-05
		3.75	0.00	4.76	0.00	1.160E-01	0.00	5.95
		5.00	0.00	4.76	0.00	1.160E-01	0.00	11.91
4003	-EY	0.00	0.00	4.46	0.00	1.559E-01	0.00	11.15
		1.25	0.00	4.46	0.00	1.559E-01	0.00	5.57
		2.50	0.00	4.46	0.00	1.559E-01	0.00	2.267E-05
		3.75	0.00	4.46	0.00	1.559E-01	0.00	5.57
		5.00	0.00	4.46	0.00	1.559E-01	0.00	11.15

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 18
VIGA 4020
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4020	WILSON							
		0.00	0.00	7.44	0.00	2.813E-02	0.00	18.60
		1.25	0.00	7.44	0.00	2.813E-02	0.00	9.30
		2.50	0.00	7.44	0.00	2.813E-02	0.00	3.775E-04
		3.75	0.00	7.44	0.00	2.813E-02	0.00	9.30
		5.00	0.00	7.44	0.00	2.813E-02	0.00	18.60

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4020	+EX	0.00	0.00	6.01	0.00	3.243E-01	0.00	15.03
		1.25	0.00	6.01	0.00	3.243E-01	0.00	7.52
		2.50	0.00	6.01	0.00	3.243E-01	0.00	1.286E-04
		3.75	0.00	6.01	0.00	3.243E-01	0.00	7.52
		5.00	0.00	6.01	0.00	3.243E-01	0.00	15.03
4020	-EX	0.00	0.00	7.10	0.00	3.243E-01	0.00	17.76
		1.25	0.00	7.10	0.00	3.243E-01	0.00	8.88
		2.50	0.00	7.10	0.00	3.243E-01	0.00	1.805E-04
		3.75	0.00	7.10	0.00	3.243E-01	0.00	8.88
		5.00	0.00	7.10	0.00	3.243E-01	0.00	17.76
4020	+EY	0.00	0.00	2.25	0.00	1.039E-01	0.00	5.62
		1.25	0.00	2.25	0.00	1.039E-01	0.00	2.81
		2.50	0.00	2.25	0.00	1.039E-01	0.00	3.030E-04
		3.75	0.00	2.25	0.00	1.039E-01	0.00	2.81
		5.00	0.00	2.25	0.00	1.039E-01	0.00	5.62
4020	-EY	0.00	0.00	2.26	0.00	1.228E-01	0.00	5.66
		1.25	0.00	2.26	0.00	1.228E-01	0.00	2.83
		2.50	0.00	2.26	0.00	1.228E-01	0.00	3.243E-04
		3.75	0.00	2.26	0.00	1.228E-01	0.00	2.83
		5.00	0.00	2.26	0.00	1.228E-01	0.00	5.66

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

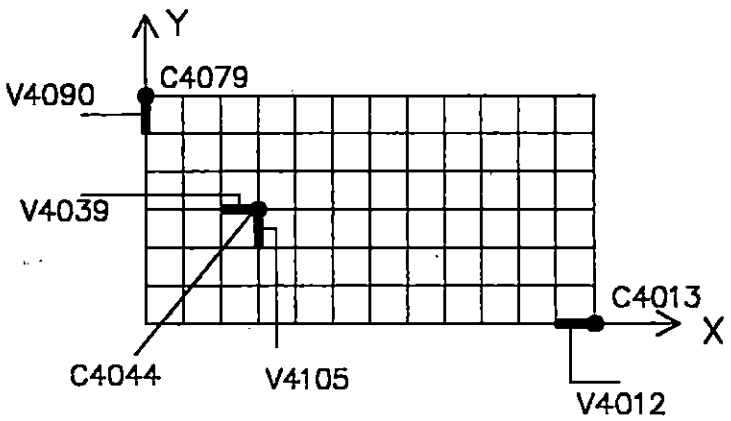


Figura A.11 Esquema de ubicación de los elementos analizados para el edificio 20

EDIFICIO 20
COLUMNA C4013
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4013	WILSON							
		0.00	23.09	6.33	6.59	6.301E-06	8.15	7.71
		0.80	23.09	6.33	6.59	6.301E-06	3.27	3.03
		1.60	23.09	6.33	6.59	6.301E-06	3.25	3.20
		2.40	23.09	6.33	6.59	6.301E-06	8.12	7.91
		3.20	23.09	6.33	6.59	6.301E-06	13.30	12.89

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4013	+EX	0.00	17.85	3.21	8.81	1.08	10.92	3.91
		0.80	17.85	3.21	8.81	1.08	4.44	1.56
		1.60	17.85	3.21	8.81	1.08	4.40	1.64
		2.40	17.85	3.21	8.81	1.08	10.88	4.02
		3.20	17.85	3.21	8.81	1.08	17.79	6.54
C4013	-EX	0.00	13.93	3.25	6.21	1.08	7.59	3.99
		0.80	13.93	3.25	6.21	1.08	2.96	1.59
		1.60	13.93	3.25	6.21	1.08	3.06	1.64
		2.40	13.93	3.25	6.21	1.08	7.70	4.05
		3.20	13.93	3.25	6.21	1.08	12.60	6.61
C4013	+EY	0.00	16.96	5.50	4.30	7.615E-01	5.30	6.69
		0.80	16.96	5.50	4.30	7.615E-01	2.11	2.61
		1.60	16.96	5.50	4.30	7.615E-01	2.11	2.77
		2.40	16.96	5.50	4.30	7.615E-01	5.30	6.87
		3.20	16.96	5.50	4.30	7.615E-01	8.69	11.21
C4013	-EY	0.00	14.74	6.43	4.26	7.615E-01	5.23	7.88
		0.80	14.74	6.43	4.26	7.615E-01	2.08	3.15
		1.60	14.74	6.43	4.26	7.615E-01	2.12	3.25
		2.40	14.74	6.43	4.26	7.615E-01	5.28	8.01
		3.20	14.74	6.43	4.26	7.615E-01	8.63	13.06

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 20
COLUMNA C4079
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4079	WILSON							
		0.00	23.09	6.33	6.59	6.301E-06	8.15	7.71
		0.80	23.09	6.33	6.59	6.301E-06	3.27	3.03
		1.60	23.09	6.33	6.59	6.301E-06	3.25	3.20
		2.40	23.09	6.33	6.59	6.301E-06	8.12	7.91
		3.20	23.09	6.33	6.59	6.301E-06	13.30	12.89

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4079	+EX	0.00	13.93	3.25	6.21	1.08	7.59	3.99
		0.80	13.93	3.25	6.21	1.08	2.96	1.59
		1.60	13.93	3.25	6.21	1.08	3.06	1.64
		2.40	13.93	3.25	6.21	1.08	7.70	4.05
		3.20	13.93	3.25	6.21	1.08	12.60	6.61
C4079	-EX	0.00	17.85	3.21	8.81	1.08	10.92	3.91
		0.80	17.85	3.21	8.81	1.08	4.44	1.56
		1.60	17.85	3.21	8.81	1.08	4.40	1.64
		2.40	17.85	3.21	8.81	1.08	10.88	4.02
		3.20	17.85	3.21	8.81	1.08	17.79	6.54
C4079	+EY	0.00	14.74	6.43	4.26	7.615E-01	5.23	7.88
		0.80	14.74	6.43	4.26	7.615E-01	2.08	3.15
		1.60	14.74	6.43	4.26	7.615E-01	2.12	3.25
		2.40	14.74	6.43	4.26	7.615E-01	5.27	8.01
		3.20	14.74	6.43	4.26	7.615E-01	8.62	13.06
C4079	-EY	0.00	16.96	5.50	4.30	7.615E-01	5.30	6.69
		0.80	16.96	5.50	4.30	7.615E-01	2.11	2.61
		1.60	16.96	5.50	4.30	7.615E-01	2.11	2.77
		2.40	16.96	5.50	4.30	7.615E-01	5.31	6.87
		3.20	16.96	5.50	4.30	7.615E-01	8.69	11.21

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 20
VIGA 4012
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4012	WILSON							
		0.00	0.00	5.36	0.00	1.700E-02	0.00	13.14
		1.25	0.00	5.36	0.00	1.700E-02	0.00	6.44
		2.50	0.00	5.36	0.00	1.700E-02	0.00	2.514E-01
		3.75	0.00	5.36	0.00	1.700E-02	0.00	6.95
		5.00	0.00	5.36	0.00	1.700E-02	0.00	13.64

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4012	+EX	0.00	0.00	2.78	0.00	1.525E-01	0.00	6.81
		1.25	0.00	2.78	0.00	1.525E-01	0.00	3.34
		2.50	0.00	2.78	0.00	1.525E-01	0.00	1.332E-01
		3.75	0.00	2.78	0.00	1.525E-01	0.00	3.60
		5.00	0.00	2.78	0.00	1.525E-01	0.00	7.07
4012	-EX	0.00	0.00	2.79	0.00	1.434E-01	0.00	6.85
		1.25	0.00	2.79	0.00	1.434E-01	0.00	3.36
		2.50	0.00	2.79	0.00	1.434E-01	0.00	1.315E-01
		3.75	0.00	2.79	0.00	1.434E-01	0.00	3.62
		5.00	0.00	2.79	0.00	1.434E-01	0.00	7.11
4012	+EY	0.00	0.00	4.66	0.00	1.037E-01	0.00	11.42
		1.25	0.00	4.66	0.00	1.037E-01	0.00	5.60
		2.50	0.00	4.66	0.00	1.037E-01	0.00	2.187E-01
		3.75	0.00	4.66	0.00	1.037E-01	0.00	6.04
		5.00	0.00	4.66	0.00	1.037E-01	0.00	11.86
4012	-EY	0.00	0.00	5.44	0.00	1.046E-01	0.00	13.35
		1.25	0.00	5.44	0.00	1.046E-01	0.00	6.55
		2.50	0.00	5.44	0.00	1.046E-01	0.00	2.563E-01
		3.75	0.00	5.44	0.00	1.046E-01	0.00	7.06
		5.00	0.00	5.44	0.00	1.046E-01	0.00	13.86

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 20
VIGA 4090
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4090	WILSON							
		0.00	0.00	5.58	0.00	1.630E-02	0.00	13.69
		1.25	0.00	5.58	0.00	1.630E-02	0.00	6.71
		2.50	0.00	5.58	0.00	1.630E-02	0.00	2.623E-01
		3.75	0.00	5.58	0.00	1.630E-02	0.00	7.24
		5.00	0.00	5.58	0.00	1.630E-02	0.00	14.21

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4090	+EX	0.00	0.00	5.30	0.00	1.408E-01	0.00	13.01
		1.25	0.00	5.30	0.00	1.408E-01	0.00	6.38
		2.50	0.00	5.30	0.00	1.408E-01	0.00	2.491E-01
		3.75	0.00	5.30	0.00	1.408E-01	0.00	6.88
		5.00	0.00	5.30	0.00	1.408E-01	0.00	13.51
4090	-EX	0.00	0.00	7.48	0.00	1.418E-01	0.00	18.36
		1.25	0.00	7.48	0.00	1.418E-01	0.00	9.00
		2.50	0.00	7.48	0.00	1.418E-01	0.00	3.516E-01
		3.75	0.00	7.48	0.00	1.418E-01	0.00	9.70
		5.00	0.00	7.48	0.00	1.418E-01	0.00	19.06
4090	+EY	0.00	0.00	3.64	0.00	1.043E-01	0.00	8.92
		1.25	0.00	3.64	0.00	1.043E-01	0.00	4.37
		2.50	0.00	3.64	0.00	1.043E-01	0.00	1.718E-01
		3.75	0.00	3.64	0.00	1.043E-01	0.00	4.72
		5.00	0.00	3.64	0.00	1.043E-01	0.00	9.26
4090	-EY	0.00	0.00	3.65	0.00	9.699E-02	0.00	8.95
		1.25	0.00	3.65	0.00	9.699E-02	0.00	4.39
		2.50	0.00	3.65	0.00	9.699E-02	0.00	1.704E-01
		3.75	0.00	3.65	0.00	9.699E-02	0.00	4.73
		5.00	0.00	3.65	0.00	9.699E-02	0.00	9.29

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 20
COLUMNA C4044
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4044	WILSON							
		0.00	1.298E-05	13.40	13.93	6.301E-06	20.20	19.34
		0.80	1.298E-05	13.40	13.93	6.301E-06	9.13	8.70
		1.60	1.298E-05	13.40	13.93	6.301E-06	2.70	2.66
		2.40	1.298E-05	13.40	13.93	6.301E-06	13.40	12.98
		3.20	1.298E-05	13.40	13.93	6.301E-06	24.50	23.66

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4044	+EX	0.00	3.826E-06	3.95	10.80	1.08	15.63	5.70
		0.80	3.826E-06	3.95	10.80	1.08	7.06	2.56
		1.60	3.826E-06	3.95	10.80	1.08	2.09	7.836E-01
		2.40	3.826E-06	3.95	10.80	1.08	10.40	3.83
		3.20	3.826E-06	3.95	10.80	1.08	19.00	6.98
C4044	-EX	0.00	3.826E-06	3.95	13.20	1.08	19.14	5.70
		0.80	3.826E-06	3.95	13.20	1.08	8.66	2.56
		1.60	3.826E-06	3.95	13.20	1.08	2.59	7.836E-01
		2.40	3.826E-06	3.95	13.20	1.08	12.70	3.83
		3.20	3.826E-06	3.95	13.20	1.08	23.22	6.98
C4044	+EY	0.00	1.370E-05	12.02	4.95	7.615E-01	7.18	17.36
		0.80	1.370E-05	12.02	4.95	7.615E-01	3.24	7.81
		1.60	1.370E-05	12.02	4.95	7.615E-01	9.625E-01	2.38
		2.40	1.370E-05	12.02	4.95	7.615E-01	4.77	11.64
		3.20	1.370E-05	12.02	4.95	7.615E-01	8.72	21.22
C4044	-EY	0.00	1.369E-05	12.02	4.95	7.615E-01	7.18	17.36
		0.80	1.369E-05	12.02	4.95	7.615E-01	3.24	7.81
		1.60	1.369E-05	12.02	4.95	7.615E-01	9.626E-01	2.38
		2.40	1.369E-05	12.02	4.95	7.615E-01	4.77	11.64
		3.20	1.369E-05	12.02	4.95	7.615E-01	8.72	21.22

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 20
VIGA 4039
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4039	WILSON							
		0.00	0.00	5.15	0.00	2.049E-06	0.00	12.88
		1.25	0.00	5.15	0.00	2.049E-06	0.00	6.44
		2.50	0.00	5.15	0.00	2.049E-06	0.00	4.700E-04
		3.75	0.00	5.15	0.00	2.049E-06	0.00	6.44
		5.00	0.00	5.15	0.00	2.049E-06	0.00	12.88

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4039	+EX	0.00	0.00	1.52	0.00	1.175E-01	0.00	3.80
		1.25	0.00	1.52	0.00	1.175E-01	0.00	1.90
		2.50	0.00	1.52	0.00	1.175E-01	0.00	1.386E-04
		3.75	0.00	1.52	0.00	1.175E-01	0.00	1.90
		5.00	0.00	1.52	0.00	1.175E-01	0.00	3.80
4039	-EX	0.00	0.00	1.52	0.00	1.175E-01	0.00	3.80
		1.25	0.00	1.52	0.00	1.175E-01	0.00	1.90
		2.50	0.00	1.52	0.00	1.175E-01	0.00	1.386E-04
		3.75	0.00	1.52	0.00	1.175E-01	0.00	1.90
		5.00	0.00	1.52	0.00	1.175E-01	0.00	3.80
4039	+EY	0.00	0.00	4.61	0.00	8.295E-02	0.00	11.54
		1.25	0.00	4.61	0.00	8.295E-02	0.00	5.77
		2.50	0.00	4.61	0.00	8.295E-02	0.00	4.222E-04
		3.75	0.00	4.61	0.00	8.295E-02	0.00	5.77
		5.00	0.00	4.61	0.00	8.295E-02	0.00	11.54
4039	-EY	0.00	0.00	4.61	0.00	8.295E-02	0.00	11.54
		1.25	0.00	4.61	0.00	8.295E-02	0.00	5.77
		2.50	0.00	4.61	0.00	8.295E-02	0.00	4.222E-04
		3.75	0.00	4.61	0.00	8.295E-02	0.00	5.77
		5.00	0.00	4.61	0.00	8.295E-02	0.00	11.54

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 20
VIGA 4105
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4105	WILSON							
		0.00	0.00	5.36	0.00	1.815E-06	0.00	13.41
		1.25	0.00	5.36	0.00	1.815E-06	0.00	6.70
		2.50	0.00	5.36	0.00	1.815E-06	0.00	4.736E-04
		3.75	0.00	5.36	0.00	1.815E-06	0.00	6.70
		5.00	0.00	5.36	0.00	1.815E-06	0.00	13.41

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4105	+EX	0.00	0.00	4.22	0.00	1.175E-01	0.00	10.56
		1.25	0.00	4.22	0.00	1.175E-01	0.00	5.28
		2.50	0.00	4.22	0.00	1.175E-01	0.00	3.699E-04
		3.75	0.00	4.22	0.00	1.175E-01	0.00	5.28
		5.00	0.00	4.22	0.00	1.175E-01	0.00	10.56
4105	-EX	0.00	0.00	5.53	0.00	1.175E-01	0.00	13.83
		1.25	0.00	5.53	0.00	1.175E-01	0.00	6.92
		2.50	0.00	5.53	0.00	1.175E-01	0.00	4.894E-04
		3.75	0.00	5.53	0.00	1.175E-01	0.00	6.92
		5.00	0.00	5.53	0.00	1.175E-01	0.00	13.83
4105	+EY	0.00	0.00	2.23	0.00	8.295E-02	0.00	5.57
		1.25	0.00	2.23	0.00	8.295E-02	0.00	2.79
		2.50	0.00	2.23	0.00	8.295E-02	0.00	1.962E-04
		3.75	0.00	2.23	0.00	8.295E-02	0.00	2.79
		5.00	0.00	2.23	0.00	8.295E-02	0.00	5.57
4105	-EY	0.00	0.00	2.23	0.00	8.295E-02	0.00	5.57
		1.25	0.00	2.23	0.00	8.295E-02	0.00	2.79
		2.50	0.00	2.23	0.00	8.295E-02	0.00	1.963E-04
		3.75	0.00	2.23	0.00	8.295E-02	0.00	2.79
		5.00	0.00	2.23	0.00	8.295E-02	0.00	5.57

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

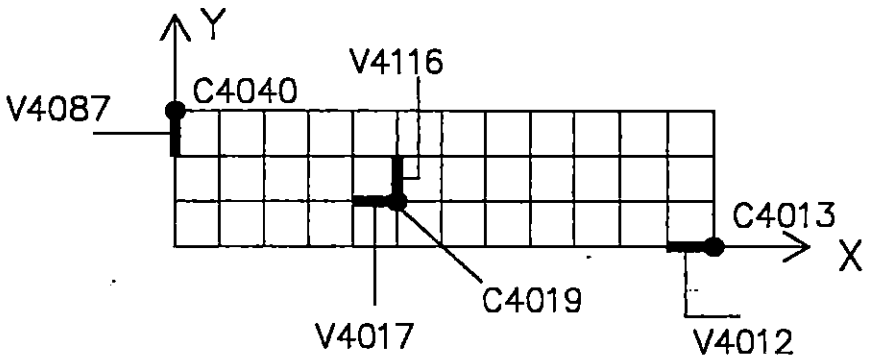


Figura A.12 Esquema de ubicación de los elementos analizados para el edificio 22

EDIFICIO 22
COLUMNA C4013
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4013	WILSON							
		0.00	23.25	6.13	6.79	6.171E-06	8.55	7.45
		0.80	23.25	6.13	6.79	6.171E-06	3.49	2.91
		1.60	23.25	6.13	6.79	6.171E-06	3.21	3.08
		2.40	23.25	6.13	6.79	6.171E-06	8.21	7.65
		3.20	23.25	6.13	6.79	6.171E-06	13.54	12.47

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4013	+EX	0.00	21.64	2.28	9.53	1.24	12.03	2.79
		0.80	21.64	2.28	9.53	1.24	4.97	1.11
		1.60	21.64	2.28	9.53	1.24	4.57	1.16
		2.40	21.64	2.28	9.53	1.24	11.54	2.85
		3.20	21.64	2.28	9.53	1.24	19.02	4.64
C4013	-EX	0.00	15.83	2.32	6.81	1.24	8.49	2.85
		0.80	15.83	2.32	6.81	1.24	3.38	1.14
		1.60	15.83	2.32	6.81	1.24	3.21	1.15
		2.40	15.83	2.32	6.81	1.24	8.28	2.87
		3.20	15.83	2.32	6.81	1.24	13.65	4.69
C4013	+EY	0.00	15.90	5.69	3.31	5.257E-01	4.14	6.90
		0.80	15.90	5.69	3.31	5.257E-01	1.67	2.68
		1.60	15.90	5.69	3.31	5.257E-01	1.57	2.85
		2.40	15.90	5.69	3.31	5.257E-01	4.02	7.10
		3.20	15.90	5.69	3.31	5.257E-01	6.62	11.58
C4013	-EY	0.00	15.99	5.67	3.31	5.257E-01	4.15	6.90
		0.80	15.99	5.67	3.31	5.257E-01	1.68	2.71
		1.60	15.99	5.67	3.31	5.257E-01	1.57	2.86
		2.40	15.99	5.67	3.31	5.257E-01	4.02	7.08
		3.20	15.99	5.67	3.31	5.257E-01	6.63	11.54

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 22
COLUMNA C4040
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4040	WILSON							
		0.00	23.25	6.13	6.79	6.171E-06	8.55	7.45
		0.80	23.25	6.13	6.79	6.171E-06	3.49	2.91
		1.60	23.25	6.13	6.79	6.171E-06	3.21	3.08
		2.40	23.25	6.13	6.79	6.171E-06	8.21	7.65
		3.20	23.25	6.13	6.79	6.171E-06	13.54	12.47

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4040	+EX	0.00	15.83	2.32	6.81	1.24	8.49	2.85
		0.80	15.83	2.32	6.81	1.24	3.38	1.13
		1.60	15.83	2.32	6.81	1.24	3.21	1.15
		2.40	15.83	2.32	6.81	1.24	8.28	2.87
		3.20	15.83	2.32	6.81	1.24	13.65	4.69
C4040	-EX	0.00	21.64	2.28	9.53	1.24	12.03	2.79
		0.80	21.64	2.28	9.53	1.24	4.97	1.11
		1.60	21.64	2.28	9.53	1.24	4.57	1.16
		2.40	21.64	2.28	9.53	1.24	11.54	2.85
		3.20	21.64	2.28	9.53	1.24	19.02	4.64
C4040	+EY	0.00	15.99	5.67	3.31	5.257E-01	4.15	6.90
		0.80	15.99	5.67	3.31	5.257E-01	1.68	2.71
		1.60	15.99	5.67	3.31	5.257E-01	1.57	2.86
		2.40	15.99	5.67	3.31	5.257E-01	4.02	7.08
		3.20	15.99	5.67	3.31	5.257E-01	6.63	11.54
C4040	-EY	0.00	15.90	5.69	3.31	5.257E-01	4.14	6.90
		0.80	15.90	5.69	3.31	5.257E-01	1.67	2.68
		1.60	15.90	5.69	3.31	5.257E-01	1.57	2.85
		2.40	15.90	5.69	3.31	5.257E-01	4.02	7.10
		3.20	15.90	5.69	3.31	5.257E-01	6.62	11.58

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 22
VIGA 4012
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4012	WILSON							
		0.00	0.00	5.18	0.00	1.772E-02	0.00	12.72
		1.25	0.00	5.18	0.00	1.772E-02	0.00	6.24
		2.50	0.00	5.18	0.00	1.772E-02	0.00	2.435E-01
		3.75	0.00	5.18	0.00	1.772E-02	0.00	6.72
		5.00	0.00	5.18	0.00	1.772E-02	0.00	13.20

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4012	+EX	0.00	0.00	1.99	0.00	1.757E-01	0.00	4.89
		1.25	0.00	1.99	0.00	1.757E-01	0.00	2.40
		2.50	0.00	1.99	0.00	1.757E-01	0.00	9.622E-02
		3.75	0.00	1.99	0.00	1.757E-01	0.00	2.59
		5.00	0.00	1.99	0.00	1.757E-01	0.00	5.08
4012	-EX	0.00	0.00	2.01	0.00	1.666E-01	0.00	4.92
		1.25	0.00	2.01	0.00	1.666E-01	0.00	2.41
		2.50	0.00	2.01	0.00	1.666E-01	0.00	9.488E-02
		3.75	0.00	2.01	0.00	1.666E-01	0.00	2.60
		5.00	0.00	2.01	0.00	1.666E-01	0.00	5.11
4012	+EY	0.00	0.00	4.82	0.00	7.231E-02	0.00	11.82
		1.25	0.00	4.82	0.00	7.231E-02	0.00	5.79
		2.50	0.00	4.82	0.00	7.231E-02	0.00	2.263E-01
		3.75	0.00	4.82	0.00	7.231E-02	0.00	6.25
		5.00	0.00	4.82	0.00	7.231E-02	0.00	12.27
4012	-EY	0.00	0.00	4.80	0.00	7.227E-02	0.00	11.77
		1.25	0.00	4.80	0.00	7.227E-02	0.00	5.77
		2.50	0.00	4.80	0.00	7.227E-02	0.00	2.255E-01
		3.75	0.00	4.80	0.00	7.227E-02	0.00	6.23
		5.00	0.00	4.80	0.00	7.227E-02	0.00	12.23

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 22
VIGA 4087
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4087	WILSON							
		0.00	0.00	5.80	0.00	1.580E-02	0.00	14.23
		1.25	0.00	5.80	0.00	1.580E-02	0.00	6.98
		2.50	0.00	5.80	0.00	1.580E-02	0.00	2.738E-01
		3.75	0.00	5.80	0.00	1.580E-02	0.00	7.53
		5.00	0.00	5.80	0.00	1.580E-02	0.00	14.78

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4087	+EX	0.00	0.00	5.86	0.00	1.594E-01	0.00	14.38
		1.25	0.00	5.86	0.00	1.594E-01	0.00	7.05
		2.50	0.00	5.86	0.00	1.594E-01	0.00	2.754E-01
		3.75	0.00	5.86	0.00	1.594E-01	0.00	7.60
		5.00	0.00	5.86	0.00	1.594E-01	0.00	14.93
4087	-EX	0.00	0.00	8.16	0.00	1.605E-01	0.00	20.02
		1.25	0.00	8.16	0.00	1.605E-01	0.00	9.82
		2.50	0.00	8.16	0.00	1.605E-01	0.00	3.837E-01
		3.75	0.00	8.16	0.00	1.605E-01	0.00	10.59
		5.00	0.00	8.16	0.00	1.605E-01	0.00	20.79
4087	+EY	0.00	0.00	2.85	0.00	6.886E-02	0.00	6.98
		1.25	0.00	2.85	0.00	6.886E-02	0.00	3.42
		2.50	0.00	2.85	0.00	6.886E-02	0.00	-1.337E-01
		3.75	0.00	2.85	0.00	6.886E-02	0.00	3.69
		5.00	0.00	2.85	0.00	6.886E-02	0.00	7.25
4087	-EY	0.00	0.00	2.85	0.00	6.929E-02	0.00	6.98
		1.25	0.00	2.85	0.00	6.929E-02	0.00	3.42
		2.50	0.00	2.85	0.00	6.929E-02	0.00	1.338E-01
		3.75	0.00	2.85	0.00	6.929E-02	0.00	3.69
		5.00	0.00	2.85	0.00	6.929E-02	0.00	7.25

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 22
COLUMNA C4019
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4019	WILSON							
		0.00	2.982E-01	12.99	14.33	6.171E-06	20.94	18.74
		0.80	2.982E-01	12.99	14.33	6.171E-06	9.56	8.42
		1.60	2.982E-01	12.99	14.33	6.171E-06	2.64	2.56
		2.40	2.982E-01	12.99	14.33	6.171E-06	13.61	12.57
		3.20	2.982E-01	12.99	14.33	6.171E-06	25.03	22.92

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
C4019	+EX	0.00	2.290E-01	3.88	11.09	1.24	16.19	5.61
		0.80	2.290E-01	3.88	11.09	1.24	7.38	2.52
		1.60	2.290E-01	3.88	11.09	1.24	2.04	7.609E-01
		2.40	2.290E-01	3.88	11.09	1.24	10.54	3.75
		3.20	2.290E-01	3.88	11.09	1.24	19.38	6.85
C4019	-EX	0.00	2.623E-01	3.88	12.47	1.24	18.23	5.61
		0.80	2.623E-01	3.88	12.47	1.24	8.32	2.52
		1.60	2.623E-01	3.88	12.47	1.24	2.32	7.610E-01
		2.40	2.623E-01	3.88	12.47	1.24	11.86	3.75
		3.20	2.623E-01	3.88	12.47	1.24	21.79	6.85
C4019	+EY	0.00	9.143E-02	11.98	4.40	5.257E-01	6.42	17.28
		0.80	9.143E-02	11.98	4.40	5.257E-01	2.93	7.76
		1.60	9.143E-02	11.98	4.40	5.257E-01	8.091E-01	2.36
		2.40	9.143E-02	11.98	4.40	5.257E-01	4.18	11.60
		3.20	9.143E-02	11.98	4.40	5.257E-01	7.68	21.15
C4019	-EY	0.00	9.143E-02	11.96	4.40	5.257E-01	6.42	17.26
		0.80	9.143E-02	11.96	4.40	5.257E-01	2.93	7.76
		1.60	9.143E-02	11.96	4.40	5.257E-01	8.091E-01	2.36
		2.40	9.143E-02	11.96	4.40	5.257E-01	4.18	11.58
		3.20	9.143E-02	11.96	4.40	5.257E-01	7.68	21.12

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 22
VIGA 4017
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4017	WILSON							
		0.00	0.00	4.98	0.00	0.00	0.00	12.46
		1.25	0.00	4.98	0.00	0.00	0.00	6.23
		2.50	0.00	4.98	0.00	0.00	0.00	0.00
		3.75	0.00	4.98	0.00	0.00	0.00	6.23
		5.00	0.00	4.98	0.00	0.00	0.00	12.46

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4017	+EX	0.00	0.00	1.49	0.00	1.367E-01	0.00	3.72
		1.25	0.00	1.49	0.00	1.367E-01	0.00	1.86
		2.50	0.00	1.49	0.00	1.367E-01	0.00	0.00
		3.75	0.00	1.49	0.00	1.367E-01	0.00	1.86
		5.00	0.00	1.49	0.00	1.367E-01	0.00	3.72
4017	-EX	0.00	0.00	1.49	0.00	1.367E-01	0.00	3.72
		1.25	0.00	1.49	0.00	1.367E-01	0.00	1.86
		2.50	0.00	1.49	0.00	1.367E-01	0.00	0.00
		3.75	0.00	1.49	0.00	1.367E-01	0.00	1.86
		5.00	0.00	1.49	0.00	1.367E-01	0.00	3.72
4017	+EY	0.00	0.00	4.60	0.00	5.777E-02	0.00	11.49
		1.25	0.00	4.60	0.00	5.777E-02	0.00	5.75
		2.50	0.00	4.60	0.00	5.777E-02	0.00	0.00
		3.75	0.00	4.60	0.00	5.777E-02	0.00	5.74
		5.00	0.00	4.60	0.00	5.777E-02	0.00	11.49
4017	-EY	0.00	0.00	4.59	0.00	5.777E-02	0.00	11.48
		1.25	0.00	4.59	0.00	5.777E-02	0.00	5.74
		2.50	0.00	4.59	0.00	5.777E-02	0.00	0.00
		3.75	0.00	4.59	0.00	5.777E-02	0.00	5.74
		5.00	0.00	4.59	0.00	5.777E-02	0.00	11.48

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)

EDIFICIO 22
VIGA 4116
NIVEL 4

F U E R Z A S I N T E R N A S E N E L E L E M E N T O

UTILIZANDO METODOLOGIA DE WILSON

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4116	WILSON							
		0.00	0.00	5.59	0.00	0.00	0.00	13.99
		1.25	0.00	5.59	0.00	0.00	0.00	6.99
		2.50	0.00	5.59	0.00	0.00	0.00	0.00
		3.75	0.00	5.59	0.00	0.00	0.00	6.99
		5.00	0.00	5.59	0.00	0.00	0.00	13.99

UTILIZANDO EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES PROPUESTAS POR EL RSEC

ELEM	CARGA	POS	P	V2	V3	T	M2	M3
4116	+EX	0.00	0.00	4.33	0.00	1.361E-01	0.00	10.83
		1.25	0.00	4.33	0.00	1.361E-01	0.00	5.42
		2.50	0.00	4.33	0.00	1.361E-01	0.00	0.00
		3.75	0.00	4.33	0.00	1.361E-01	0.00	5.42
		5.00	0.00	4.33	0.00	1.361E-01	0.00	10.83
4116	-EX	0.00	0.00	4.87	0.00	1.361E-01	0.00	12.18
		1.25	0.00	4.87	0.00	1.361E-01	0.00	6.09
		2.50	0.00	4.87	0.00	1.361E-01	0.00	0.00
		3.75	0.00	4.87	0.00	1.361E-01	0.00	6.09
		5.00	0.00	4.87	0.00	1.361E-01	0.00	12.18
4116	+EY	0.00	0.00	1.72	0.00	5.749E-02	0.00	4.29
		1.25	0.00	1.72	0.00	5.749E-02	0.00	2.15
		2.50	0.00	1.72	0.00	5.749E-02	0.00	0.00
		3.75	0.00	1.72	0.00	5.749E-02	0.00	2.15
		5.00	0.00	1.72	0.00	5.749E-02	0.00	4.29
4116	-EY	0.00	0.00	1.72	0.00	5.749E-02	0.00	4.29
		1.25	0.00	1.72	0.00	5.749E-02	0.00	2.15
		2.50	0.00	1.72	0.00	5.749E-02	0.00	0.00
		3.75	0.00	1.72	0.00	5.749E-02	0.00	2.15
		5.00	0.00	1.72	0.00	5.749E-02	0.00	4.29

NOMENCLATURA

WILSON = RESULTADOS DEL USO DE LA METODOLOGIA DE WILSON

POS = COORDENADA LOCAL DEL ELEMENTO (m)

P = FUERZA AXIAL (ton)

V2 Y V3 = FUERZAS CORTANTES EN EL ELEMENTO (ton)

T = MOMENTO TORSIONAL EN EL ELEMENTO (ton-m)

M2 Y M3 = MOMENTOS DE FLEXION EN EL ELEMENTO (ton-m)