



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA  
DE AGUASCALIENTES

**CENTRO DE CIENCIAS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCION**

**TRABAJO PRÁCTICO**

**COMENTARIOS AL METODO SIMPLIFICADO POR TORSION SISMICA  
ESTATICA**

**QUE PARA OBTENER EL GRADO DE MAESTRO EN INGENIERIA EN  
SEGURIDAD ESTRUCTURAL PRESENTA**

**M.I.P. FERNANDO GARCIA JUAREZ**

**AGUASCALIENTES, AGS. MARZO DEL 2009**



**M. EN A. MARIO ANDRADE CERVENTES**  
DECANO DEL CENTRO DE CIENCIAS DEL DISEÑO Y DE LA CONSTRUCCION  
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE AGUASCALIENTES

ASUNTO: Solicitud de aprobación de tema de tesis.

Por este conducto y de la forma más respetuosa solicito la aprobación del proyecto de tesis para la obtención del grado de Maestro en Ingeniería en Seguridad Estructural, la cual se titula:

**“COMENTARIOS AL METODO SIMPLIFICADO POR TORSION SISMICA ESTATICA”**

El cual está siendo dirigida por el Dr. Mario Eduardo Zermeño De León.

Sin más por el momento envío a Usted un cordial saludo.

**ATENTAMENTE**

Aguascalientes, Ags. A 23 de octubre del 2008.

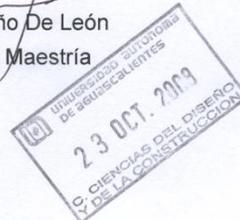
**ING. FERNANDO GARCIA JUAREZ**

Vo.Bo.

Dr. Mario E. Zermeño De León  
Asesor de tesis

Vo.Bo.

Dr. Mario E. Zermeño De León  
Coordinador de la Maestría



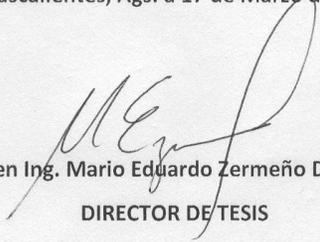
**M. EN A. MARIO ANDRADE CERVANTES**  
**DECANO DEL CENTRO DE CIENCIAS DEL DISEÑO**  
**Y DE LA CONSTRUCCION**  
**PRESENTE.**

Por este conducto, le informo que el Ing. Fernando García Juárez, ha concluido la tesis que lleva por nombre “**Comentarios al Método por Torsión Sísmica Estática**”, de acuerdo a los objetivos y contenidos planteados para su autorización y en cuya tesis fungí como asesor, por lo que he autorizado al sustentante para que realice la impresión final del documento y realice los trámites pertinentes para obtener el grado de Maestría en Ingeniería con salida terminal en Seguridad Estructural, por la Universidad Autónoma de Aguascalientes.

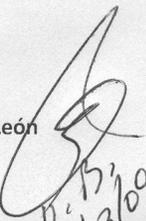
Agradezco la atención que se sirva tener a la presente y aprovecho la ocasión para enviarle un cordial saludo.

**ATENTAMENTE**

Aguascalientes, Ags. a 17 de Marzo del 2009

  
Dr. en Ing. Mario Eduardo Zermeño De León  
DIRECTOR DE TESIS

c.c.p. Ing. Fernando García Juárez  
c.c.p. Archivo

  
D. E. A.  
17/03/09  


# COMENTARIOS AL METODO SIMPLIFICADO DE TORSIÓN SISMICA ESTATICA.

## INDICE

Tema	Página
Carta de solicitud autorización tema de trabajo práctico	I
Carta de liberación	II
Índice	III
Resumen	VI
Introducción	1
<b>Capitulo 1 Torsión sísmica de edificios</b>	<b>2</b>
1) 1.1 El fenómeno de la torsión sísmica	2
2) 1.2 Cortante debido a fuerzas sísmicas	5
3) 1.3 Cortante debido a excentricidad accidental	9
4) 1.4 Edificios de cortante	10
5) 1.5 Índice de rotación de nudo	11
<b>Capitulo 2 Comportamiento no lineal de estructuras</b>	<b>13</b>
1) 2.1 Comportamiento no lineal	13
2) 2.2 Comportamiento no lineal de estructuras	14
3) 2.3 Ductilidad máxima demandada	15
4) 2.4 Diseño por capacidad	16
5) 2.5 Daños a edificios causados por torsión sísmica	16
<b>Capitulo 3 Criterios de torsión sísmica</b>	<b>20</b>
1) 2.1 Criterios de diseño sísmico de estructuras	20
<b>Capitulo 4 Procedimiento de diseño</b>	<b>23</b>
1) 4.1 Método de Rosenblueth-Esteva	23
2) 4.2 Método de Ávila	23
1) 4.3 Método Simplificado de Diseño	24
<b>Capitulo 5 Ejemplo de diseño</b>	<b>30</b>
1) 5.1 Procedimiento de Rosenblueth-Esteva	36
2) 5.2 Procedimiento de Método de Ávila	47
1) 5.3 Procedimiento Simplificado de Diseño PSD	54

Capitulo 6 <b>Comparación de resultados</b>	65
1) 6.1 Comparación de resultados	65
Capitulo 7 <b>Conclusiones</b>	78
1) 7.1 Conclusiones	78
GLOSARIO	80
BIBLIOGRAFIA	81
<b>INDICE DE IMÁGENES</b>	
Foto 1 Edificios dañados por torsión sísmica	18
Foto 2 Edificio Nuevo León	18
Foto 3 Banco Central de Managua	19
Foto 4 Edificio dañado por torsión	19
<b>INDICE DE FIGURAS</b>	
Figura 1 Fuerzas sísmicas aplicadas en centros de masas	2
Figura 2 Cortante directo y cortante por torsión	4 y 27
Figura 3 Representación esquemática del efecto de torsión	5
Figura 4 Combinación de efecto sísmico	5
Figura 5 Distorsiones de entrepiso	8
Figura 6	
a) Torsión por asimetría de masas	9
b) Torsión por asimetría en planta	10
c) Torsión por asimetría de rigideces	10
d) Torsión por asimetría en elevación	10
Figura 7 Comportamiento de un marco de cortante	11
Figura 8 Gráfica esfuerzo-deformación del concreto	13
Figura 9 Comportamiento de las estructuras	15
<b>INDICE DE PLANOS</b>	
Plano 1 Planta de acceso	31
Plano 2 Planta tipo niveles 2, 3 y 4	32
Plano 3 Planta de azotea	33

Plano 4 Fachada norte	34
Plano 5 Fachada oriente	35
Plano 6 Posición de fuerzas planta azotea	73
Plano 7 Posición de fuerzas nivel 4	74
Plano 8 Posición de fuerzas nivel 3	75
Plano 9 Posición de fuerzas nivel 2	76
Plano 10 Posición de fuerzas acceso	77

INDICE DE TABLAS

Tabla T1 Valores esperados espectros de aceleraciones	6
---	---

# COMENTARIOS AL METODO SIMPLIFICADO POR TORSION SISMICA ESTATICA

## RESUMEN

En este trabajo se realizará una evaluación de un nuevo método de obtención de las fuerzas de torsión sísmica estática en estructuras asimétricas, comparándolo con diversos métodos existentes, los cuales son muy largos de desarrollar, con este método desarrollado por el Dr. José Alberto Escobar, en el año de 2004, llamado Procedimiento Simplificado de Diseño, PSD, se pretende fundamentalmente disminuir la cantidad y complejidad de los pasos y cálculos necesarios para la obtención de las excentricidades de entrepiso, las cuales generan las fuerzas de torsión sísmica estática en las estructuras de los edificios, para esto se analizará la distribución de las fuerzas cortantes entre los elementos resistentes de la estructura en edificios diseñados por torsión sísmica y se analizarán los factores que afectan la excentricidad de entrepiso, tales como la forma geométrica del edificio, la distribución de las masas, las diferentes rigideces de los elementos resistentes en cada entrepiso, de manera particular, la excentricidad accidental que es debida a la diferencia entre las rigideces de proyecto y las rigideces resultantes del proceso de la construcción de la estructura.

Se demostrará que el efecto de la torsión sísmica resultante de estas fuerzas, siempre se debe añadir al diseño de los elementos estructurales. Con este nuevo método, PSD, se demostrará que solo es necesario un análisis de la estructura en cada una de sus direcciones ortogonales, las cuales se afectan por los factores de amplificación, para obtener valores muy cercanos a los obtenidos por los métodos tradicionales, para tal fin, se aplicará a una estructura de 5 niveles, la cual se analizará por el método de Rosenblueth-Estevea, por el método de Ávila, y se compararán los resultados obtenidos al aplicar el PSD del Dr. Escobar, demostrándose que con una menor cantidad de pasos y cálculos, se puede aplicar el PSD, obteniéndose resultados casi iguales a los obtenidos por los métodos comparados, disminuyendo el tiempo de cálculo, sin perder precisión.

## 1.- INTRODUCCION

México se encuentra asentado sobre la unión de varias placas tectónicas muy activas, principalmente en el occidente del país, las cuales al estar en constante movimiento, las cuales provocan movimientos de tierra llamados sismos, los cuales pueden ser de muy alta intensidad provocando daños en las estructuras cercanas al epicentro del movimiento e inclusive provocando daños en estructuras que se encuentran a gran distancia.

Para evitar lo más posible este tipo de peligro para la población, se han estudiado durante largo tiempo los efectos de las ondas sísmicas en las estructuras, generándose metodologías muy detalladas, que han sido incluidos en los diferentes reglamentos de construcción que existen en la República Mexicana, principalmente en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, en el que se indica que las estructuras deberán ser capaces de resistir la deformaciones inelásticas significativas conservando su capacidad de carga, incluso las fuerzas torsionantes, provocadas por la excentricidad accidental, que se pueden presentar debido, entre otros factores, a la diferencia de tiempos de la llegada de las ondas sísmicas a la base de la estructura, a la diferencia de las propiedades estructurales calculadas y reales, aun por mas simétricas que sean las estructuras, se presentan estas torsiones accidentales, generadas por la diferencia de posición de las fuerzas cortantes, del centro de masas y el centro de rigideces, comúnmente la excentricidad accidental se expresa como un porcentaje de la dimensión máxima de la planta de la estructura que es perpendicular al mismo, la manera tradicional de analizar estas torsiones es incluyendo un momento de torsión adicional que se obtiene al suponer que la fuerza cortante, que actúa en el entrepiso se desplaza de su posición original. A este desplazamiento de la fuerza cortante se le denomina excentricidad accidental.

Es decir, solo se analizan las estructuras tomando en cuenta solo la traslación de los entrepisos, la torsión sísmica es incluida solamente al distribuir la fuerza cortante producida por este efecto entre los elementos resistentes al considerar un momento de torsión en cada entrepiso, obtenido de la fuerza cortante sísmica en cada dirección de análisis y dos valores de excentricidad de diseño.

El trabajo que se propone realizar, es el analizar los factores que afectan la excentricidad de diseño, particularmente la excentricidad accidental, con el fin de simplificar su aplicación en el criterio de diseño de torsión sísmica estática, en el cual se analizara que las fuerzas que se generan por esta excentricidad se adicionan a los elementos estructurales, con lo que se propone un procedimiento que simplifica el diseño por torsión sísmica estática.

**CAPITULO 1 TORSION SISMICA DE LOS EDIFICIOS**

**1.1 El fenómeno de la torsión sísmica**

De manera tradicional, en el análisis de sismos en los edificios, se considera que la fuerza cortante, resultante del análisis estático de edificios, se aplica en el centro de masas de la estructura, esto es que se determina la masa de todos los pesos permanentes (carga muerta), que está concentrada en cada uno de los pisos, y que estas fuerzas sísmicas, producidas por el movimiento del terreno, actúan de manera horizontal en cada uno de estos centros de masas (CM) de cada piso, de manera esquemática se ilustra esto.

En sentido X

$$X_{cm} = \frac{\sum P_i Y_i}{\sum P_i}$$

En sentido Y

$$Y_{cm} = \frac{\sum P_i X_i}{\sum P_i}$$

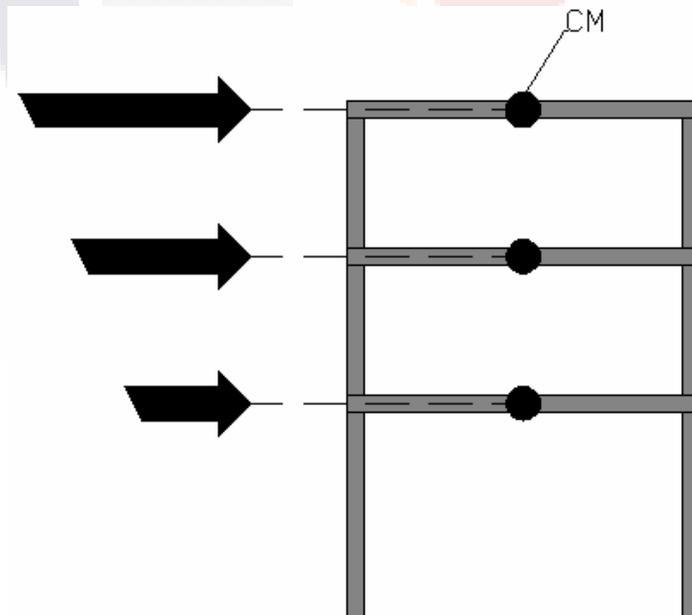


Fig. 1 Fuerzas sísmicas aplicadas en los centros de masas. (Trejo, J. 2007)

La fuerza cortante que se obtiene de la acción sísmica que actúa en cada entrepiso en un punto llamado centro de cortante (CC),

Las coordenadas del centro de cortante (CC) del i-esimo entrepiso se determinan de la siguiente manera:

$$X_{CC} = \frac{\sum F_{yi} X_{cm}}{V_{yi}}$$

$$Y_{CC} = \frac{\sum F_{xi} Y_{cm}}{V_{xi}}$$

Donde:

$F_{xj}, F_{yj}$ = Fuerzas sísmicas laterales en el piso j.

$V_{xj}, V_{yj}$ = Cortante del entrepiso j

$X_{cm}, Y_{cm}$ = Coordenadas del centro de masas

Mientras que la resultante de las rigideces de cada entrepiso, que es el punto de simetría de todos los elementos estructurales que aportan rigidez a la estructura, que se pueden identificar como las columnas, muros de concreto, muros de mampostería que estén unidos a columnas, y que dependerán de la simetría que tengan estos elementos rígidos dentro de cada planta de la estructura se concentran en un punto llamado centro de rigideces. Así mismo se determina el centro de rigideces (CR), las coordenadas  $X_{cr}$  y  $Y_{cr}$  se pueden calcular utilizando los cortantes directos como sigue.

$$X_{CR} = \frac{\sum V_{dy_{ji}} * X_i}{V_{y_j}}$$

$$Y_{CR} = \frac{\sum V_{dx_{ji}} * Y_i}{V_{x_j}}$$

En donde:

$V_{dx_{ji}}, V_{dy_{ji}}$ = Cortante directo del i-esimo elemento resistente del entrepiso.

$X_i, Y_i$ = coordenadas respecto a un punto de referencia.

A la diferencia de distancias en planta de cada piso entre estos dos puntos, se le denomina excentricidad accidental o excentricidad de entrepiso ó estructural, y se expresa de la manera siguiente.

En sentido X

$$e_s = X_{CC} - X_{CR}$$

En sentido Y

$$e_s = Y_{CC} - Y_{CR}$$

Con esta definición, el momento de torsión de entrepiso se obtiene directamente como el producto de la fuerza cortante y la excentricidad de entrepiso.

Debido a esta diferencia de centros de masas y centros de rigideces, en los entrepisos, se genera un momento torsionante, que produce fuerzas cortantes adicionales que provocan desplazamientos en cada entrepiso de la estructura dependiendo de la asimetría de centros de masas y de rigidez, tal y como se muestra a continuación.

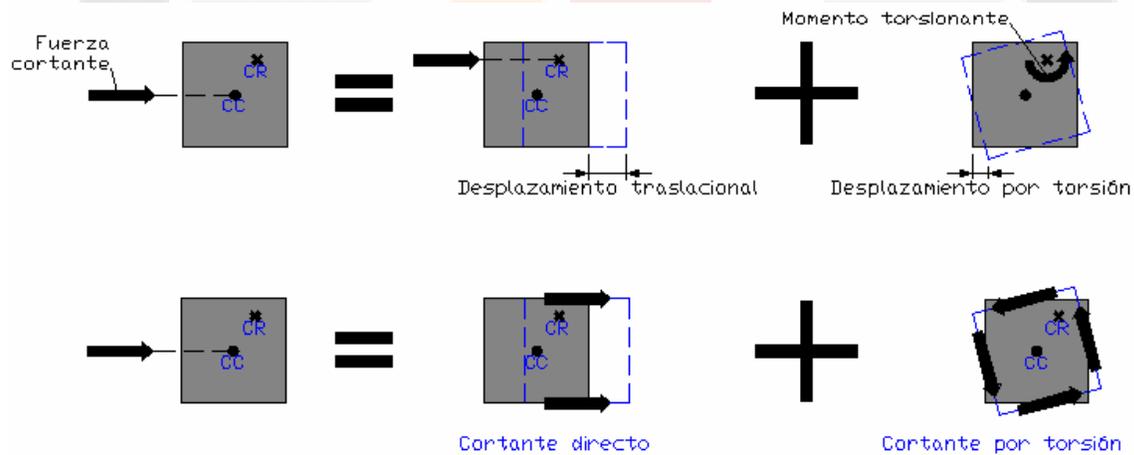


Fig. 2 Cortante Directo y Cortante por torsión en una estructura. (Trejo, J. 2007)

### 1.2 Cortante debido a fuerzas sísmicas

En el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF) vigente, el valor de la excentricidad accidental corresponde al 10 % de la dimensión máxima en planta de la estructura perpendicular a la dirección de aplicación del sismo, es decir,  $\beta=0.10$ , el RCDF define la excentricidad torsional de rigideces de cada piso a "la distancia entre el centro de torsión del entrepiso correspondiente y la fuerza cortante en dicho entrepiso", de esta manera, los efectos de torsión accidental se incluyen mediante un momento torsionante que se obtiene de suponer que la fuerza cortante que actúa en cada entrepiso se desplaza una cantidad mas menos  $\beta b$  de su posición original, de esta manera para incluir los efectos de la torsión accidental es necesario hacer un análisis de la estructura para cada posición del CM desplazado de su posición original por la cantidad determinada.

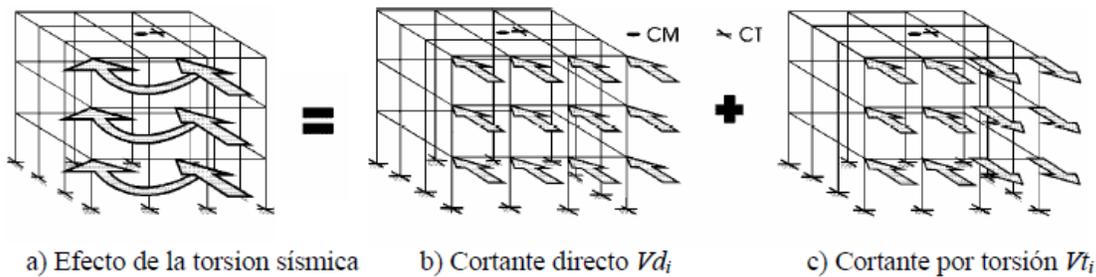


Fig. 3 Representación esquemática del efecto de la torsión sísmica en las estructuras. (Escobar, J.A. et. al. 2004<sup>a</sup>)

Para la determinación del cortante por torsión sísmica, las estructuras se analizaran bajo la acción sísmica de dos componentes horizontales ortogonales al movimiento del terreno, a los desplazamientos y fuerzas que resulten de la acción sísmica de un componente se le debe de sumar el 30% del componente ortogonal.

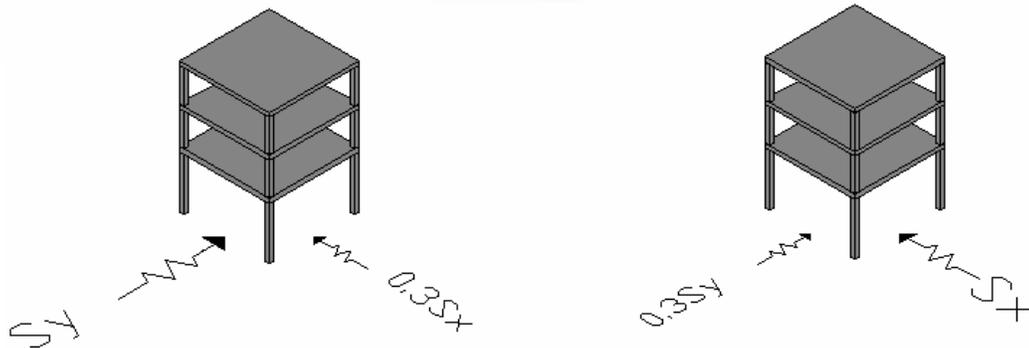


Fig. 4 Combinación de efecto sísmico en una estructura. (Trejo, J. 2007).

Como índice de la acción sísmica, las NTCDF 2004 utilizan el coeficiente sísmico  $c$ , que se define como el coeficiente entre la fuerza cortante debida a sismo en la base de la estructura  $V_s$  y su peso total  $W$ , como se indica a continuación.

$$c = \frac{V_s}{W}$$

De acuerdo a las NTCDF 2004 se han establecido valores para las edificaciones clasificadas dentro del grupo B (Art. 139 del Reglamento) el cual se reproduce a continuación.

Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones.

Zona	$c$	$A_0$	$T_a$	$T_b$	$r$
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.00
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
IIIa	0.40	0.10	0.53	1.80	2.00
IIIb	0.45	0.11	0.85	3.00	2.00
IIIc	0.40	0.10	1.25	4.20	2.00
IIId	0.30	0.10	0.85	4.20	2.00

Tabla 1. Valores de los espectros de aceleraciones. (NTC DF 2004)

Para los edificios cuya falla estructural podría constituir un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, o edificaciones cuya funcionamiento es esencial para la población, es decir estructuras clasificadas en el grupo A, el Reglamento aconseja aumentar el coeficiente sísmico en un 50%

De acuerdo con las características estructurales y del tipo de terreno donde se desplantara la estructura, el Reglamento permite reducir las fuerzas sísmicas calculadas, ya sea por el método estático o dinámico, mediante el factor de reducción  $Q'$  que está en función del factor de comportamiento sísmico  $Q$  que varía entre 1 y 4 según la estructuración del edificio, así por ejemplo, cuando se realice un análisis sísmico estático, la fuerza lateral  $F_i$ , que actúa en  $i$ -ésimo nivel se calcula con la siguiente fórmula

$$F_i = \frac{c}{Q} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

Donde como es sabido

Wi= peso de la i-ésima masa  
Hi= altura de la i-ésima masa sobre el desplante

Para cumplir con el Reglamento, con estas fuerzas reducidas se analiza un modelo no lineal de la estructura y se revisa que no excedan los valores establecidos por los estados límite.

Tratándose de estructuras irregulares, las NTCDF 2004, toman el análisis más riguroso, si la estructura cumple con las condiciones de regularidad establecidas en la sección 6.1, el factor de reducción se multiplica por 1.00, es decir, no sufre reducciones, pero si no cumple con una condición de regularidad, el factor de reducción de debe multiplicar por 0.90, si no cumple con 2 o más requisitos se multiplica por 0.80, y si no cumple con más de dos requisitos, se denomina como estructura fuertemente irregular y se multiplica por 0.70.

La determinación del CR es de forma aproximada debido a que la rigidez de cada elemento estructural se ve modificada por agrietamientos locales, fluencia y por la contribución de elementos no estructurales. Además, el efecto dinámico de la vibración puede ampliar la excentricidad estática. Por tales razones las NTCDF 2004 especifican que el momento torsionante sea, por lo menos, igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad de diseño,  $ed_1$  ó  $ed_2$  que resulte más desfavorable donde:

$$ed_1 = \alpha e_s + \beta b$$

$$ed_2 = \delta e_s - \beta b$$

donde:

$\alpha$  =factor de amplificación dinámica, 1.5;

$\delta$  =factor de amplificación dinámica, 1.0;

$\beta$  =factor de excentricidad accidental, 0.1; y

b =dimensión máxima en planta de la estructura, perpendicular a la dirección de la excitación sísmica que se analiza.

Para cumplir con el Reglamento, y evitar daños estructurales ante sismos moderados, las NTCDF 2004 restringen la distorsión de entrepiso ( $\phi$ ) de la estructura, que se define como el cociente entre la diferencia de los desplazamientos laterales de pisos consecutivos ( $\Delta$ ) producidos por las fuerzas sísmicas de entrepiso y la altura del entrepiso (H) como:

$$\varphi = \frac{\Delta}{H}$$

Donde:

$\varphi \leq 0.006$  si la estructura cuenta con elementos como muros y diagonales no estructurales, ligados a la estructura principal capaces de soportar deformaciones apreciables.

$\varphi \leq 0.012$  si la estructura cuenta con elementos como muros y diagonales, desligados a la estructura principal incapaces de soportar deformaciones apreciables; y

$\Delta$  = (desplazamiento resultante del análisis con las fuerzas reducidas) x Q.

Se muestra una figura donde se muestran estas distorsiones de entrepiso.

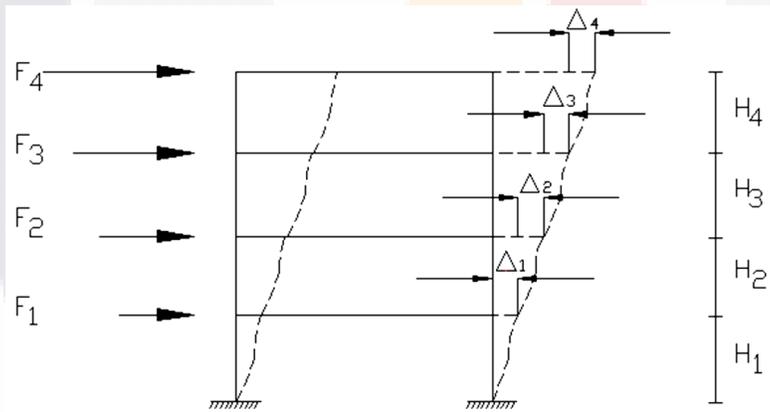


Fig. 5 Distorsiones de entrepiso. (Trejo, J. 2007).

Cabe señalar, que las NTCDF 2004, no incluyen una revisión del estado límite de supervivencia, solo consideran que al cumplir con las condiciones de regularidad, la estructura dispondrá de capacidad suficiente para disipar la energía sísmica y evitar el colapso.

De acuerdo con el NTCDF 2004, para calcular las fuerzas de diseño de los elementos resistentes de cada entrepiso, primero se distribuye la fuerza cortante total  $V_j$  del mismo piso de acuerdo con la rigidez lateral,  $k_i$ , de cada entrepiso, obteniéndose un cortante directo de diseño,  $V_{di}$  esto es, para cada una de las direcciones ortogonales de la estructura.

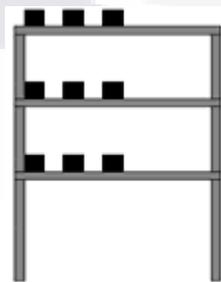
$$V_{di} = V_j \frac{k_i}{\sum k_i}$$

La fuerza debida al efecto de la torsión sísmica se obtiene del momento torsionante originado por la aplicación de la fuerza cortante de entrepiso y una excentricidad de diseño,  $e_d$  que puede adoptar uno de dos valores, la mayoría de los reglamentos de diseño sísmico especifican como excentricidad de diseño expresiones con el siguiente formato.

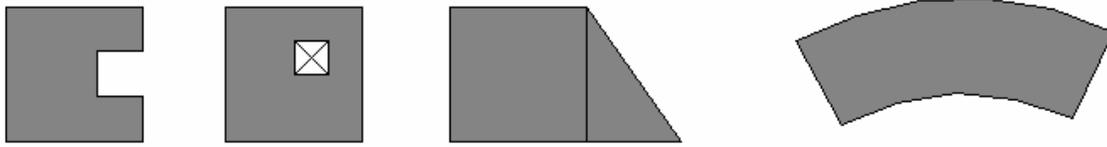
### 1.3 Cortante debido a la torsión por excentricidad accidental

Aunque en teoría, cuando una estructura sea simétrica, no debería de presentarse el fenómeno de la torsión sísmica, Escobar y Ayala (1991) demostraron que existe la posibilidad de que dicho fenómeno se presente, ocasionado principalmente por las incertidumbres provocadas por las propiedades geométricas de las propiedades calculadas y las reales, ocasionando diferencias entre las rigideces calculadas y las reales, así como también a la diferencia mínima entre el tiempo de llegada de las ondas sísmicas a la base de la estructura y a la componente de aceleración del suelo, lo que provoca una torsión accidental.

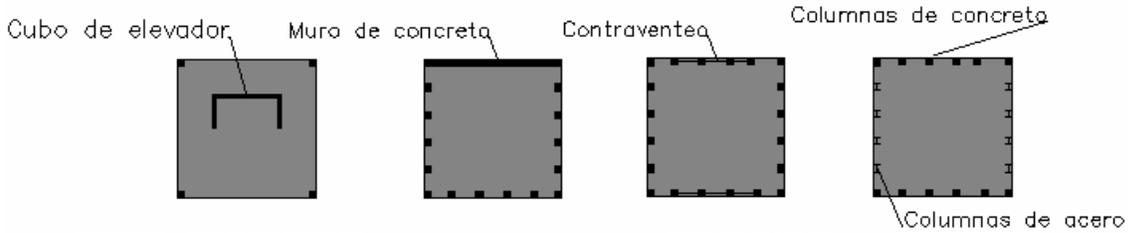
Las causas de torsión sísmica, también conocida como excentricidad estática, son varias, la asimetría de las estructuras, es decir, cuando sin tomar en cuenta la excentricidad accidental, existe excentricidad por diseño de las estructuras, se definen 4 tipos principales, los cuales se indican a continuación.



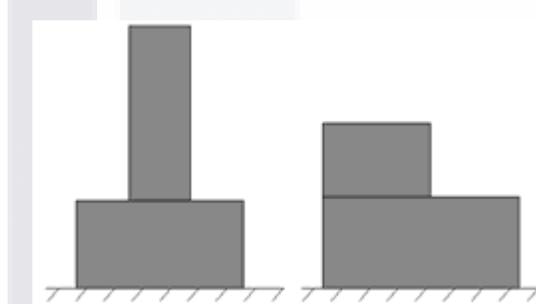
a) Torsión por asimetría de masas



b) Torsión por asimetría en planta



c) Torsión por asimetría de rigideces



d) Torsión por asimetría den elevación.

Figura 6-a, 6-b, 6-c, 6-d. (Trejo, J. 2007).

### 1.4 Edificios de Cortante.

Al diseñar una estructura, si las traveses son lo suficientemente rígidas ante la acción de fuerzas laterales, las columnas presentaran puntos de inflexión en sus extremos provocando la doble curvatura del elemento estructural, de esta manera, la rigidez del entrepiso es aportada por la capacidad a flexión de los elementos verticales, lo cual permite modelar los marcos de la estructura como si fueran una serie de resortes, uno por cada entrepiso, cuando una estructura se comporta de esta manera se denomina de cortante.

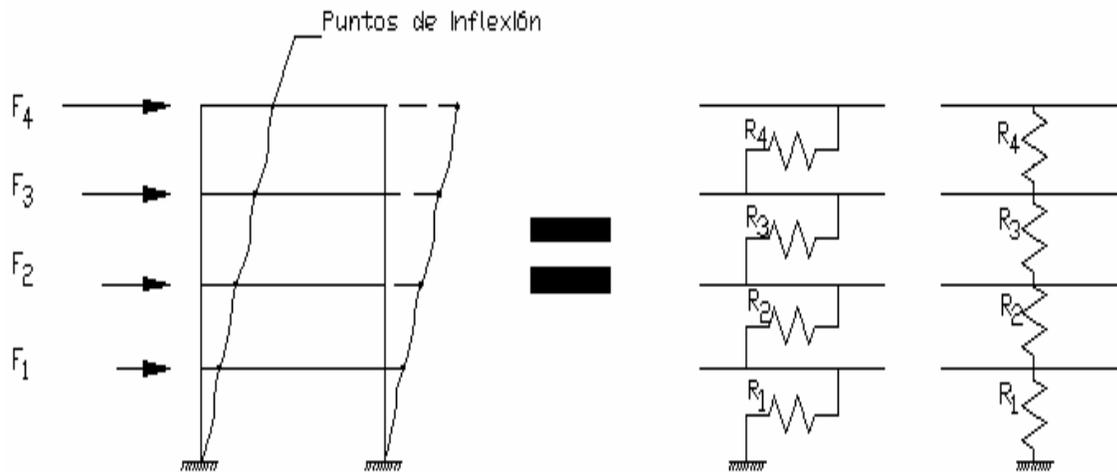


Imagen No. 7. Comportamiento de un marco de cortante. (Trejo, J. 2007).

La rigidez a flexión de cada una de las columnas se puede determinar de la siguiente manera.

$$R_{\text{columna}} = \frac{12EI}{L^3}$$

Donde:

E= Módulo de elasticidad

L= altura del entrepiso

I= Momento de inercia de la sección transversal

De esta manera, la rigidez de cada entrepiso de un marco, se puede calcular como la suma de las rigideces de todas las columnas del mismo, usando la siguiente formula

$$R_{\text{entrepiso}} = \sum \frac{12EI}{L^3}$$

### 1.5 Índice de rotación de nudo.

Para determinar si un edificio está compuesto por marcos de cortante se utiliza el índice de rotación  $\Omega$ , Blume (1968) definió que, para determinar si las vigas cuentan con suficiente rigidez, de tal forma que obligan a las columnas a deformarse en doble curvatura, es necesario calcular para cada nudo de cada entrepiso el valor de la siguiente relación.

$$\Omega = \frac{\sum \left(\frac{I}{L}\right)_{\text{VIGAS}}}{\sum \left(\frac{I}{L}\right)_{\text{COLUMNAS}}}$$

Donde

$\Omega$ = Índice de rotación de nudo

I= Momento de inercia de viga o columna

L= Longitud del elemento estructural

Así que para definir si un edificio tiene comportamiento de cortante, es necesario calcular para cada entrepiso y para cada dirección, dos veces el índice de rotación de nudo, uno utilizando las columnas superiores y otro con las inferiores. En todos los casos los valores de los cocientes tienen que ser mayor que 0.1.

Aunque este índice ha sido deducido para marcos regulares, da una idea sobre la posible aparición de puntos de inflexión en las columnas de marcos irregulares.

Es importante señalar que cuando se estructura un edificio con columnas más robustas que las vigas, el índice de rotación de nudo resulta ser menor que 0.1.

**CAPITULO 2 COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE ESTRUCTURAS.**

**2.1 Comportamiento no lineal.**

Cuando un material, como el concreto reforzado, es sometido a pruebas de carga axial, su comportamiento puede ser definido por una gráfica esfuerzo-deformación unitaria en la que existe un tramo lineal cuya pendiente es el módulo de elasticidad (E) y es directamente proporcional al esfuerzo ( $\sigma$ ) e inversamente proporcional a la deformación unitaria ( $\epsilon$ ).

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon}$$

Como se observa en la figura 8, cuando la relación de proporcionalidad establecida por la ecuación deja de cumplirse el comportamiento se denomina no lineal.

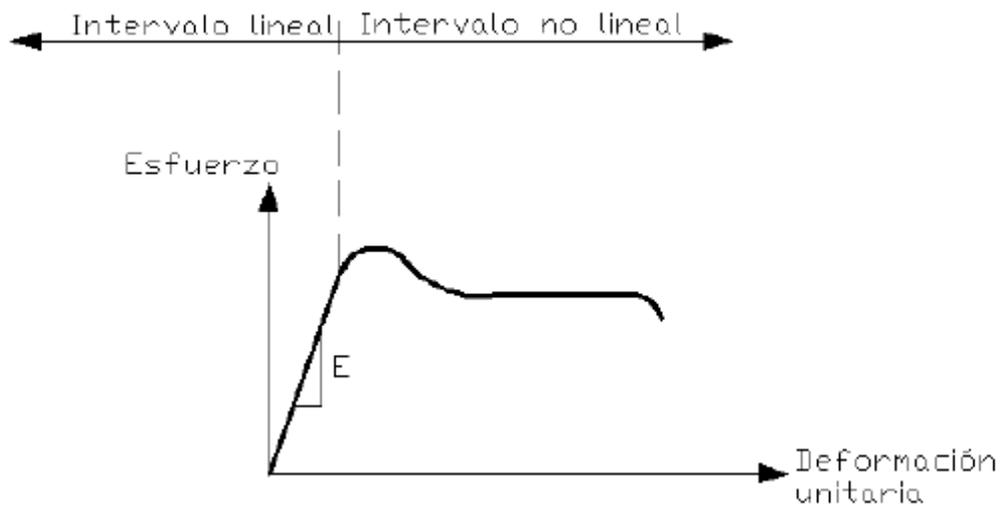


Imagen No. 8 Gráfica esfuerzo-Deformación de un elemento de concreto. (Trejo, J. 2007)

## 2.2 Comportamiento no lineal de estructuras.

Cuando una estructura se somete a una acción sísmica, su comportamiento puede ser representado gráficamente por la relación cortante basal-desplazamiento en la azotea. El comportamiento inicial de la estructura será lineal, pero, al aumentar la intensidad sísmica, las propiedades dinámicas del edificio cambiarán alterando su respuesta e iniciando su comportamiento no lineal.

El comportamiento no lineal de una estructura está asociado a su estado de daño, inicialmente en elementos no estructurales y después en los estructurales. Los síntomas de la incursión en el intervalo de comportamiento no lineal, son la pérdida de rigidez y el aumento del amortiguamiento que traen como consecuencia el agrietamiento de los elementos no estructurales y estructurales, desprendimiento de recubrimientos, pandeos locales y deformaciones residuales de la estructura (Bazán y Meli, 2001).

En la figura 8 se representa el comportamiento de una estructura ante una acción sísmica. Se observa que cuando tiene un comportamiento dúctil presenta grandes deformaciones antes de que ocurra el colapso, sin embargo, cuando presenta un comportamiento frágil, las deformaciones son pequeñas en el momento del colapso.

En la gráfica de la figura 8 se observan puntos que definen el cambio de rigidez de la estructura, correspondientes a cambios de comportamiento importantes, como el agrietamiento de la estructura, la fluencia del primer elemento estructural y la pérdida de capacidad de carga que establece el inicio del colapso. Estos puntos se pueden asociar a los estados límite del comportamiento estructural. En el primero se puede considerar que se rebasan las condiciones de servicio de la estructura, en el segundo las condiciones de seguridad y el tercero, al que no recomiendan llegar las NTCDF 2004, el colapso de la estructura.

La ductilidad es una propiedad muy importante que define la capacidad que tienen las estructuras de disipar la energía sísmica e incluso las NTCDF 2004 permiten que el comportamiento de las edificaciones rebase el intervalo lineal ante temblores severos y se incursione en el no lineal. Así, se permite que las estructuras se diseñen para resistir fuerzas inferiores a las que se presentarían en su intervalo elástico pero manteniendo su capacidad de carga ante deformaciones muy superiores a las de la fluencia.

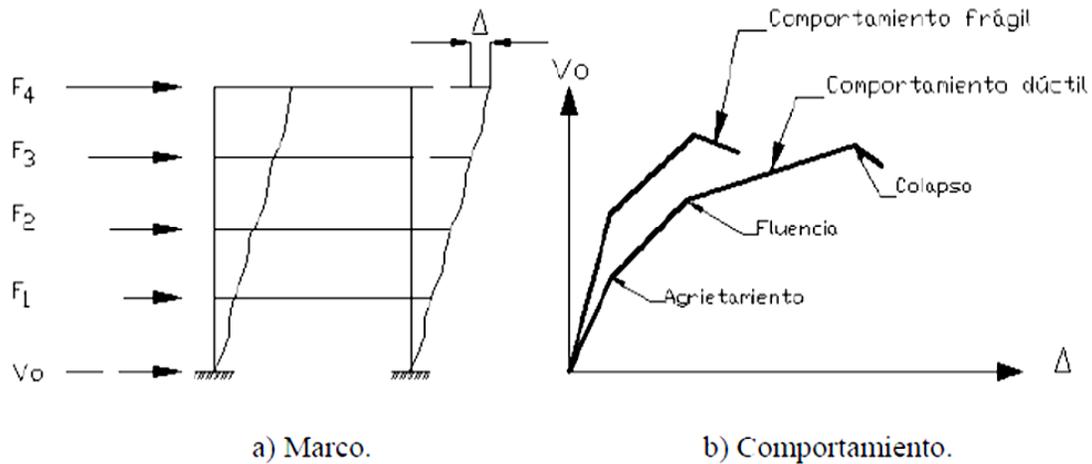


Imagen No. 9 Comportamiento de las estructuras. ( Trejo, J. 2007)

La respuesta no lineal de una estructura depende del tipo de comportamiento que tengan los elementos que la componen. Por ejemplo, el acero mantiene su comportamiento lineal ante esfuerzos grandes, en cambio, el concreto no soporta deformaciones ante fuerzas de tensión pequeñas. El comportamiento de la estructura depende también de la forma en la que los elementos están dispuestos y conectados, del número de secciones que incursionen en el intervalo de comportamiento no lineal y de la secuencia de formación del mecanismo de falla.

### 2.3 Ductilidad máxima demandada.

Una forma de medir el grado de incursión de una estructura en el intervalo de comportamiento no lineal consiste en calcular la ductilidad máxima demandada (DMD) de cada uno de los elementos resistentes, que se define como el cociente entre el desplazamiento relativo máximo \$u\_{max}\$ del elemento y su respectivo desplazamiento de fluencia \$u\_y\$, es decir:

$$DMD = \frac{U_{MAX}}{U_Y}$$

Donde el \$U\_{max}\$ para cada elemento estructural se calcula con la condición de que los desplazamientos relativos tienen que tomarse para el mismo tiempo de la acción sísmica.

El desplazamiento de fluencia \$U\_y\$ se puede calcular con la ecuación siguiente:

$$U_Y = 1^2 \frac{\sum M_Y}{12 E I}$$

donde:

$l$  = longitud del elemento estructural;

$E$  = módulo de elasticidad;

$I$  = momento de inercia; y

$\Sigma M_y$  = suma de los momentos flexionantes en los extremos del elemento estructural.

## **2.4 Diseño por capacidad**

Los requisitos reglamentarios referentes a la torsión sísmica de las NTCDF 2004 están basados en la respuesta de estructuras con comportamiento elástico bajo la aplicación de fuerzas sísmicas estáticas horizontales. Sin embargo, ante la acción sísmica la mayoría de las estructuras se comportan inelásticamente y las fuerzas sísmicas inducidas son de tipo dinámico.

En 1975, Park y Paulay (1975) desarrollaron en Nueva Zelanda un procedimiento de diseño sísmico llamado: diseño por capacidad; el cual pretende revisar las condiciones de la estructura en su etapa de comportamiento no lineal y garantizar que ésta tenga la capacidad de disipación inelástica de energía.

El diseño por capacidad consiste en elegir un mecanismo de comportamiento inelástico que desarrolle la ductilidad necesaria, definir qué elementos estructurales participaran en el mecanismo y diseñarlos. Para los demás elementos estructurales, su función es soportar las acciones que se presentan durante el mecanismo y garantizar que se mantenga, por lo que se utiliza para su diseño un factor de seguridad adicional, normalmente 1.25. Los elementos estructurales que participan en el mecanismo de comportamiento inelástico se denominan barrera primaria de defensa, ya que funcionan como fusibles impidiendo que se produzcan otros modos de falla más desfavorables.

## **2.5 Daños a edificios causados por torsión sísmica.**

El daño por torsión sísmica durante los sismos es muy frecuente, durante los sismos de 1985 en la ciudad de México, se estima que cerca del 42% de las estructuras que se colapsaron y las que presentaron algún tipo de daño estructural se debieron al efecto de la torsión sísmica, siendo una de las características más comunes en estas estructuras, fue la disposición asimétrica de las cargas, rigideces y resistencias, estas asimetrías se modificaron cuando alguno o algunos de sus elementos resistentes sobrepasaron su resistencia de fluencia, cambiando la concepción

estructural de diseño original y, por tanto, el comportamiento esperado. Al parecer, muchas de estas edificaciones fueron diseñadas considerando de manera explícita las recomendaciones de diseño por torsión vigentes en el tiempo de su construcción. Sin embargo, es importante mencionar que dichas recomendaciones estuvieron basadas en resultados de estudios con modelos simplificados de edificios con comportamiento elástico y no en resultados de modelos que consideren diferentes niveles de daño, como los producidos en las estructuras durante sismos intensos.

Como consecuencia de los daños a los edificios que se observaron, se iniciaron las investigaciones sobre el comportamiento sísmico torsional de edificios, considerando la no linealidad del problema. En estas investigaciones se realizaron estudios paramétricos sobre modelos simplificados de edificios de cortante de un nivel, considerando algunas de las variables que pudieran ser más representativas de la respuesta sísmica torsional de estructuras en el rango de comportamiento no lineal, tales como: la distribución de rigideces y resistencias en planta, la excentricidad estructural, la relación de aspecto de la planta, la relación entre las frecuencias torsional y lateral no acopladas, el periodo fundamental, el número de planos resistentes, la variación de los coeficientes involucrados en las excentricidades de diseño por torsión y la relación de la resistencia real a la resistencia nominal de la estructura, entre otras.

Es de interés mencionar que, a pesar de que estos resultados han proporcionado información muy valiosa sobre el comportamiento torsional de edificios asimétricos, tienen ciertas limitantes relacionadas con la simpleza de los modelos utilizados y con las condiciones de sismicidad de una región particular, lo cual los ha hecho difíciles de extrapolar a estructuras de varios niveles.

Cuando se presentan las fuerzas sísmicas durante un temblor de tierra, generalmente se suponía que la estructura vibra como un sistema en el que todos los puntos de una planta en el mismo piso y lapso están en la misma fase de desplazamiento, velocidad y aceleración. Pero en realidad, la propagación de las ondas sísmicas no es instantánea, sino que tiene velocidad diferencial que depende de la densidad del suelo y las características estructurales.

Esto se puede ver gráficamente con imágenes de edificios que fallaron por torsión sísmica, en las imágenes siguientes.



Foto No. 1 Edificio dañados por torsión sísmica, México 1985. (Trejo, J. 2007)



Foto No. 2 Edificio Nuevo León, México 1985. (Trejo, J. 2007)



Foto No. 3 Banco Central de Managua, Nicaragua 1985. (Escobar, J. A. et. all. 2007)



Foto No. 4 Daño en edificio por torsión (Escobar, J. A. et. all. 2007)

## **CAPITULO 3 CRITERIOS POR TORSION SISMICA**

### **3.1 Criterios de diseño sísmico de estructuras**

Cuando se analiza una estructura para que resista cargas o acciones permanentes es combinación con cargas o acciones variables, se consideran los valores máximos probados que se espera que se presenten durante la vida útil de la estructura, la cual existen diferentes formas de determinar esta, pero cuando se analiza una estructura para que resista acciones accidentales como pueden ser viento o sismo, el cálculo es más complicado ya que estas son mas impredecibles en magnitud y tiempo, basándose su cálculo en valores registrados históricamente en la localidad donde se vaya a ubicar la estructura, ya que la posibilidad de ocurrencia de los fenómenos analizados puede ser muy baja, a menos de que una estructura se pretenda construir en zonas con alta incidencia de este tipo de fenómenos.

El diseño sísmico se transforma en un problema de evaluación, donde se tiene que equilibrar la inversión con el grado de seguridad estructural que sea más adecuada, dependiendo del uso que se la vaya a dar a la estructura, de esta manera, los Reglamentos de Construcción vigentes, permiten que el comportamiento de las estructuras no exceda su resistencia ante temblores severos, manteniendo su capacidad de carga y evitando daños de cualquier magnitud ante sismos moderados con una probabilidad de presentarse en la vida útil.

Los objetivos anteriores se establecen en los Reglamentos de Construcción vigente (RCDF) mediante estados limite de comportamiento que generalmente están clasificados como lo establecieron en 1991 Roberto Bazán y Enrique Meli, y se indican a continuación.

- a) Estado limite de servicio, para el cual no se deben exceder deformaciones que ocasionen pánico a los ocupantes ni daño en elementos no estructurales, interferencia en el funcionamiento de equipos e instalaciones y condiciones que impidan el desarrollo adecuado de las funciones para las que se haya proyectado la construcción.
- b) Estado limite de integridad estructural, en el cual no debe presentarse daño estructural y no estructural, permitiéndose el agrietamiento en elementos de concreto pero sin alcanzar su capacidad de carga.

- c) Estado límite de supervivencia, para el cual puede haber daño estructural significativo y en ocasiones más allá de lo económicamente reparable, pero manteniendo la capacidad de carga de la estructura y evitando el colapso.

En base a estos estados límite, los objetivos del diseño sísmico estructural se pueden establecer como lo indicaron Bazán y Meli en 2001.

- 1) Evitar que se exceda el estado límite de servicio para sismos de intensidad moderada con una probabilidad significativa de presentarse varias veces durante la vida útil de la estructura.
- 2) Evitar que se exceda el estado límite de integridad estructural para sismos severos con una probabilidad menos significativa de presentarse durante la vida útil de la estructura.
- 3) Evitar que se exceda el estado límite de supervivencia para sismos extraordinarios con una probabilidad pequeña significativa de presentarse durante la vida útil de la estructura.

Las probabilidades mencionadas en los criterios de diseño se manejan en la mayoría de los Reglamentos de Construcción en periodos de retorno. En la siguiente tabla se muestran para cada estado límite los periodos de retorno considerado aceptable, según Bazán y Meli.

Estado Límite	Intensidad Sísmica	Periodo de Retorno (Años)
Servicio	Moderada	20-30
Integridad Estructural	Severa	50-100
Supervivencia	Extraordinaria	500-1000

En base a lo anterior, se tendrían que hacer 3 diseños sísmicos, el primero con un sismo de moderada intensidad en el que se revisarían las condiciones de servicio con un modelo elástico-lineal, el segundo con un sismo severo en el que se revisarían las condiciones d integridad estructural con un modelo elástico-lineal, y un tercero con un sismo extraordinario en el que se revisarían las condiciones de supervivencia con un modelo plástico.

Este procedimiento no es factible para la gran mayoría de las estructuras, y solo se lleva a cabo para estructuras de gran importancia como las centrales nucleares, en donde la gravedad de daños a la población, y al medio ambiente son extraordinariamente altos. La mayoría de los Reglamentos de Construcción, simplifica el análisis en solo uno, utilizando un modelo elástico-lineal con fuerzas sísmicas menores a las que se tendrían durante el intervalo de comportamiento lineal.



## CAPITULO 4 PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO

Actualmente existen varios métodos para el análisis de fuerzas sísmicas de torsión, se realizará un análisis de estos métodos aplicándolos a un ejemplo numérico. Estos están basados en el cálculo de las fuerzas horizontales aplicadas en cada nivel, estos valores se obtienen a través de un análisis sísmico estático o dinámico modal espectral.

En todos los métodos presentados, se requiere que para cada elemento resistente se calculen los cortantes debidos al 100 % de las fuerzas sísmicas en la dirección  $X$  más 30 % de las fuerzas sísmicas en la dirección  $Y$  y viceversa. Para el diseño rige el mayor de estos resultados

### 4.1 Método de Rosenblueth-Esteva

Para distribuir las fuerzas cortantes por torsión, Rosenblueth y Esteva (1962) propusieron el siguiente procedimiento.

1. Para las dos direcciones principales en que se efectuará el análisis, calcular por estática la línea de acción del cortante sísmico en cada entrepiso,  $CM$ .
2. Con las rigideces de los elementos de cada entrepiso, o con los cortantes directos, calcular la posición del  $CT$  de cada entrepiso.
3. La fuerza cortante total que debe ser soportada por cada uno de los elementos resistentes de cada entrepiso será igual al valor más desfavorable de las fuerzas calculadas como

$$V_{toti}(+) = Vd_i + Vt_i ; \text{ ó } V_{toti}(-) = Vd_i - Vt_i$$

4. Las fuerzas de diseño actuantes en los elementos estructurales se calculan haciendo un análisis individual en el plano de cada uno de los elementos resistentes con base en la fuerza cortante total calculada en el paso anterior.

### 4.2 Método de Ávila

Este método es el primero en nuestro país que ha sido planteado con el objetivo de ser aplicado utilizando programas de análisis estructural comerciales. Consiste de los siguientes pasos (Ávila, 1991):

1. Calcular los valores de las coordenadas del  $CM$  de cada uno de los pisos.

2. Calcular los cortantes directos en los elementos estructurales. Esto se puede realizar aplicando estáticamente, las fuerzas calculadas en el análisis sísmico estático, en *CM* de cada uno de los pisos del modelo tridimensional de la estructura impidiendo los giros de las losas alrededor de un eje vertical.
3. Con los cortantes directos y las ecuaciones (21) se calculan las coordenadas de *CT* de cada uno de los entrepisos.
4. Con las coordenadas de *CM* y *CT* de cada uno de los pisos se calcula la excentricidad estructural.

5. Con las ecuaciones

$$X^*_{CM1} = X_{CT} + Ed_1; \quad y, \quad X^*_{CM2} = X_{CT} + Ed_2$$

$$Y^*_{CM1} = X_{CT} + Ed_1; \quad y, \quad Y^*_{CM2} = X_{CT} + Ed_2$$

Donde

$$Ed_1 = 1.5 e_s + 0.1 b \text{ (signo } e_s); \quad y, \quad Ed_2 = e_s - 0.1 b \text{ (signo } e_s)$$

Se calculan las coordenadas modificadas de *CM* de cada piso para cada una de las direcciones de análisis *X* y *Y*.

6. Para cada una de las dos direcciones ortogonales de la estructura, se realizan dos análisis estructurales permitiendo traslación y rotación de los entrepisos. En cada uno de ellos se deberá mover la posición nominal de *CM* una distancia calculada con las ecuaciones anteriores.
7. Las fuerzas que deberán resistir los elementos estructurales al considerar la torsión sísmica serán aquellos que presenten los valores máximos obtenidos de los análisis estructurales realizados en el paso anterior para cada una de las direcciones ortogonales del edificio.

#### **4.3 Procedimiento simplificado de diseño.**

El procedimiento simplificado de diseño por torsión sísmica estática, *PSD* (Escobar, et al., 2002, 2004) utiliza factores de amplificación por torsión. En su planteamiento se buscó que pudiera ser aplicado utilizando programas comerciales de análisis estructural. Consta de los siguientes pasos

1. Calcular las coordenadas de *CM* de cada uno de los pisos. y 3. Calcular las coordenadas de *CR* y *CC* de cada uno de los entrepisos.

2. Para las dos direcciones ortogonales de la estructura se calculan los cortantes directos en los elementos resistentes aplicando, estáticamente, las fuerzas obtenidas del análisis sísmico estático.

4. Clasificar a los elementos resistentes como *rígidos* si están localizados del mismo lado de *CR* con respecto a *CC*, y como *flexibles* en caso contrario.

5. Calcular la excentricidad estática de cada uno de los entrepisos.

$$e_s = Y_{cc} - Y_{cr} =$$

6. Calcular los factores de amplificación por torsión *FAT* de los elementos resistentes del *j-ésimo* entrepiso como

$$FATf_i = 1 + \frac{\zeta_i}{\rho} (\beta + \alpha e)$$

y

$$FATf_i = 1 + \frac{\zeta_i}{\rho^2} (\beta - \alpha e)$$

Para el caso de el RCDF 2004, con  $\alpha = 1.5$ ,  $\beta = 0.10$  y  $\delta = 1.00$  se tiene que

$$FATf_i = 1 + \frac{\zeta_i}{\rho} (0.1 + 1.5e)$$

y

$$FATf_i = 1 + \frac{\zeta_i}{\rho^2} (0.1 - e)$$

donde  $FATf_i$  y  $FATr_i$  son los factores de amplificación por torsión del *i-ésimo* elemento *flexible* y *rígido* respectivamente;  $e_i = x_i/b$  es la posición,  $x_i$ , con respecto a *CR* normalizada del *i-ésimo* elemento resistente;  $e =$

$|es/b|$  es el valor absoluto de la excentricidad estática normalizada; y  $\rho$  es el radio de giro normalizado del  $j$ -ésimo entrepiso. Este parámetro se puede calcular para cada una de las direcciones X y Y de la estructura como

$$\rho_{xj} = \frac{1}{b_{xj}} * \left( \sqrt{\frac{\left(\sum \frac{Vdy_i * x_i^2}{dy_j}\right) + \left(\sum \frac{Vdx_i * y_i^2}{dx_j}\right)}{\sum \frac{Vdx_i}{dx_j}}}\right)$$

$$\rho_{yj} = \frac{1}{b_{yj}} * \left( \sqrt{\frac{\left(\sum \frac{Vdy_i * x_i^2}{dy_j}\right) + \left(\sum \frac{Vdx_i * y_i^2}{dx_j}\right)}{\sum \frac{Vdy_i}{dy_j}}}\right)$$

donde  $dx_j$  y  $dy_j$  son los desplazamientos relativos del  $j$ -ésimo entrepiso obtenidos del análisis estructural estático realizado en el paso 2 para determinar los cortantes directos en los elementos estructurales.

7. Obtener las fuerzas totales de diseño (fuerzas cortantes, axiales, momentos flexionantes, etc.) en los elementos estructurales, multiplicando las fuerzas producidas en ellos por los cortantes directos calculados en el paso 2 anterior, por los FAT correspondientes, esto es

$$V_{tot_i} = FAT_{f_i} * (V_{d_i})$$

Y

$$V_{tot_i} = FAT_{r_i} * (V_{d_i})$$

Al realizar el análisis tradicional de fuerzas sísmicas, se encuentran el CC y el CR, que tienen una excentricidad entre sí, lo que provoca que la estructura se vea afectada por la fuerza cortante, más un momento torsionante.

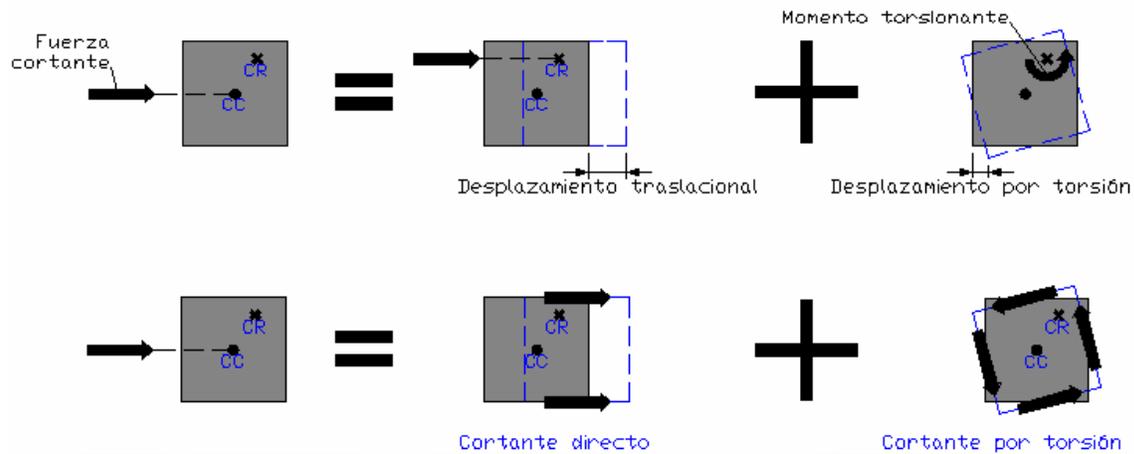


Imagen No. 2. Cortante directo y cortante por torsión en una estructura. (Trejo, J. 2007)

En la figura se aprecia que la fuerza en el CC produce un cortante directo en cada uno de los elementos resistentes de la estructura, paralelos a la fuerza cortante, que es proporcional a su rigidez lateral  $K_i$  y que se puede calcular de la siguiente manera.

$$V_{di} = V_j * \frac{k_i}{\sum k_i}$$

Donde:

$V_j$ = Fuerza cortante del entrepiso j.

$k_i$ = Rigidez lateral del elemento i del entrepiso j

$k$ = Suma de las rigideces i del entrepiso j.

El momento torsionante produce un cortante por torsión en todos los elementos resistentes de la estructura de acuerdo con su contribución a la rigidez torsional y que se puede calcular como.

$$V_{ti} = V_j * \frac{k_i * X_i}{\sum k_{\theta}}$$

Donde:

$$k_{\theta} = \sum x_i^2 * k_i + \sum y_i^2 * k_i$$

es la rigidez torsional

$X_i, Y_i$  = son las coordenadas del  $i$ -ésimo elemento estructural, con respecto al centro de rigidez o de torsión en las direcciones ortogonales X y Y respectivamente.

El Procedimiento Simplificado de Diseño (PSD) (Escobar, et al. 2004), es un método que reduce el número de cálculos en el diseño por torsión sísmica estática de edificios ya que realiza un solo análisis de la estructura tridimensional para cada una de sus direcciones ortogonales.

De esta manera, como cada elemento resistente debe soportar un cortante directo y un cortante por torsión, esto es.

$$V_i = V_{di} \pm V_{ti}$$

Que si se sustituye en las ecuaciones anteriores, queda.

$$V_i = V_j \frac{k_i}{\sum k_i} \pm V_j \frac{k_i * x_i}{k_\theta}$$

Si se tiene

$$\rho = \frac{1}{b} * \sqrt{\frac{k_\theta}{\sum k_i}}$$

En la ecuación se observa que, para cada elemento estructural, la resistencia de diseño puede expresarse en función del cortante directo  $V_d$  afectado por un coeficiente que depende del valor de la excentricidad de diseño y de la rigidez torsional del sistema.

Para definir la forma de trabajo de cada elemento estructural, el PSD clasifica a los elementos de acuerdo con su posición respecto al CC y al CR. Como se muestra en la figura 2, si un elemento se encuentra localizado del mismo lado del CC con respecto al CR se denomina elemento flexible. Y si un elemento se encuentra localizado del lado del CR con respecto al CC se denomina elemento rígido.

Para los elementos flexibles, el cortante por torsión resulta ser aditivo, por tanto, sustituyendo las ecuaciones se tiene que:

$$V_i = V_d * \left( 1 + \frac{x_i * (\alpha e_s + \beta b)}{\rho^2 * b^2} \right)$$

Y

$$V_i = V_d * \left( 1 + \frac{x_i * (\alpha e_s - \beta b)}{\rho^2 * b^2} \right)$$

Donde la segunda ecuación es la que produce valores más desfavorables. Para los elementos rígidos, el cortante por torsión resulta de sentido contrario al cortante directo, por lo que, sustituyendo las ecuaciones, se tiene:

$$V_i = V_d * \left( 1 + \frac{x_i * (\alpha e_s - \beta b)}{\rho^2 * b^2} \right)$$

Donde la ecuación es la que produce valores más desfavorables.

La excentricidad estructural normalizada se define como:  $e = \frac{e_s}{b}$

y  $\zeta$  como un porcentaje adimensional igual a:  $\zeta = \frac{x_i}{b}$

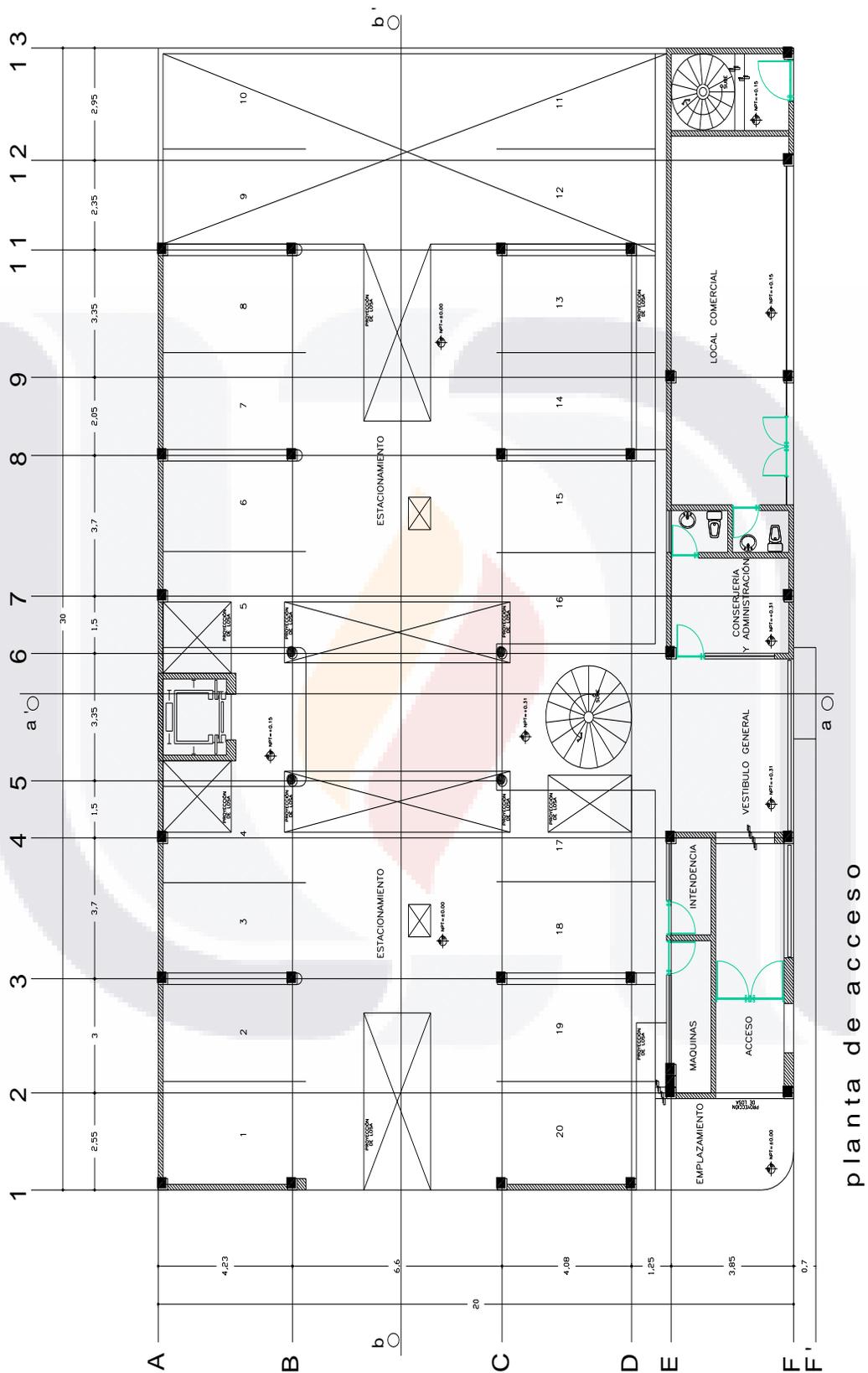
Así, el diseño sísmico de edificios se simplifica, ya que sólo se tienen que calcular los cortantes directos de cada elemento y multiplicarlos por su correspondiente FAT.

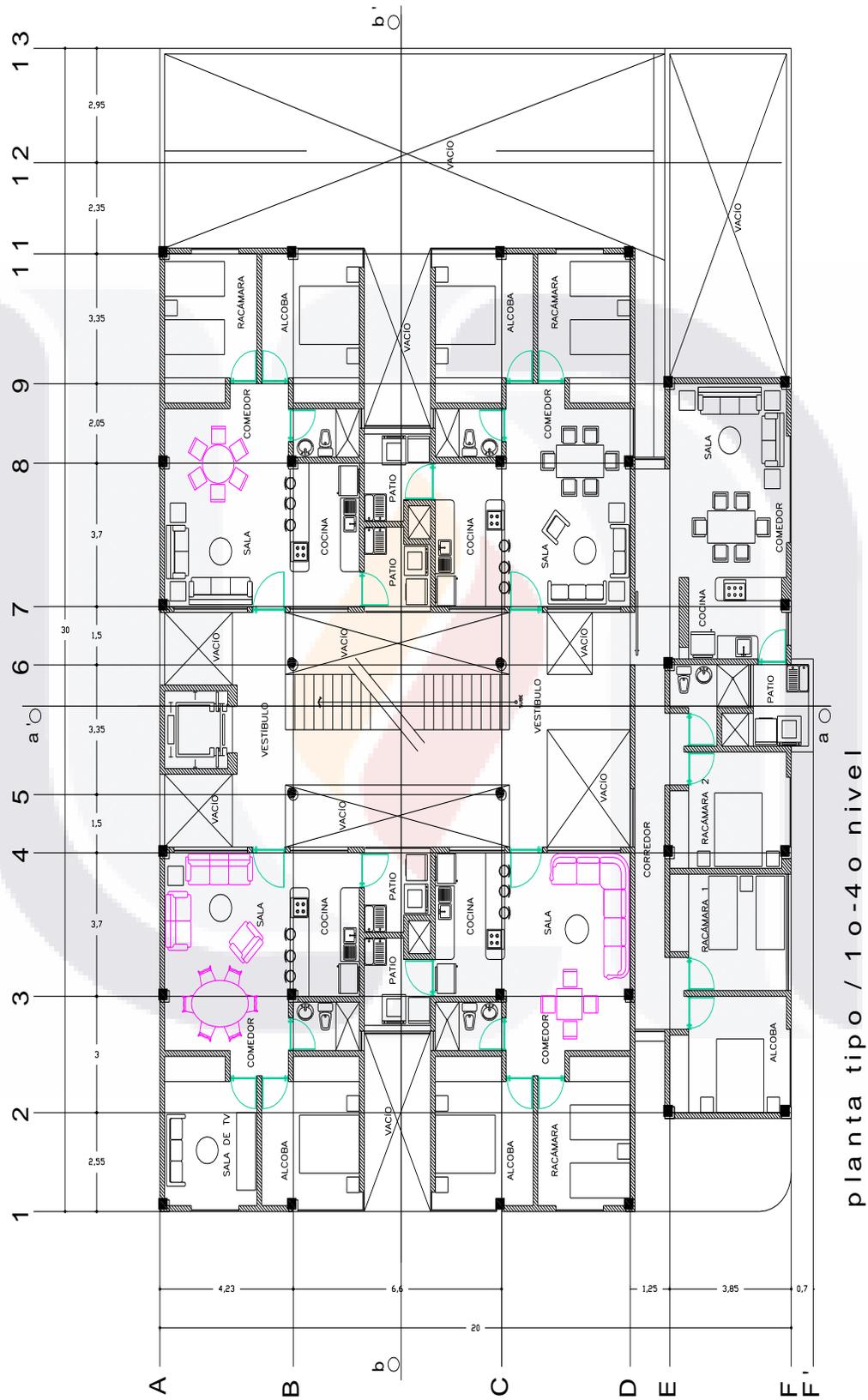
## **CAPITULO 5 EJEMPLO**

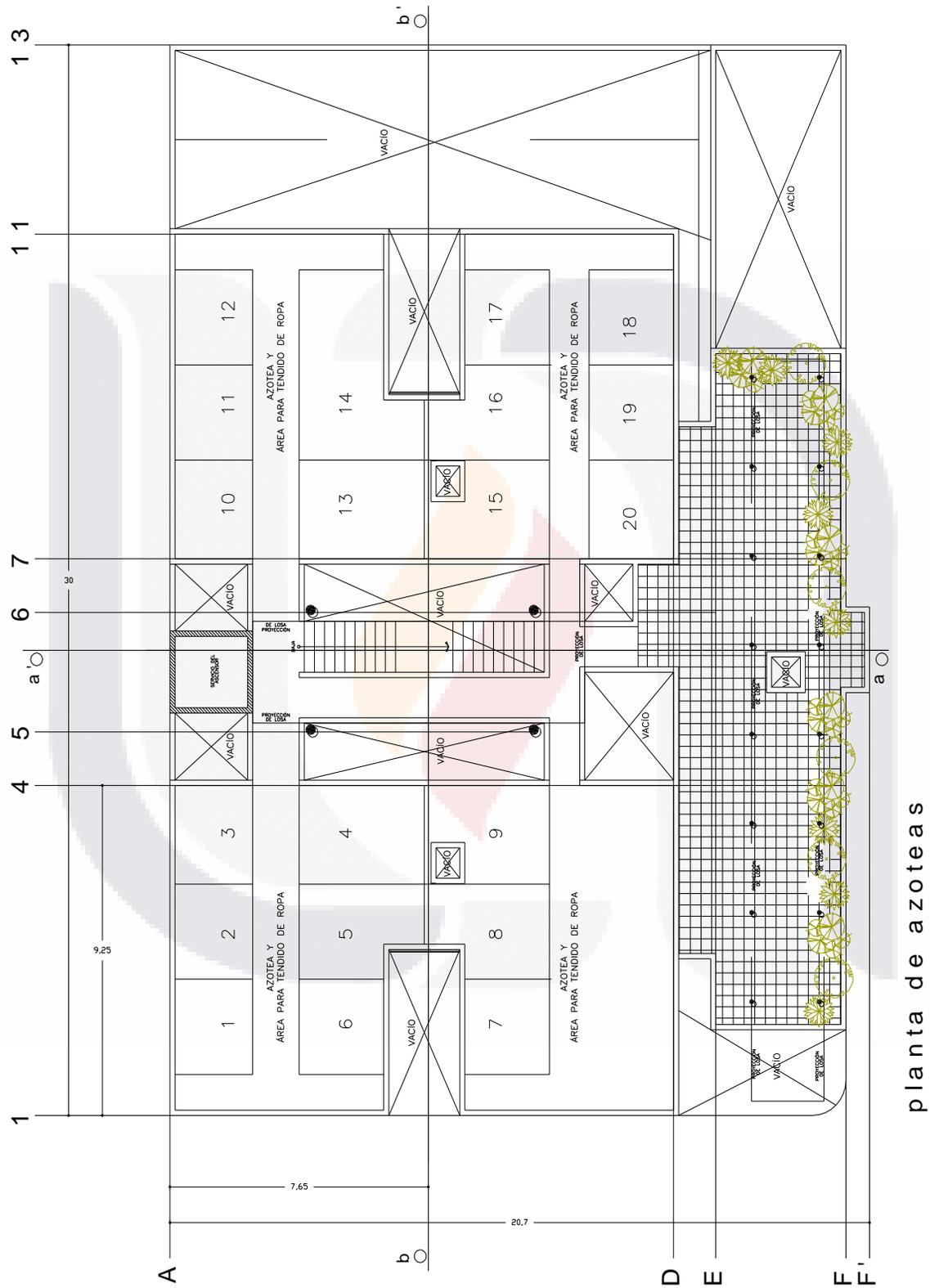
Se aplicaran los diferentes métodos analizados a una estructura, se compararan los resultados de los diferentes métodos, y se analizara la conveniencia de usar el método simplificado de análisis, se analizará un edificio por el método de Rosenblueth-Esteva, y ya teniendo los resultados, se analizará por el método de Ávila y por el PSD propuesto por Escobar.

En este caso, se analizará un edificio de 4 niveles, construido a base de columnas de concreto reforzado de sección de 30\*40 cm, con  $F'c = 250$  kg/cm<sup>2</sup>, traveses de concreto armados de sección de 30\*25 cm, losas a base de vigueta y bovedilla con firme de compresión de 5 cm reforzado con malla electro soldada 6-6 10/10, ubicadas en la ciudad de Aguascalientes, con altura de entre pisos de 2.50 mts, con uso residencial y comercial.

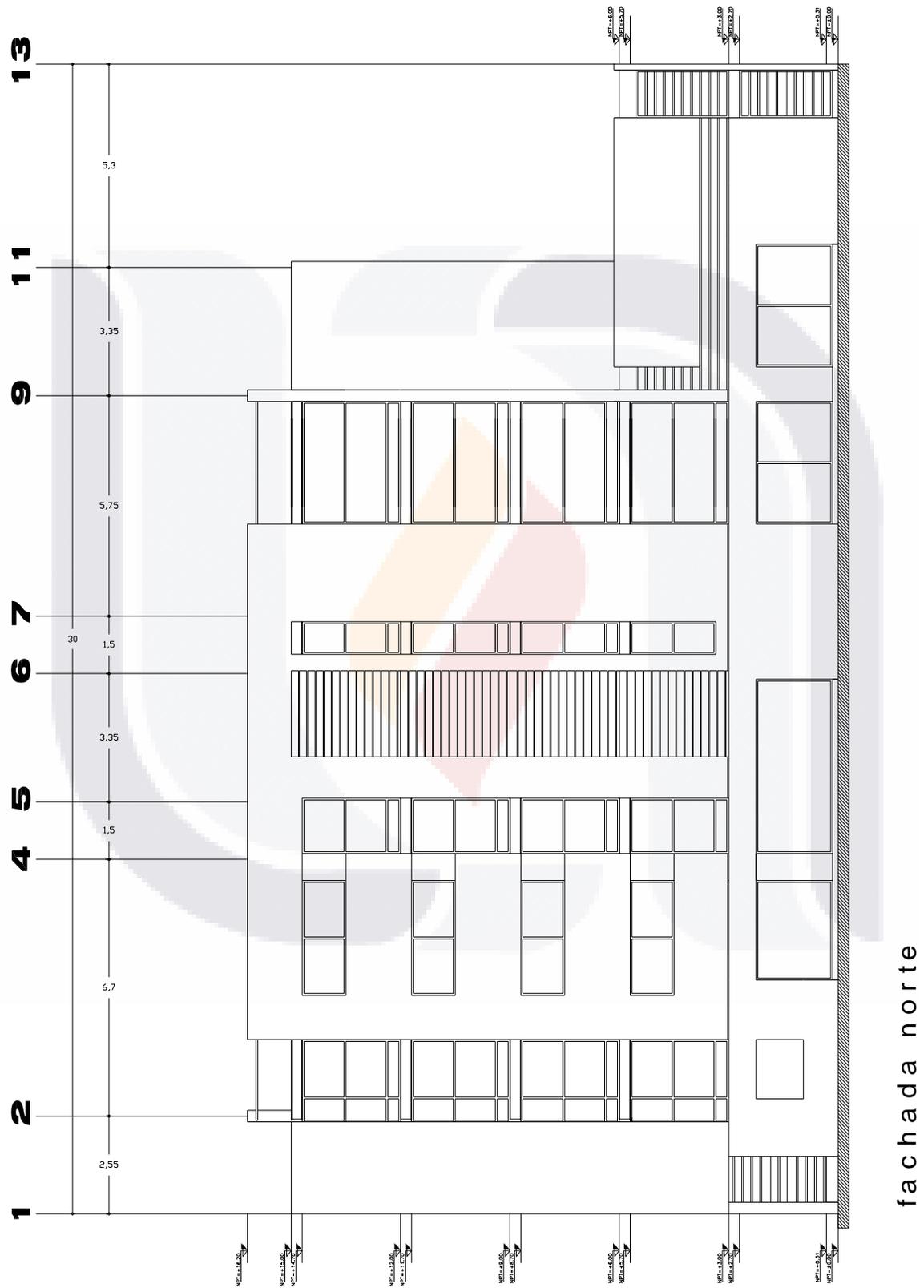
Se presentan los planos de la estructura propuesta para su diseño.



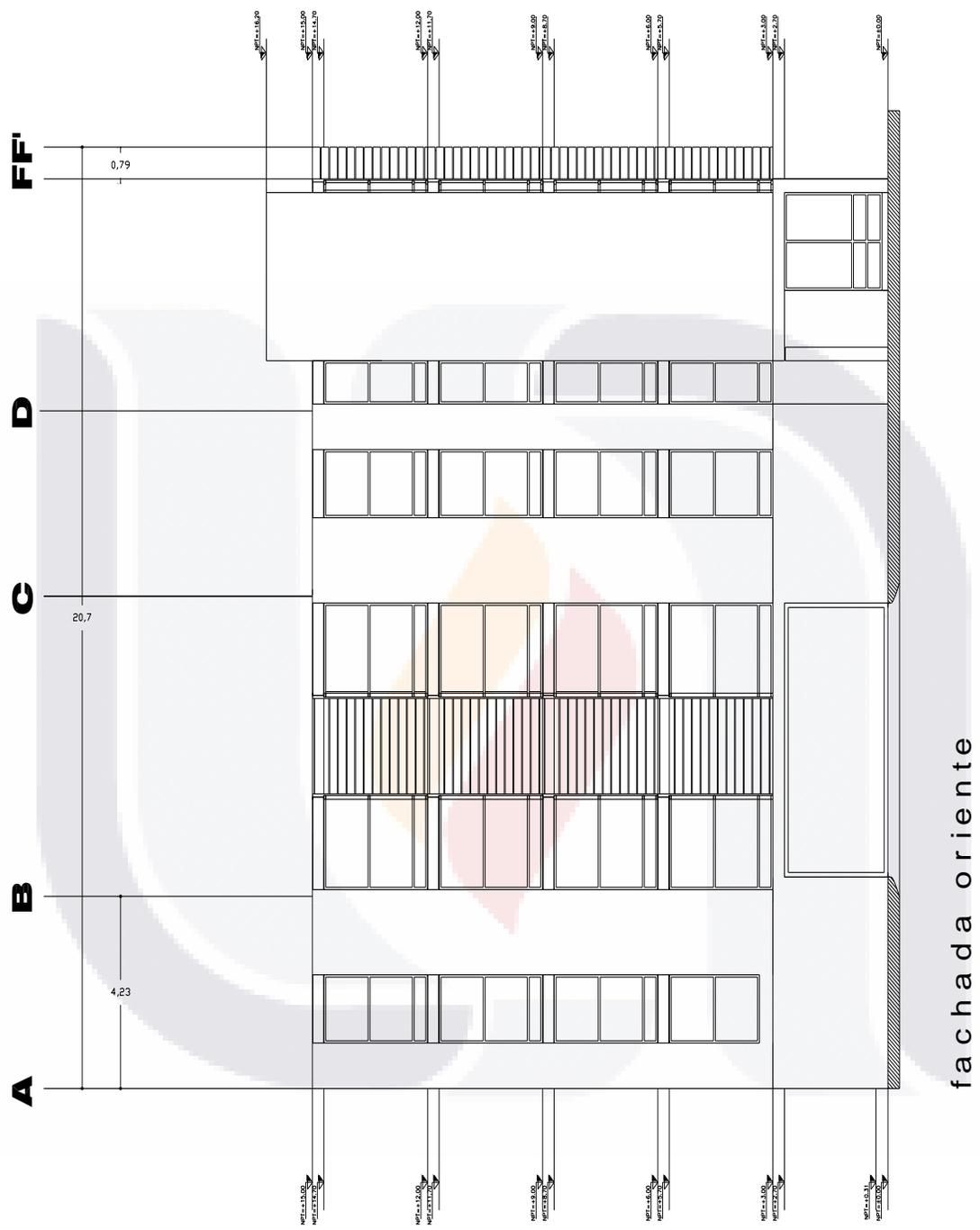




planta de azoteas



fachada norte



### 5.1 Método de Rosenblueth-Esteva.

En este caso, se analizará un edificio de 4 niveles, construido a base de columnas de concreto reforzado de sección de 30\*40 cm, con  $F'c= 250$  kg/cm<sup>2</sup>, losas a base de vigueta y bovedilla, ubicadas en la ciudad de Aguascalientes, con altura de entre pisos de 2.50 mts, con uso residencial y comercial, se presenta la tabla de cálculo de fuerzas y cortantes del edificio.

La fuerza horizontal  $P_i$  se calculará con la formula.

$$P_i = \frac{c}{Q} * \left( \frac{W_i * H_i}{\sum_i W_i * H_i} \right) * W_o$$

Al aplicar la formula anterior al edificio, se considera que la estructuración, los materiales y los detalles constructivos empleados son tales que el factor de comportamiento sísmico  $Q$  se puede considerar igual 4 en ambas direcciones, pues se considera que la estructuración es similar en ambas direcciones.

La estructura se ubicara en una zona de bajo riesgo sísmico, con suelo tipo I, por lo que de acuerdo al Código Municipal de Aguascalientes, el valor del coeficiente  $c$ , es  $c= 0.139$ , por lo que la relación  $\frac{c}{W}$  resulta.

$$\frac{c}{W} = \frac{0.139}{2} = 0.070$$

4. Las fuerzas de diseño actuantes en los elementos estructurales se calculan haciendo un análisis individual en el plano de cada uno de los elementos resistentes con base en la fuerza cortante total calculada en el paso anterior.

1. Para las dos direcciones principales en que se efectuará el análisis, calcular por estática la línea de acción del cortante sísmico en cada entrepiso, *CM*.
2. Con las rigideces de los elementos de cada entrepiso, o con los cortantes directos, calcular la posición del *CT* de cada entrepiso.

De la estructura se presentan los datos necesarios para realizar,

POSICION DE LOS CENTROS DE MASAS  
DEL EDIFICIO

NIVEL	X	Y
1	13.32	8.49
2	13.52	8.39
3	13.52	8.39
4	13.52	8.39
5	12.73	8.50

POSICION DE LOS SISTEMAS RESISTENTES DEL EDIFICIO

EJES	Y	EJES	X
1x	0.00	Fy	0.00
2x	2.55	Ey	3.85
3x	5.55	Dy	5.10
4x	9.25	Cy	9.17
5x	10.75	By	15.77
6x	14.10	Ay	20.00
7x	15.60		
8x	19.30		
9x	21.35		
11x	24.70		
12x	27.05		
13x	30.00		

Se muestra la tabla de cálculo de las fuerzas sísmicas y cortantes.

FUERZAS CORTANTES Y SU POSICION EN EL EDIFICIO DIRRECCION X

NIVEL	Wi	Hi	Wi*Hi	Pix	Vix	Yi	Pix * Yi	sum Pix * Yi	Yvi
5.00	420.17	15.00	6,302.61	47.73	47.73	8.50	405.69	405.69	8.50
4.00	488.26	12.00	5,859.16	44.37	92.09	8.39	372.33	778.02	8.45
3.00	488.26	9.00	4,394.37	33.28	125.37	8.39	279.25	1,057.26	8.43
2.00	488.26	6.00	2,929.58	22.18	147.55	8.39	186.16	1,243.43	8.43
1.00	353.76	3.00	1,061.27	8.04	155.59	8.49	68.26	1,311.69	8.43
SUMA	2,238.72		20,546.99						

FUERZAS CORTANTES Y SU POSICION EN EL EDIFICIO DIRRECCION Y

NIVEL	Wi	Hi	Wi*Hi	Piy	Viy	Xi	Piy* Yi	sum Piy * Xi	Xvi
5.00	420.17	15.00	6,302.61	47.73	47.73	12.73	607.59	607.59	12.73
4.00	488.26	12.00	5,859.16	44.37	92.09	13.52	599.89	1,207.48	13.11
3.00	488.26	9.00	4,394.37	33.28	125.37	13.52	449.92	1,657.40	13.22
2.00	488.26	6.00	2,929.58	22.18	147.55	13.52	299.94	1,957.34	13.27
1.00	353.76	3.00	1,061.27	8.04	155.59	13.32	107.06	2,064.40	13.27
SUMA	2,238.72		20,546.99						

En este caso, además de los cortantes totales en los elementos resistentes, como resultados se presentan fuerzas de diseño (fuerzas axiales y momentos flexionantes) de diferentes elementos estructurales.

Se determinan el la rigidez de cada nivel en cada eje, para esto se toma en cuenta la sección de las columnas, que es de 30\*30 cm, el modulo de elasticidad del concreto se obtiene de la formula.

$$E=14,000 * \sqrt{f_i c}$$

Aplicando valores, se obtienen las rigideces en cada eje y se presentan a continuación.

RIGIDECES EN ENTREPISO X

EJE	ENTREPISO				
	1	2	3	4	5
1x	354.18	354.18	354.18	354.18	354.18
2x	177.09	177.09	177.09	177.09	177.09
3x	354.18	354.18	354.18	354.18	354.18
4x	265.63	265.63	265.63	265.63	265.63
5x	177.09	177.09	177.09	177.09	177.09
6x	265.63	265.63	265.63	265.63	265.63
7x	177.09	177.09	177.09	177.09	177.09
8x	354.18	354.18	354.18	354.18	354.18
9x	177.09	177.09	177.09	177.09	177.09
11x	354.18	354.18	354.18	354.18	354.18
12x	88.54	88.54	88.54	88.54	88.54
13x	88.54	88.54	88.54	88.54	88.54
SUMA	2,833.40	2,833.40	2,833.40	2,833.40	2,833.40

RIGIDECES EN ENTREPISO Y

EJE	ENTREPISO				
	1	2	3	4	5
Ay	944.47	944.47	944.47	944.47	944.47
By	944.47	944.47	944.47	944.47	944.47
Cy	944.47	944.47	944.47	944.47	944.47
Dy	629.64	629.64	629.64	629.64	629.64
Ey	629.64	629.64	629.64	629.64	629.64
Fy	944.47	944.47	944.47	944.47	944.47
SUMA	5,037.16	5,037.16	5,037.16	5,037.16	5,037.16

El centro de torsión del edificio, se mantendrá en la misma posición en todos los niveles, pues la estructuración que tiene el edificio, en cuanto a dimensiones y alturas de las columnas, se mantiene constante en todos los niveles, por lo que el cálculo se presentara en una tabla y será similar en todos los niveles.

Se presenta a continuación una tabla donde se indican las posiciones de los Centro de Masas (CM), Centro de Torsiones (CT), Centro de Rigideces (CR) y Centro de Cortantes (CC).

UBICACIÓN DE LOS C.C., C.T., C.M. Y C.R.

ENTREPISO	XCM	YCM	XCC	YCC	XCT	XCT	XCR	YCR
5	12.73	8.50	12.73	8.50	13.31	8.55	13.31	8.55
4	13.52	8.39	13.52	8.39	13.31	8.55	13.31	8.55
3	13.52	8.39	13.52	8.39	13.31	8.55	13.31	8.55
2	13.52	8.39	13.52	8.39	13.31	8.55	13.31	8.55
1	13.32	8.49	13.32	8.49	13.31	8.55	13.31	8.55

ENTREPISO 5 DIRECCION X

EJE	Rjx	Yj	Rjx * Yj	Yjt	Rjx * Yjt	Rjx * Yjt^2	Cd	C1
1x	354.18	0.00	-	13.31	- 4,712.74	62,708.93	0.1250	- 0.0098
2x	177.09	2.55	451.57	10.76	- 1,904.80	20,488.48	0.0625	- 0.0040
3x	354.18	5.55	1,965.67	7.76	- 2,747.07	21,306.97	0.1250	- 0.0057
4x	265.63	9.25	2,457.09	4.06	- 1,077.47	4,370.48	0.0938	- 0.0022
5x	177.09	10.75	1,903.69	2.56	- 452.68	1,157.16	0.0625	- 0.0009
6x	265.63	14.10	3,745.40	0.79	210.84	167.36	0.0938	0.0004
7x	177.09	15.60	2,762.57	2.29	406.19	931.71	0.0625	0.0008
8x	354.18	19.30	6,835.58	5.99	2,122.84	12,723.75	0.1250	0.0044
9x	177.09	21.35	3,780.82	8.04	1,424.45	11,457.90	0.0625	0.0030
11x	354.18	24.70	8,748.12	11.39	4,035.38	45,978.14	0.1250	0.0084
12x	88.54	27.05	2,395.11	13.74	1,216.92	16,725.09	0.0313	0.0025
13x	88.54	30.00	2,656.31	16.69	1,478.13	24,675.49	0.0313	0.0031
SUMAS	2,833.40		37,701.94			222,691.47	1.00	-

ENTREPISO 5 DIRECCION Y

EJE	Rjy	Xj	Rjy * Xj	Xjt	Rjy * Xjt	Rjy * Xjt^2	Cd	C1
Fy	944.47	0.00	-	8.55	8,071.06	68,972.25	0.1875	0.0168
Ey	944.47	3.85	3,636.20	4.70	4,434.86	20,824.45	0.1875	0.0092
Dy	944.47	5.10	4,816.78	3.45	3,254.28	11,213.02	0.1875	0.0068
Cy	629.64	9.17	5,773.84	0.62	393.13	245.46	0.1250	0.0008
By	629.64	15.77	9,929.50	7.22	4,548.79	32,862.16	0.1250	0.0095
Ay	944.47	20.00	18,889.34	11.45	10,818.28	123,916.62	0.1875	0.0225

SUMAS 5,037.16 43,045.65 258,033.97 1.00 -

De estas tablas se obtiene el centro de torsión, aplicando la formula:

$$X_t = \frac{\sum(Rjy * xj)}{\sum Rjy} \quad \text{y} \quad Y_t = \frac{\sum(Rjx * yj)}{\sum Rjx}$$

Que para nuestro caso resulta ser:

$$X_t = \frac{37,701.94}{2,833.40} = 13.31 \quad Y_t = \frac{43,045.65}{5,037.16} = 8.55$$

Como se determino anteriormente, la fuerza cortante sobre un elemento resistente es igual a la suma de dos efectos, el debido a la fuerza cortante del entrepiso que se supone actuando en el centro de torsión, y el causado por el momento torsionante, Si la dirección analizada del sismo es paralela al eje X, se obtienen los cortantes siguientes.

DIRECCION X

NIVEL	V <sub>x</sub>	Y <sub>v</sub>	Y <sub>t</sub>	b	ed	e <sub>1</sub>	e <sub>2</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>4</sub>
5	47.73	8.50	13.31	30.00	-4.806	76.50	15.91	-229.37	0.00
4	44.37	8.39	13.31	30.00	-4.914	79.83	16.78	-218.05	-114.68
3	33.28	8.39	13.31	30.00	-4.914	79.83	16.78	-163.53	-109.02
2	22.18	8.39	13.31	30.00	-4.914	79.83	16.78	-109.02	-81.77
1	8.04	8.49	13.31	30.00	-4.813	76.70	15.96	-38.68	-54.51

DIRECCION Y

NIVEL	V <sub>y</sub>	Y <sub>v</sub>	Y <sub>t</sub>	b	ed	e <sub>1</sub>	e <sub>2</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>4</sub>
5	47.73	12.73	8.55	20.00	4.185	41.31	3.15	199.74	0.00
4	44.37	13.52	8.55	20.00	4.975	56.97	7.34	220.74	99.87
3	33.28	13.52	8.55	20.00	4.975	56.97	7.34	165.55	110.37
2	22.18	13.52	8.55	20.00	4.975	56.97	7.34	110.37	82.78
1	8.04	13.32	8.55	20.00	4.777	52.80	6.12	38.39	55.18

En los elementos resistentes en x, por efecto de la fuerza cortante aplicada en el centro de torsión

$$\frac{V_x * R_{jx}}{\sum R_{jx}}$$

En los elementos resistentes x, por efecto de torsión:

$$\frac{M_t * R_{jx} * y_{jt}}{\left(\sum R_{jx} * y_{jt}^2 + \sum R_{jy} * x_{jt}^2\right)}$$

En los elementos resistentes y, por efecto de torsión:

$$\frac{M_t * R_{jx} * x_{jt}}{\left(\sum R_{jx} * y_{jt}^2 + \sum R_{jy} * x_{jt}^2\right)}$$

3. La fuerza cortante total que debe ser soportada por cada uno de los elementos resistentes de cada entrepiso será igual al valor más desfavorable de las fuerzas calculadas como

$$V_{toti(+)} = Vd_j + Vt_j ; \text{ ó } V_{toti(-)} = Vd_j - Vt_j$$

En las formulas anteriores, el valor  $V_x$  es la fuerza cortante en el entrepiso considerado en la dirección X,  $x_{jt}$ ,  $y_{jt}$  son las distancias del elemento resistente j al respectivo centro de torsión,  $M_t$  es el momento torsionante de diseño, que es igual al producto de  $V_x$  por la distancia más desfavorable de los siguientes excentricidades:

$$e_1 = 1.5 e_s + 0.10 b$$

$$e_2 = e_s - 0.10 b$$

En donde  $e_s$  es la excentricidad crítica de la distancia entre la línea de acción de la cortante y el centro de torsión, y b la mayor distancia en planta del entrepiso medida perpendicularmente a  $V_x$ . Al calcular  $e_1$  y  $e_2$  se le suma en el mismo sentido la excentricidad accidental, que es 0.10 de b, pero, en cambio, al analizar  $e_s$  a  $e_s$  se le resta en sentido contrario la excentricidad accidental, es posible que en este caso el signo de esta excentricidad sea diferente al de la excentricidad directa, para cada elemento resistente se determina si  $e_1$  ó  $e_2$  produce efectos más desfavorables.

Como paso siguiente, se calculan las fuerzas cortantes debidas al 100 % de las fuerzas sísmicas en la dirección X más 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección Y, igualmente para la dirección Y más el 30% de la dirección X, se considera el valor más alto.

a) ENTREPISO 5

SENTIDO	V	e1	e2	Mt1 = Ve1	Mt2 = Ve2	Mt0
X	47.73	- 76.50	- 15.91	- 3,650.99	- 759.13	3,650.99
Y	47.73	41.31	- 3.15	1,971.45	- 150.10	1,971.45

EJE	Cd	C1	Vd	V1	V2	Vm	Vo	Vxy1	Vxy2
1x	0.1250	- 0.0098	5.97	- 456.37	7.44	13.41	- 35.79	2.67	39.81
2x	0.0625	- 0.0040	2.98	- 228.19	3.01	5.99	- 14.47	1.65	16.26
3x	0.1250	- 0.0057	5.97	- 456.37	4.34	10.30	- 20.86	4.04	23.95
4x	0.0938	- 0.0022	4.47	- 342.28	1.70	6.18	- 8.18	3.72	10.04
5x	0.0625	- 0.0009	2.98	- 228.19	0.71	3.70	- 3.44	2.67	4.55
6x	0.0938	0.0004	4.47	- 342.28	- 0.33	4.14	1.60	4.62	2.84
7x	0.0625	0.0008	2.98	- 228.19	- 0.64	2.34	3.08	3.27	3.79
8x	0.1250	0.0044	5.97	- 456.37	- 3.35	2.61	16.12	7.45	16.91
9x	0.0625	0.0030	2.98	- 228.19	- 2.25	0.73	10.82	3.98	11.04
11x	0.1250	0.0084	5.97	- 456.37	- 6.37	- 0.41	30.65	8.79	30.53
12x	0.0313	0.0025	1.49	- 114.09	- 1.92	- 0.43	9.24	2.34	9.11
13x	0.0313	0.0031	1.49	- 114.09	- 2.33	- 0.84	11.23	2.53	10.97

SUMA 47.73 - 3,650.99 0.00 - 0.00 47.73 179.80

EJE	Cd	C1	Vd	V1	V2	Vm	Vo	Vxy1	Vxy2
Fy	0.1875	- 0.0168	8.95	369.65	2.52	11.47	- 33.10	1.54	36.54
Ey	0.1875	- 0.0092	8.95	369.65	1.38	10.33	- 18.19	4.88	21.29
Dy	0.1875	- 0.0068	8.95	369.65	1.02	9.96	- 13.35	5.96	16.34
Cy	0.1250	0.0008	5.97	246.43	- 0.12	5.84	1.61	6.33	3.37
By	0.1250	0.0095	5.97	246.43	- 1.42	4.55	18.65	10.14	20.02
Ay	0.1875	0.0225	8.95	369.65	- 3.38	5.57	44.37	18.88	46.04

SUMA 47.73 1,971.45 - - 47.73 143.58

a) ENTREPISO 4

SENTIDO	V	e1	e2	Mt1 = Ve1	Mt2 = Ve2	Mt0
X	44.37	- 79.83	- 16.78	- 3,541.80	- 744.67	3,541.80
Y	44.37	56.97	- 7.34	2,527.46	- 325.62	2,527.46

EJE	Cd	C1	Vd	V1	V2	Vm	Vo	Vxy1	Vxy2
1x	0.1250	- 0.0098	5.55	- 442.73	7.30	12.85	- 34.72	2.43	38.58
2x	0.0625	- 0.0040	2.77	- 221.36	2.95	5.72	- 14.03	1.51	15.75
3x	0.1250	- 0.0057	5.55	- 442.73	4.26	9.80	- 20.24	3.73	23.18
4x	0.0938	- 0.0022	4.16	- 332.04	1.67	5.83	- 7.94	3.45	9.69
5x	0.0625	- 0.0009	2.77	- 221.36	0.70	3.47	- 3.34	2.47	4.38
6x	0.0938	0.0004	4.16	- 332.04	- 0.33	3.83	1.55	4.30	2.70
7x	0.0625	0.0008	2.77	- 221.36	- 0.63	2.14	2.99	3.04	3.64
8x	0.1250	0.0044	5.55	- 442.73	- 3.29	2.26	15.64	6.95	16.32
9x	0.0625	0.0030	2.77	- 221.36	- 2.21	0.57	10.49	3.71	10.66
11x	0.1250	0.0084	5.55	- 442.73	- 6.25	- 0.70	29.73	8.21	29.52
12x	0.0313	0.0025	1.39	- 110.68	- 1.89	- 0.50	8.97	2.19	8.82
13x	0.0313	0.0031	1.39	- 110.68	- 2.29	- 0.90	10.89	2.36	10.62

SUMA 44.37 - 3,541.80 0.00 - 0.00 44.37 173.85

EJE	Cd	C1	Vd	V1	V2	Vm	Vo	Vxy1	Vxy2
Fy	0.1875	- 0.0168	8.32	473.90	12.50	20.82	- 42.43	8.09	48.68
Ey	0.1875	- 0.0092	8.32	473.90	6.87	15.19	- 23.32	8.19	27.87
Dy	0.1875	- 0.0068	8.32	473.90	5.04	13.36	- 17.11	8.23	21.12
Cy	0.1250	0.0008	5.55	315.93	- 0.61	4.94	2.07	5.56	3.55
By	0.1250	0.0095	5.55	315.93	- 7.05	- 1.50	23.92	5.67	23.47
Ay	0.1875	0.0225	8.32	473.90	- 16.76	- 8.44	56.88	8.62	54.35

SUMA 44.37 2,527.46 - - 44.37 179.03

a) ENTREPISO 3

SENTIDO	V	e1	e2	Mt1 = Ve1	Mt2 = Ve2	Mt0
X	33.28	- 79.83	- 16.78	- 2,656.35	- 558.50	2,656.35
Y	33.28	56.97	- 7.34	1,895.60	- 244.21	1,895.60

EJE	Cd	C1	Vd	V1	V2	Vm	Vo	Vxy1	Vxy2
1x	0.1250	- 0.0098	4.16	- 332.04	5.48	9.63	- 26.04	1.82	28.93
2x	0.0625	- 0.0040	2.08	- 166.02	2.21	4.29	- 10.53	1.14	11.81
3x	0.1250	- 0.0057	4.16	- 332.04	3.19	7.35	- 15.18	2.80	17.38
4x	0.0938	- 0.0022	3.12	- 249.03	1.25	4.37	- 5.95	2.59	7.27
5x	0.0625	- 0.0009	2.08	- 166.02	0.53	2.61	- 2.50	1.86	3.28
6x	0.0938	0.0004	3.12	- 249.03	- 0.24	2.87	1.17	3.22	2.03
7x	0.0625	0.0008	2.08	- 166.02	- 0.47	1.61	2.24	2.28	2.73
8x	0.1250	0.0044	4.16	- 332.04	- 2.47	1.69	11.73	5.21	12.24
9x	0.0625	0.0030	2.08	- 166.02	- 1.65	0.42	7.87	2.79	8.00
11x	0.1250	0.0084	4.16	- 332.04	- 4.69	- 0.53	22.30	6.16	22.14
12x	0.0313	0.0025	1.04	- 83.01	- 1.41	- 0.37	6.72	1.64	6.61
13x	0.0313	0.0031	1.04	- 83.01	- 1.72	- 0.68	8.17	1.77	7.96

SUMA 33.28 - 2,656.35 0.00 - 0.00 33.28 130.39

EJE	Cd	C1	Vd	V1	V2	Vm	Vo	Vxy1	Vxy2
Fy	0.1875	- 0.0168	6.24	355.42	4.10	10.34	- 31.83	0.79	34.93
Ey	0.1875	- 0.0092	6.24	355.42	2.25	8.49	- 17.49	3.25	20.04
Dy	0.1875	- 0.0068	6.24	355.42	1.65	7.89	- 12.83	4.04	15.20
Cy	0.1250	0.0008	4.16	236.95	- 0.20	3.96	1.55	4.42	2.74
By	0.1250	0.0095	4.16	236.95	- 2.31	1.85	17.94	7.23	18.49
Ay	0.1875	0.0225	6.24	355.42	- 5.50	0.74	42.66	13.54	42.88

SUMA 33.28 1,895.60 - - 33.28 134.27

a) ENTREPISO 2

SENTIDO	V	e1	e2	Mt1 = Ve1	Mt2 = Ve2	Mt0
X	22.18	- 79.83	- 16.78	- 1,770.90	- 372.33	1,770.90
Y	22.18	56.97	- 7.34	1,263.73	- 162.81	1,263.73

EJE	Cd	C1	Vd	V1	V2	Vm	Vo	Vxy1	Vxy2
1x	0.1250	- 0.0098	2.77	- 221.36	3.65	6.42	- 17.36	1.21	19.29
2x	0.0625	- 0.0040	1.39	- 110.68	1.48	2.86	- 7.02	0.76	7.88
3x	0.1250	- 0.0057	2.77	- 221.36	2.13	4.90	- 10.12	1.86	11.59
4x	0.0938	- 0.0022	2.08	- 166.02	0.83	2.91	- 3.97	1.72	4.84
5x	0.0625	- 0.0009	1.39	- 110.68	0.35	1.74	- 1.67	1.24	2.19
6x	0.0938	0.0004	2.08	- 166.02	- 0.16	1.92	0.78	2.15	1.35
7x	0.0625	0.0008	1.39	- 110.68	- 0.31	1.07	1.50	1.52	1.82
8x	0.1250	0.0044	2.77	- 221.36	- 1.64	1.13	7.82	3.47	8.16
9x	0.0625	0.0030	1.39	- 110.68	- 1.10	0.28	5.25	1.86	5.33
11x	0.1250	0.0084	2.77	- 221.36	- 3.13	- 0.35	14.87	4.11	14.76
12x	0.0313	0.0025	0.69	- 55.34	- 0.94	- 0.25	4.48	1.10	4.41
13x	0.0313	0.0031	0.69	- 55.34	- 1.14	- 0.45	5.45	1.18	5.31
SUMA			22.18	- 1,770.90	0.00		- 0.00	22.18	86.92

EJE	Cd	C1	Vd	V1	V2	Vm	Vo	Vxy1	Vxy2
Fy	0.1875	- 0.0168	4.16	236.95	2.73	6.89	- 21.22	0.53	23.29
Ey	0.1875	- 0.0092	4.16	236.95	1.50	5.66	- 11.66	2.16	13.36
Dy	0.1875	- 0.0068	4.16	236.95	1.10	5.26	- 8.55	2.70	10.13
Cy	0.1250	0.0008	2.77	157.97	- 0.13	2.64	1.03	2.95	1.83
By	0.1250	0.0095	2.77	157.97	- 1.54	1.23	11.96	4.82	12.33
Ay	0.1875	0.0225	4.16	236.95	- 3.66	0.50	28.44	9.03	28.59
SUMA			22.18	1,263.73	-		-	22.18	89.52

a) ENTREPISO 1

SENTIDO	V	e1	e2	Mt1 = Ve1	Mt2 = Ve2	Mt0
X	8.04	- 76.70	- 15.96	- 616.43	- 128.26	616.43
Y	8.04	52.80	- 6.12	424.28	- 49.19	424.28

EJE	Cd	C1	Vd	V1	V2	Vm	Vo	Vxy1	Vxy2
1x	0.1250	- 0.0098	1.00	- 77.05	1.26	2.26	- 6.04	0.45	6.72
2x	0.0625	- 0.0040	0.50	- 38.53	0.51	1.01	- 2.44	0.28	2.75
3x	0.1250	- 0.0057	1.00	- 77.05	0.73	1.74	- 3.52	0.68	4.04
4x	0.0938	- 0.0022	0.75	- 57.79	0.29	1.04	- 1.38	0.63	1.69
5x	0.0625	- 0.0009	0.50	- 38.53	0.12	0.62	- 0.58	0.45	0.77
6x	0.0938	0.0004	0.75	- 57.79	- 0.06	0.70	0.27	0.78	0.48
7x	0.0625	0.0008	0.50	- 38.53	- 0.11	0.39	0.52	0.55	0.64
8x	0.1250	0.0044	1.00	- 77.05	- 0.57	0.44	2.72	1.25	2.85
9x	0.0625	0.0030	0.50	- 38.53	- 0.38	0.12	1.83	0.67	1.86
11x	0.1250	0.0084	1.00	- 77.05	- 1.08	- 0.07	5.17	1.48	5.15
12x	0.0313	0.0025	0.25	- 19.26	- 0.32	- 0.07	1.56	0.39	1.54
13x	0.0313	0.0031	0.25	- 19.26	- 0.39	- 0.14	1.90	0.43	1.85
SUMA			8.04	- 616.43	0.00		- 0.00	8.04	30.35

EJE	Cd	C1	Vd	V1	V2	Vm	Vo	Vxy1	Vxy2
Fy	0.1875	- 0.0168	1.51	79.55	0.83	2.33	- 7.12	0.20	7.82
Ey	0.1875	- 0.0092	1.51	79.55	0.45	1.96	- 3.91	0.79	4.50
Dy	0.1875	- 0.0068	1.51	79.55	0.33	1.84	- 2.87	0.98	3.42
Cy	0.1250	0.0008	1.00	53.04	- 0.04	0.96	0.35	1.07	0.64
By	0.1250	0.0095	1.00	53.04	- 0.47	0.54	4.01	1.74	4.18
Ay	0.1875	0.0225	1.51	79.55	- 1.11	0.40	9.55	3.26	9.67
SUMA			8.04	424.28	-		-	8.04	30.23

4. Las fuerzas de diseño actuantes en los elementos estructurales se calculan haciendo un análisis individual en el plano de cada uno de los elementos resistentes con base en la fuerza cortante total calculada en el paso anterior.

En las tablas anteriores se emplean los cocientes  $c_d$  y  $c_t$  para calcular el cortante directo y el debido a los diferentes momentos torsionantes en los elementos resistentes del entrepiso considerado.

Para cada elemento se determina si el valor de  $V_1$  ó  $V_2$  es más desfavorable, es decir cuál es el mayor entre  $V_d + V_1$  y  $V_d + V_2$ , se llama  $V_m$  al resultado más desfavorable, la combinación de los efectos al 100% de una dirección del sismo con 30% de los efectos de la dirección ortogonal, como se indica a continuación.

$$V_{xy1} = V_m + 0.3 * |V_0|$$

$$V_{xy1} = 0.3 * V_m + |V_0|$$

Rige el valor mayor, se verifica sumando las  $V_d$  y tienen que ser similares a la fuerza cortante de entrepiso y las fuerzas cortantes originadas por torsión deben sumar cero. Se observa también que la adición de las fuerzas cortantes de diseño  $V_{xy1}$ , son siempre superiores a la fuerza cortante de entrepiso como consecuencia de que las cortantes más desfavorables por torsión para diferentes elementos resistentes corresponden a diferentes excentricidades.

## 5.2 Método de Ávila.

La idea fundamental de este método se basa en el cambio de posición de  $CM$ . En las tablas siguientes se presentan algunos de los cálculos necesarios para su aplicación. Al hacer los dos análisis para cada una de las direcciones ortogonales de la estructura con los  $CM$  localizados en las nuevas coordenadas, se obtienen los resultados mostrados en las Tablas.

1 Y 3.- Calcular los valores de las coordenadas del *CM* de cada uno de los pisos. Y se calcula la excentricidad estructural.

UBICACIÓN DE LOS C.C., C.T., C.M. Y C.R.

ENTREPISO	X <sub>CM</sub>	Y <sub>CM</sub>	X <sub>CC</sub>	Y <sub>CC</sub>	X <sub>CT</sub>	Y <sub>CT</sub>	X <sub>CR</sub>	Y <sub>CR</sub>
5	12.73	8.50	12.73	8.50	13.31	8.55	13.31	8.55
4	13.52	8.39	13.52	8.39	13.31	8.55	13.31	8.55
3	13.52	8.39	13.52	8.39	13.31	8.55	13.31	8.55
2	13.52	8.39	13.52	8.39	13.31	8.55	13.31	8.55
1	13.32	8.49	13.32	8.49	13.31	8.55	13.31	8.55

2. Calcular los cortantes directos en los elementos estructurales. Esto se puede realizar aplicando estáticamente, las fuerzas calculadas en el análisis sísmico estático, en *CM* de cada uno de los pisos del modelo tridimensional de la estructura impidiendo los giros de las losas alrededor de un eje vertical

FUERZAS LATERALES Y CORTANTES DIRECCION X y Y

NIVEL	Fix	Fiy	Vix	Viy
5.00	47.73	47.73	47.73	47.73
4.00	44.37	44.37	92.09	92.09
3.00	33.28	33.28	125.37	125.37
2.00	22.18	22.18	147.55	147.55
1.00	8.04	8.04	155.59	155.59

4. Con las coordenadas de *CM* y *CT* de cada uno de los pisos se calcula la excentricidad estructural.

CALCULOS PARA LA APLICACIÓN DEL METODO DE AVILA.

PISO	XCM	YCM	XCT	YCT	esx	esy	SISMO DIRECCION X			SISMO DIRECCION Y		
							b	Ed1	Ed2	b	Ed1	Ed2
5	12.73	8.50	13.31	8.55	- 0.58	- 0.05	30	2.93	- 3.58	20	1.14	- 2.58
4	13.52	8.39	13.31	8.55	0.21	- 0.15	30	2.77	- 2.79	20	2.32	- 1.79
3	13.52	8.39	13.31	8.55	0.21	- 0.15	30	2.77	- 2.79	20	2.32	- 1.79
2	13.52	8.39	13.31	8.55	0.21	- 0.15	30	2.77	- 2.79	20	2.32	- 1.79
1	13.32	8.49	13.31	8.55	0.02	- 0.05	30	2.92	- 2.98	20	2.02	- 1.98

### 5. Con las ecuaciones

$$X^{*CM1} = XCT + Ed1; \quad y, \quad X^{*CM2} = XCT + Ed2$$

$$Y^{*CM1} = XCT + Ed1; \quad y, \quad Y^{*CM2} = XCT + Ed2$$

En donde:

$$Ed1 = 1.5 es + 0.1 b \quad y$$

$$Ed2 = es - 0.1 b$$

Se calculan las coordenadas modificadas de CM de cada piso para cada dirección X y Y.

NUEVAS COORDENADAS DEL XCM1

PISO	Ed1		Ed2	
	X*CM1	Y*CM2	X*CM2	Y*CM2
5	10.44	5.59	11.88	14.73
4	11.63	5.70	11.09	15.52
3	11.63	5.70	11.09	15.52
2	11.63	5.70	11.09	15.52
1	11.33	5.60	11.29	15.32

Excentricidad estructural con las nuevas coordenadas de Xcm y Ycm

esx	esy	Ed1	Ed2
-----	-----	-----	-----

- 2.86	- 2.95	- 1.43	- 5.95
- 1.68	- 2.85	- 1.27	- 5.85
- 1.68	- 2.85	- 1.27	- 5.85
- 1.68	- 2.85	- 1.27	- 5.85
- 1.98	- 2.95	- 1.42	- 5.95

6. Para cada una de las dos direcciones ortogonales de la estructura, se realizan dos análisis estructurales permitiendo traslación y rotación de los entrepisos. En cada uno de ellos se deberá mover la posición nominal de *CM* una distancia calculada con las ecuaciones anteriores.

Y las fuerzas que deberán resistir los elementos estructurales al considerar la torsión sísmica serán aquellos que presenten los valores máximos obtenidos de los análisis estructurales realizados en el paso anterior para cada una de las direcciones ortogonales del edificio.

Se presentan los cortantes totales por eje y por nivel del edificio, como los cortantes directos, son los de mayor valor una vez adicionados los cortantes de las excentricidades, y aplicando la formula  $Ed_1 = 1.5 e_s + 0.1 b$  Y  $Ed_2 = e_s - 0.1 b$ , son los valores mayores los que se toman en cuenta, se muestran las tablas de cálculo de cada nivel y sentido, se encontró que los valores de los cortantes no se modifican al aplicar las excentricidades pues tienden a disminuir el valor, se muestran solo los resultados de aplicar la formula  $Ed_1 = 1.5 e_s + 0.1 b$ .

## DIRECCION X NIVEL 5

ANALISIS	ELEMENTO	V	V + Vd1	Vtoti
Ed1	1x	5.97	4.53	5.97
	2x	2.98	1.55	2.98
	3x	5.97	4.53	5.97
	4x	4.47	3.04	4.47
	5x	2.98	1.55	2.98
	6x	4.47	3.04	4.47
	7x	2.98	1.55	2.98
	8x	5.97	4.53	5.97
	9x	2.98	1.55	2.98
	11x	5.97	4.53	5.97
	12x	1.49	0.06	1.49
	13x	1.49	0.06	1.49

## DIRECCION Y NIVEL 5

ANALISIS	ELEMENTO	V	V + Vd1	Vtoti
Ed1	Fy	8.95	4.65	8.95
	Ey	8.95	4.65	8.95
	Dy	8.95	4.65	8.95
	Cy	5.97	1.67	5.97
	By	5.97	1.67	5.97
	Ay	8.95	4.65	8.95

## DIRECCION X NIVEL 4

ANALISIS	ELEMENTO	V	V + Vd1	Vtoti
Ed1	1x	5.55	4.28	5.55
	2x	2.77	1.50	2.77
	3x	5.55	4.28	5.55
	4x	4.16	2.89	4.16
	5x	2.77	1.50	2.77
	6x	4.16	2.89	4.16
	7x	2.77	1.50	2.77
	8x	5.55	4.28	5.55
	9x	2.77	1.50	2.77
	11x	5.55	4.28	5.55
	12x	1.39	0.12	1.39
	13x	1.39	0.12	1.39

DIRECCION Y NIVEL 4

ANALISIS	ELEMENTO	V	V + Vd1	Vtoti
Ed1	Fy	8.32	5.79	8.32
	Ey	8.32	5.79	8.32
	Dy	8.32	5.79	8.32
	Cy	5.55	3.01	5.55
	By	5.55	3.01	5.55
	Ay	8.32	5.79	8.32

DIRECCION X NIVEL 3

ANALISIS	ELEMENTO	V	V + Vd1	Vtoti
Ed1	1x	4.16	2.89	4.16
	2x	2.08	0.81	2.08
	3x	4.16	2.89	4.16
	4x	3.12	1.85	3.12
	5x	2.08	0.81	2.08
	6x	3.12	1.85	3.12
	7x	2.08	0.81	2.08
	8x	4.16	2.89	4.16
	9x	2.08	0.81	2.08
	11x	4.16	2.89	4.16
	12x	1.04	- 0.23	1.04
	13x	1.04	- 0.23	1.04

DIRECCION Y NIVEL 3

ANALISIS	ELEMENTO	V	V + Vd1	Vtoti
Ed1	Fy	6.24	3.71	6.24
	Ey	6.24	3.71	6.24
	Dy	6.24	3.71	6.24
	Cy	4.16	1.63	4.16
	By	4.16	1.63	4.16
	Ay	6.24	3.71	6.24

DIRECCION X NIVEL 2

ANALISIS	ELEMENTO	V	V + Vd1	Vtoti
Ed1	1x	2.77	1.50	2.77
	2x	1.39	0.12	1.39
	3x	2.77	1.50	2.77
	4x	2.08	0.81	2.08
	5x	1.39	0.12	1.39
	6x	2.08	0.81	2.08
	7x	1.39	0.12	1.39
	8x	2.77	1.50	2.77
	9x	1.39	0.12	1.39
	11x	2.77	1.50	2.77
	12x	0.69	- 0.58	0.69
	13x	0.69	- 0.58	0.69

DIRECCION Y NIVEL 2

ANALISIS	ELEMENTO	V	V + Vd1	Vtoti
Ed1	Fy	4.16	1.63	4.16
	Ey	4.16	1.63	4.16
	Dy	4.16	1.63	4.16
	Cy	2.77	0.24	2.77
	By	2.77	0.24	2.77
	Ay	4.16	1.63	4.16

DIRECCION X NIVEL 1

ANALISIS	ELEMENTO	V	V + Vd1	Vtoti
Ed1	1x	1.00	- 0.42	1.00
	2x	0.50	- 0.92	0.50
	3x	1.00	- 0.42	1.00
	4x	0.75	- 0.67	0.75
	5x	0.50	- 0.92	0.50
	6x	0.75	- 0.67	0.75
	7x	0.50	- 0.92	0.50
	8x	1.00	- 0.42	1.00
	9x	0.50	- 0.92	0.50
	11x	1.00	- 0.42	1.00
	12x	0.25	- 1.17	0.25
	13x	0.25	- 1.17	0.25

DIRECCION Y NIVEL 1

ANALISIS	ELEMENTO	V	V + Vd1	Vtoti
Ed1	Fy	1.51	- 1.46	1.51
	Ey	1.51	- 1.46	1.51
	Dy	1.51	- 1.46	1.51
	Cy	1.00	- 1.96	1.00
	By	1.00	- 1.96	1.00
	Ay	1.51	- 1.46	1.51

### 5.3 Procedimiento Simplificado de Diseño PSD.

El procedimiento simplificado de diseño por torsión sísmica estática, *PSD* (Escobar, et al., 2002, 2004) utiliza factores de amplificación por torsión. En su planteamiento se buscó que pudiera ser aplicado utilizando programas comerciales de análisis estructural. Consta de los siguientes pasos

1 Y 3. Calcular las coordenadas de *CM* de cada uno de los pisos. Estos ya se calcularon y se presentan a continuación.

UBICACIÓN DE LOS C.C., C.T., C.M. Y C.R.

ENTREPISO	X <sub>CM</sub>	Y <sub>CM</sub>	X <sub>CC</sub>	Y <sub>CC</sub>	X <sub>CT</sub>	Y <sub>CT</sub>	X <sub>CR</sub>	Y <sub>CR</sub>
5	12.73	8.50	12.73	8.50	13.31	8.55	13.31	8.55
4	13.52	8.39	13.52	8.39	13.31	8.55	13.31	8.55
3	13.52	8.39	13.52	8.39	13.31	8.55	13.31	8.55
2	13.52	8.39	13.52	8.39	13.31	8.55	13.31	8.55
1	13.32	8.49	13.32	8.49	13.31	8.55	13.31	8.55

2.- Para las dos direcciones ortogonales de la estructura se calculan los cortantes directos en los elementos resistentes aplicando, estáticamente, las fuerzas obtenidas del análisis sísmico estático.

FUERZAS LATERALES Y CORTANTES DIRRECCION X y Y

NIVEL	Fix	Fiy	Vix	Viy
5.00	47.73	47.73	47.73	47.73
4.00	44.37	44.37	92.09	92.09
3.00	33.28	33.28	125.37	125.37
2.00	22.18	22.18	147.55	147.55
1.00	8.04	8.04	155.59	155.59

3.- Clasificar a los elementos resistentes como *rígidos* si están localizados del mismo lado de *CR* con respecto a *CC*, y como *flexibles* en caso contrario.

DIRECCION X

EJE	TIPO DE ELEMENTO
1x	FLEXIBLE
2x	FLEXIBLE
3x	FLEXIBLE
4x	FLEXIBLE
5x	FLEXIBLE
6x	RIGIDO
7x	RIGIDO
8x	RIGIDO
9x	RIGIDO
11x	RIGIDO
12x	RIGIDO
13x	RIGIDO

DIRECCION Y

EJE	TIPO DE ELEMENTO
Fy	FLEXIBLE
Ey	FLEXIBLE
Dy	FLEXIBLE
Cy	RIGIDO
By	RIGIDO
Ay	RIGIDO

4.- Calcular la excentricidad estática de cada uno de los entrepisos.

Calculo de la excentricidad estática de cada uno de los entrepisos

ENTREPISO	V1X	V2X	V3X	V4X	V5X	V6X	V7X	V8X	V9X	V11X	V12X	V13X	SUMA 1
5	435.67	107.23	53.54	2.22	14.49	138.04	148.44	689.98	489.05	1,556.85	510.69	686.50	209,359.03
4	840.68	206.91	103.30	4.28	27.97	266.36	286.44	1,331.42	943.69	3,004.16	985.44	1,324.69	209,359.03
3	1,144.4 4	281.67	140.63	5.83	38.08	362.61	389.94	1,812.49	1,284.67	4,089.65	1,341.51	1,803.34	209,359.03
2	1,346.9 5	331.51	165.52	6.86	44.81	426.77	458.93	2,133.21	1,511.99	4,813.30	1,578.89	2,122.44	209,359.03
1	1,420.3 1	349.57	174.53	7.24	47.25	450.01	483.93	2,249.39	1,594.34	5,075.45	1,664.88	2,238.03	209,359.03

$\zeta$	$\rho$	$\rho^2$	e
---------	--------	----------	---

0.0168	0.716	0.513	0.00226
0.0325	0.716	0.513	0.00769
0.0442	0.716	0.513	0.00769
0.0521	0.716	0.513	0.00769
0.0549	0.716	0.513	0.00260

ENTREPISO	VFy	VEy	VDy	VCy	VBy	VAy	SUMA 2	$\zeta$	$\rho$	$\rho^2$	e	SUM 1+SUM 2
5	1,584.4 2	800.20	602.63	102.07	36.21	400.96	372,193.83	0.0095	0.358	0.128	0.01918	581,552.85
4	3,057.3 6	1,544.09	1,162.85	196.95	69.88	773.70	372,193.83	0.02	0.358	0.128	0.00715	581,552.85
3	4,162.0 6	2,102.01	1,583.02	268.11	95.13	1,053.26	372,193.83	0.02	0.358	0.128	0.00715	581,552.85
2	4,898.5 3	2,473.96	1,863.13	315.56	111.96	1,239.63	372,193.83	0.03	0.358	0.128	0.00715	581,552.85
1	5,165.3 2	2,608.70	1,964.61	332.74	118.06	1,307.15	372,193.83	0.03	0.358	0.128	0.00053	581,552.85

6.- Calcular los factores de amplificación por torsión *FAT* de los elementos resistentes del *j*-ésimo entrepiso como

$$FATf_i = 1 + \frac{\zeta_i}{\rho} (\beta + \alpha e)$$

y

$$FATf_i = 1 + \frac{\zeta_i}{\rho^2} (\beta - \alpha e)$$

Para el caso de RCDF, los valores

$\alpha = 1.5$ ,  $\beta = 0.10$  y  $\delta = 1.00$  aplicando estos valores se tienen las formulas.

$$FATf_i = 1 + \frac{\zeta_i}{\rho} (0.1 + 1.5e)$$

y

$$FATf_i = 1 + \frac{\zeta_i}{\rho^2} (0.1 - e)$$

Donde :

$FATf_i$  y  $FATf_i$

Son los factores de amplificación por torsión del *i*-esimo elemento flexible y rígido respectivamente.

$\zeta = x/b$ , es la posición *x*, con respecto a CR normalizada del *i*-esimo elemento resistente.

$e = e_s/b$  es el valor absoluto de la excentricidad estática normalizada, y

$\rho =$  es el radio de giro normalizado del *j*-esimo entrepiso.

Este parámetro se puede calcular para cada una de las direcciones X y Y de la estructura como

$$\rho = \left(\frac{1}{b}\right) * \sqrt{\frac{\sum Vdy1 * x^2 + \sum Vdx1 * x^2}{\sum \frac{Vdx1}{dx1}}} =$$

Se analizaran estos valores para cada entrepiso y se presentan las tablas de cálculo a continuación.



NIVEL 5 SENTIDO X

EJE	TIPO F/T	ELEMENTO FLEXIBLE		Vx CALCULADO
		FATf1X	Vx	
1x	F	1.1341	5.97	6.77
2x	F	1.1084	2.98	3.31
3x	F	1.0781	5.97	6.43
4x	F	1.0409	4.47	4.66
5x	F	1.0258	2.98	3.06
6x	R	1.0076	4.47	4.51
7x	R	1.0218	2.98	3.05
8x	R	1.0571	5.97	6.31
9x	R	1.0766	2.98	3.21
11x	R	1.1085	5.97	6.61
12x	R	1.1309	1.49	1.69
13x	R	1.1590	1.49	1.73

NIVEL 5 SENTIDO Y

EJE	TIPO F/T	ELEMENTO FLEXIBLE		Vx CALCULADO
		FATf1x	Vy	
Fy	F	1.1153	8.95	9.98
Ey	F	1.0209	8.95	9.14
Dy	F	1.2417	8.95	11.11
Cy	R	1.2405	5.97	7.40
By	R	1.0000	5.97	5.97
Ay	R	1.0000	8.95	8.95

NIVEL 4 SENTIDO X

EJE	TIPO F/T	ELEMENTO FLEXIBLE		Vx CALCULADO
		FATf1X	Vx	
1x	F	1.1436	5.55	6.34
2x	F	1.1161	2.77	3.09
3x	F	1.0837	5.55	6.01
4x	F	1.0438	4.16	4.34
5x	F	1.0276	2.77	2.85
6x	R	1.0072	4.16	4.19
7x	R	1.0208	2.77	2.83
8x	R	1.0542	5.55	5.85
9x	R	1.0728	2.77	2.97
11x	R	1.1031	5.55	6.12
12x	R	1.1243	1.39	1.56
13x	R	1.1510	1.39	1.60

NIVEL 4 SENTIDO Y

EJE	TIPO F/T	ELEMENTO FLEXIBLE		Vx CALCULADO
		FATf1x	Vy	
Fy	F	1.2477	8.32	10.38
Ey	F	1.1361	8.32	9.45
Dy	F	1.0999	8.32	9.15
Cy	R	1.0181	5.55	5.65
By	R	1.2094	5.55	6.71
Ay	R	1.3320	8.32	11.08

NIVEL 3 SENTIDO X

EJE	TIPO F/T	ELEMENTO FLEXIBLE		Vx CALCULADO
		FATf1X	Vx	
1x	F	1.1436	4.16	4.76
2x	F	1.1161	2.08	2.32
3x	F	1.0837	4.16	4.51
4x	F	1.0438	3.12	3.26
5x	F	1.0276	2.08	2.14
6x	R	1.0072	3.12	3.14
7x	R	1.0208	2.08	2.12
8x	R	1.0542	4.16	4.39
9x	R	1.0728	2.08	2.23
11x	R	1.1031	4.16	4.59
12x	R	1.1243	1.04	1.17
13x	R	1.1510	1.04	1.20

NIVEL 3 SENTIDO Y

EJE	TIPO F/T	ELEMENTO FLEXIBLE		Vx CALCULADO
		FATf1x	Vy	
Fy	F	1.2477	6.24	7.78
Ey	F	1.1361	6.24	7.09
Dy	F	1.0999	6.24	6.86
Cy	R	1.0181	4.16	4.23
By	R	1.2094	4.16	5.03
Ay	R	1.3320	6.24	8.31

NIVEL 2 SENTIDO X

EJE	TIPO F/T	ELEMENTO FLEXIBLE		Vx CALCULADO
		FATf1X	Vx	
1x	F	1.1161	2.77	3.09
2x	F	1.0837	1.39	1.50
3x	F	1.0438	2.77	2.89
4x	F	1.0276	2.08	2.14
5x	F	1.0086	1.39	1.40
6x	R	1.0208	2.08	2.12
7x	R	1.0542	1.39	1.46
8x	R	1.0728	2.77	2.97
9x	R	1.1031	1.39	1.53
11x	R	1.1243	2.77	3.12
12x	R	1.1510	0.69	0.80
13x	R	1.0000	0.69	0.69

NIVEL 2 SENTIDO Y

EJE	TIPO F/T	ELEMENTO FLEXIBLE		Vx CALCULADO
		FATf1x	Vy	
Fy	F	1.2477	4.16	5.19
Ey	F	1.1361	4.16	4.73
Dy	F	1.0999	4.16	4.57
Cy	R	1.0181	2.77	2.82
By	R	1.2094	2.77	3.35
Ay	R	1.3320	4.16	5.54

NIVEL 1 SENTIDO X

EJE	TIPO F/T	ELEMENTO FLEXIBLE		Vx CALCULADO
		FATf1X	Vx	
1x	F	1.1056	1.00	1.11
2x	F	1.0762	0.50	0.54
3x	F	1.0398	1.00	1.04
4x	F	1.0251	0.75	0.77
5x	F	1.0078	0.50	0.51
6x	R	1.0222	0.75	0.77
7x	R	1.0581	0.50	0.53
8x	R	1.0780	1.00	1.08
9x	R	1.1104	0.50	0.56
11x	R	1.1332	1.00	1.14
12x	R	1.1618	0.25	0.29
13x	R	1.0000	0.25	0.25

NIVEL 1 SENTIDO Y

EJE	TIPO F/T	ELEMENTO FLEXIBLE		Vx CALCULADO
		FATf1x	Vy	
Fy	F	1.2307	1.51	1.85
Ey	F	1.1268	1.51	1.70
Dy	F	1.0930	1.51	1.65
Cy	R	1.0169	1.00	1.02
By	R	1.1951	1.00	1.20
Ay	R	1.3093	1.51	1.97

En las tablas anteriores se anotan los cálculos para todos los pisos y en las otras tablas los resultados obtenidos a partir de los cortantes directos con la aplicación del *PSD*. Particularmente, en dicha se anotan los cálculos de las fuerzas de diseño de algunos de los elementos estructurales, obtenidos a partir de los efectos producidos por los cortantes directos calculados en el paso 2 del método, corregidos por los *FAT* correspondientes.

## **CAPITULO 6 COMPARACIONES DE RESULTADOS**

### **6.1 COMPARACIONES DE RESULTADOS**

Después de haber realizado el mismo procedimiento de cálculo por tres métodos diferentes analizando su procedimiento, se muestran los resultados en las tablas siguientes

En las tablas siguientes se muestran los valores de los cortantes totales en los elementos resistentes del edificio de cada uno de sus pisos y ejes, para cada una de las direcciones X y Y, indicando si por su posición se considera que sean flexibles (F) o rígidos (R).

Se calculan los valores de los cortantes totales por el método de Rosenblueth-Esteva para los 5 niveles del edificio y para cada eje, y se observa que el método propuesto presenta casi los mismos valores, solo en algunos casos, la diferencia de los valores de los cortantes finales es un poco diferente entre el método de Rosenblueth-Esteva y el *PSD*, pero con respecto a los cortantes totales finales entre el método de Rosenblueth-Esteva y el de Ávila son casi idénticos, y entre el método de Ávila y el *PSD*, son de la misma magnitud, se observa que en casi todos los ejes de todos los niveles, los cortantes del *PSD* y el de Rosenblueth-Esteva, así mismo con el método de Ávila,

Es necesario hacer notar, que es importante indicar cuál método se va a emplear, se deben de tomar en cuenta que algunos presentan mayores comodidades, como el *PSD*, que integra los valores de los cortantes de manera un poco más rápida, que con el método de Rosenblueth-Esteva, el cual, es más exacto, pero implica hacer demasiados pasos y cálculos que pueden fácilmente cometer errores, por lo que cuando se requiere determinar los valores de los cortantes de manera rápida y con cierto grado de certidumbre, es bueno, evitarse posibilidades de errores y emplear otro método más rápido que el de Rosenblueth-Esteva.

En este caso en particular, los métodos de Ávila y el PSD, nos dan la opción de determinar directamente las fuerzas de diseño de los elementos resistentes, tales como momentos flexionantes, fuerzas axiales, fuerzas cortantes, en cambio, con el método de Rosenblueth-Esteva, es más exacto, pero es necesario hacer más cálculos, como después de distribuir los cortantes directos y por torsión entre los elementos resistentes de cada entrepiso, es necesario hacer un análisis plano para cada elemento resistente aplicando las fuerzas totales calculadas.

En el método de Ávila, primeramente es necesario hacer dos modelos y dos análisis de la estructura, uno en cada una de sus direcciones X y Y, para calcular los cortantes directos necesarios para determinar la excentricidad estructural. Para conocer las fuerzas de diseño en los elementos estructurales se deben hacer cuatro modelos y sus análisis correspondientes, uno para cada una de las nuevas coordenadas de los *CM* de los entrepisos. Finalmente, los resultados provenientes de los dos análisis correspondientes a cada una de las direcciones ortogonales, se deben comparar para cada elemento estructural y para cada fuerza de diseño considerada y así elegir la más desfavorable de la combinación.

Con el método de Ávila, los resultados provenientes de estos análisis se deberán combinar de dos maneras diferentes, se deberá comparar cada elemento estructural para cada fuerza de diseño considerada y así elegir la más desfavorable.

En cambio, con el Procedimiento Simplificado de Diseño, PSD solo es necesario hacer dos análisis, uno en cada eje, X y Y del edificio para conocer las fuerzas debido al cortante directo en sus elementos estructurales. Las fuerzas de diseño obtenidas se obtienen al multiplicar estas fuerzas, producidas por los cortantes directos en los elementos estructurales, por los factores de amplificación por torsión *FAT* correspondientes a cada eje. Los cortantes directos obtenidos de estos análisis son los mismos que se utilizan para calcular la excentricidad estructural.

Se muestran a continuación las tablas de cálculo donde se aprecia lo anterior.

Así mismo se muestra de manera esquemática, una planta tipo, indicando la posición del centro de rigideces, de masas, de torsión.

SISMO EN DIRECCION X

NIVEL 5	TIPO	ROSENBLUETH	AVILA	PSD
1x	F	5.98	5.97	6.77
2x	F	2.99	2.98	3.31
3x	F	5.98	5.97	6.43
4x	F	4.48	4.47	4.66
5x	F	2.98	2.98	3.06
6x	R	4.48	4.47	4.51
7x	R	3.00	2.98	3.05
8x	R	6.05	5.97	6.31
9x	R	3.04	2.98	3.21
11x	R	6.78	5.97	6.61
12x	R	1.49	1.49	1.69
13x	R	1.49	1.49	1.73

SUMA 48.74 47.73 51.32

SISMO EN DIRECCION Y

NIVEL 5	TIPO	ROSENBLUETH	AVILA	PSD
Fy	F	9.01	8.95	9.98
Ey	F	5.99	8.95	9.14
Dy	F	5.98	8.95	9.56
Cy	R	8.83	5.97	7.40
By	R	7.52	5.97	5.97
Ay	R	11.22	8.95	8.95

SUMA 48.54 47.73 50.99

SISMO EN DIRECCION X

NIVEL 4	TIPO	ROSENBLUETH	AVILA	PSD
1x	F	5.65	5.55	6.34
2x	F	2.79	2.77	3.09
3x	F	5.60	5.55	6.01
4x	F	4.18	4.16	4.34
5x	F	2.78	2.77	2.85
6x	R	4.16	4.16	4.19
7x	R	2.78	2.77	2.83
8x	R	5.60	5.55	5.85
9x	R	2.79	2.77	2.97
11x	R	5.65	5.55	6.12
12x	R	1.39	1.39	1.56
13x	R	1.40	1.39	1.60

SUMA            44.76    44.37    47.75

SISMO EN DIRECCION Y

NIVEL 4	TIPO	ROSENBLUETH	AVILA	PSD
Fy	F	9.36	8.32	9.33
Ey	F	6.07	8.32	8.20
Dy	F	6.04	8.32	9.15
Cy	R	8.92	5.55	5.65
By	R	8.60	5.55	6.71
Ay	R	8.39	8.32	9.33

SUMA            47.38    44.37    48.36

SISMO EN DIRECCION X

NIVEL 3	TIPO	ROSENBLUETH	AVILA	PSD
1x	F	4.23	4.16	4.76
2x	F	2.10	2.08	2.32
3x	F	4.20	4.16	4.51
4x	F	3.13	3.12	3.26
5x	F	2.08	2.08	2.14
6x	R	3.12	3.12	3.14
7x	R	2.08	2.08	2.12
8x	R	4.20	4.16	4.39
9x	R	2.09	2.08	2.23
11x	R	4.24	4.16	4.59
12x	R	1.05	1.04	1.17
13x	R	1.05	1.04	1.20

SUMA            33.57    33.28    35.81

SISMO EN DIRECCION Y

NIVEL 3	TIPO	ROSENBLUETH	AVILA	PSD
Fy	F	6.53	6.24	6.23
Ey	F	4.23	6.24	5.54
Dy	F	4.21	6.24	6.86
Cy	R	6.26	4.16	4.23
By	R	6.53	4.16	5.03
Ay	R	6.70	6.24	8.16

SUMA            34.46    33.28    36.06

SISMO EN DIRECCION X

NIVEL 2	TIPO	ROSENBLUETH	AVILA	PSD
1x	F	4.31	2.77	3.09
2x	F	1.40	1.39	1.50
3x	F	2.80	2.77	2.89
4x	F	2.09	2.08	2.14
5x	F	1.39	1.39	1.40
6x	R	2.08	2.08	2.12
7x	R	1.39	1.39	1.46
8x	R	2.80	2.77	2.97
9x	R	1.40	1.39	1.53
11x	R	2.82	2.77	3.12
12x	R	0.69	0.69	0.80
13x	R	0.69	0.69	0.69

SUMA            23.86    22.18    23.73

SISMO EN DIRECCION Y

NIVEL 2	TIPO	ROSENBLUETH	AVILA	PSD
Fy	F	4.35	4.16	4.29
Ey	F	2.82	4.16	4.73
Dy	F	2.81	4.16	4.57
Cy	R	4.18	2.77	2.82
By	R	4.35	2.77	3.35
Ay	R	4.47	4.16	4.02

SUMA            22.98    22.18    23.79

SISMO EN DIRECCION X

NIVEL 1	TIPO	ROSENBLUETH	AVILA	PSD
---------	------	-------------	-------	-----

1x	F	1.02	1.00	1.11
2x	F	0.50	0.50	0.54
3x	F	1.01	1.00	1.04
4x	F	0.75	0.75	0.77
5x	F	0.50	0.50	0.51
6x	R	0.75	0.75	0.77
7x	R	0.50	0.50	0.53
8x	R	1.01	1.00	1.08
9x	R	0.50	0.50	0.56
11x	R	1.02	1.00	1.14
12x	R	0.25	0.25	0.29
13x	R	0.25	0.25	0.25

SUMA            8.06    8.04    8.60

SISMO EN DIRECCION Y

NIVEL 1	TIPO	ROSENBLUETH	AVILA	PSD
---------	------	-------------	-------	-----

Fy	F	1.58	1.51	1.85
Ey	F	1.02	1.51	1.70
Dy	F	1.02	1.51	1.65
Cy	R	1.51	1.00	1.02
By	R	1.57	1.00	1.20
Ay	R	1.61	1.51	1.97

SUMA            8.31    8.04    9.39

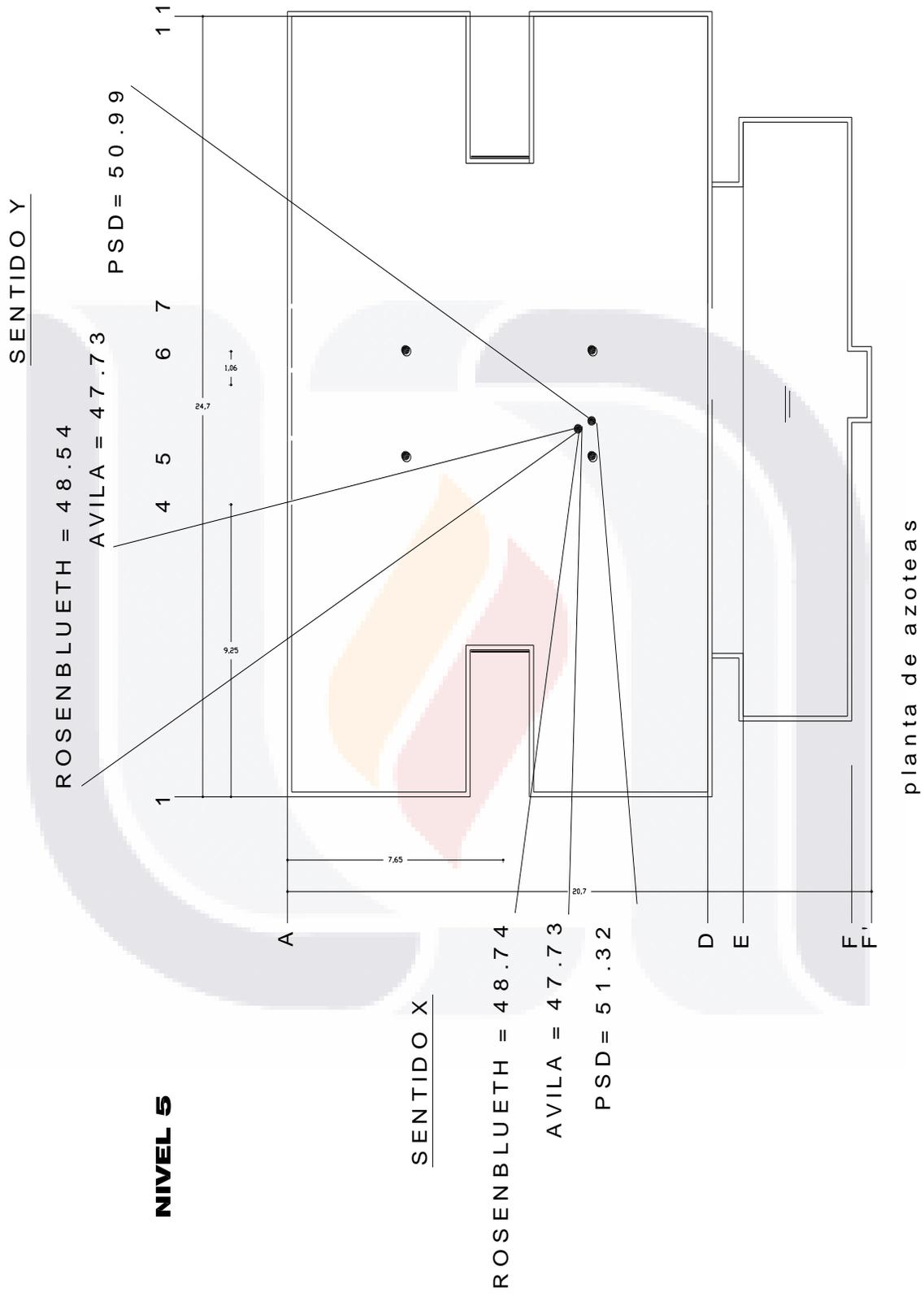
RESUMEN NUMERICO DE LOS METODOS

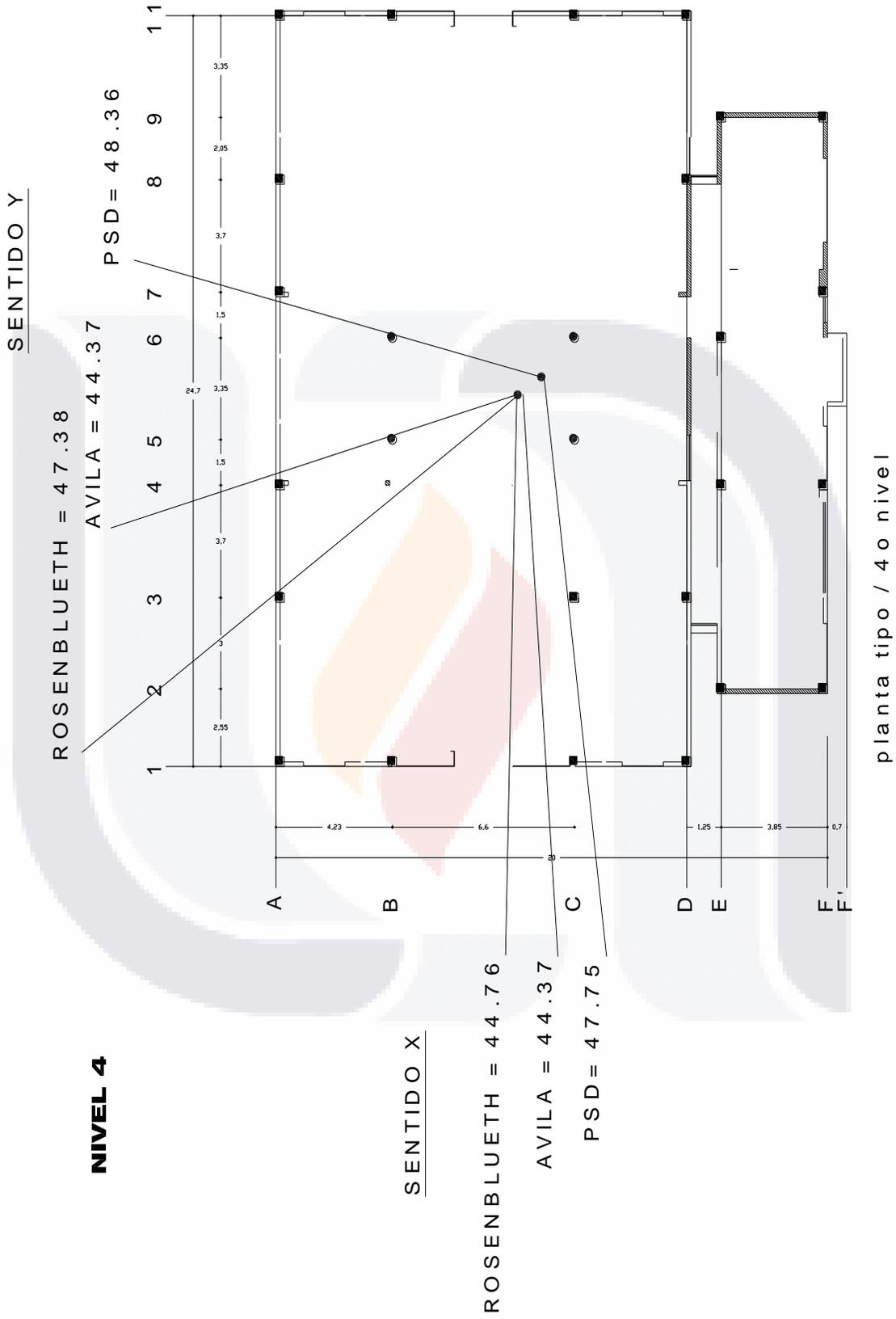
SISMO EN DIRECCION X

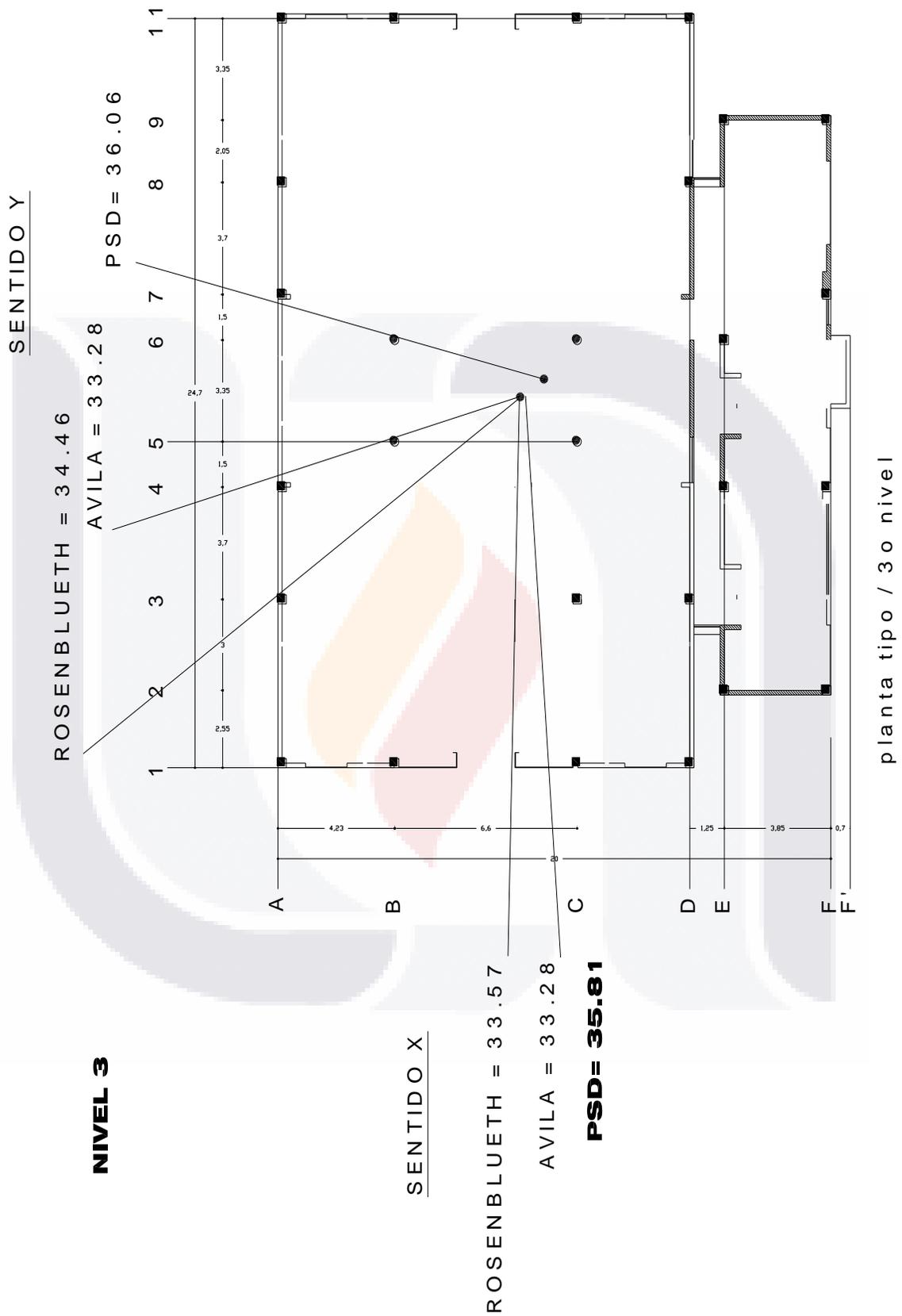
NIVEL 5	ROSENBLUETH	AVILA	PSD
5	48.74	47.73	51.32
4	44.76	44.37	47.75
3	33.57	33.28	35.81
2	23.86	22.18	23.73
1	8.06	8.04	8.60

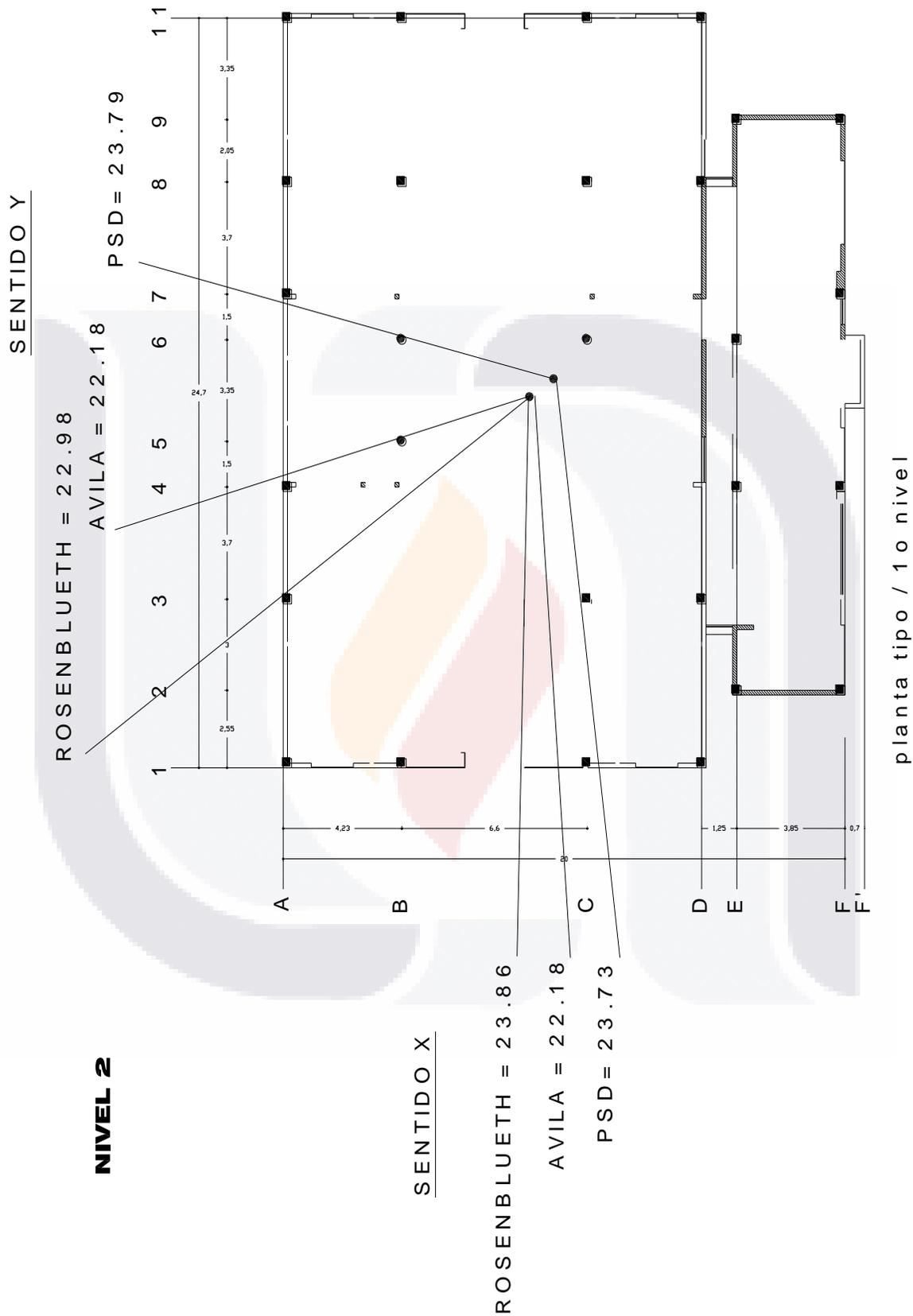
SISMO EN DIRECCION Y

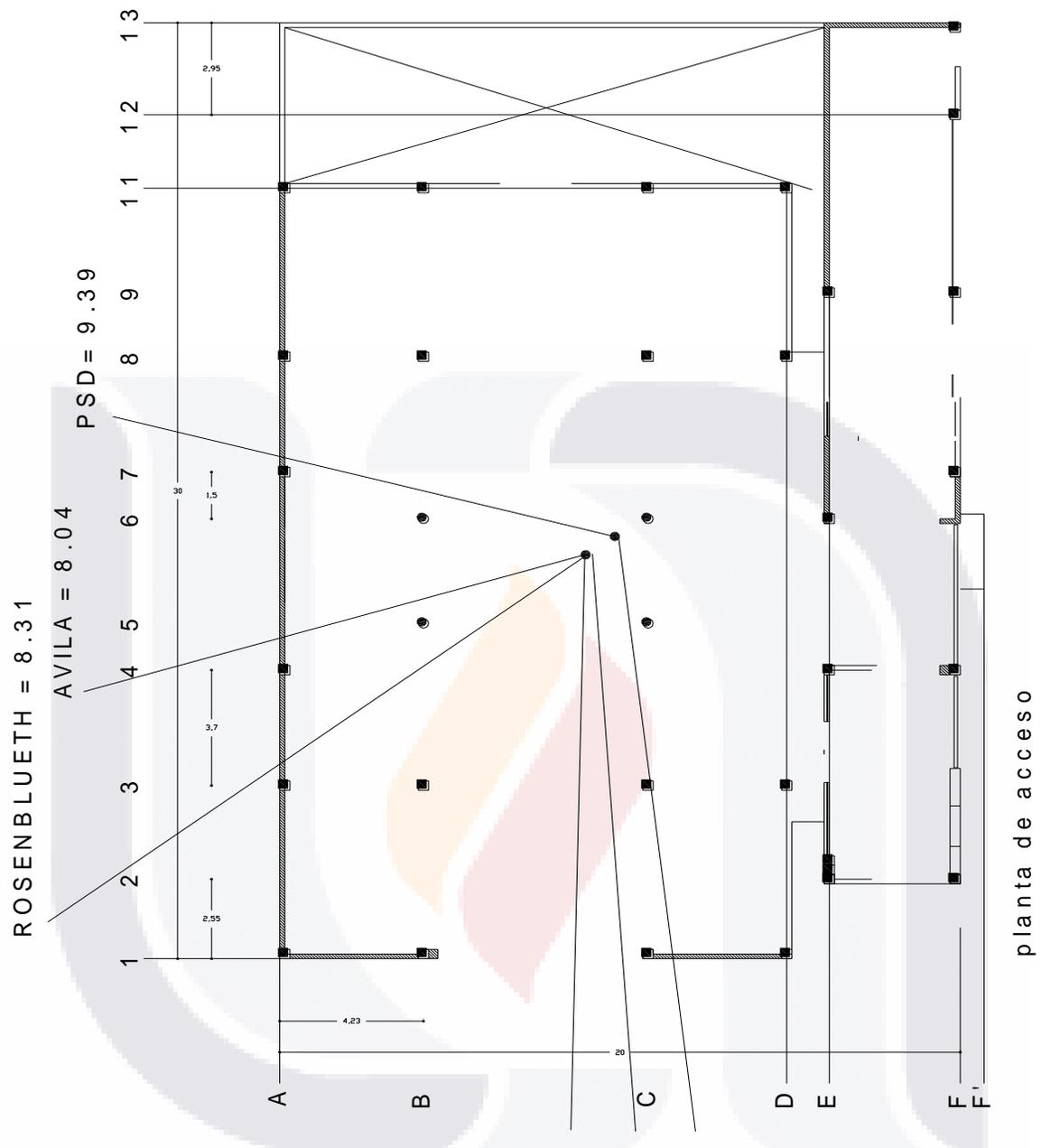
NIVEL 5	ROSENBLUETH	AVILA	PSD
5	48.54	47.73	50.99
4	47.38	44.37	48.36
3	34.46	33.28	36.06
2	22.98	22.18	23.79
1	8.31	8.04	9.39











ROSENBLUETH = 8.31

AVILA = 8.04

PSD = 9.39

**PLANTA ACCESO**

SENTIDO X

ROSENBLUETH = 8.06

AVILA = 8.04

PSD = 8.60

planta de acceso

## Capítulo 7 CONCLUSIONES

### 7.1 CONCLUSIONES

Se analizaron tres formas de obtener los valores de los cortantes por torsión sísmica estática, se plantearon las bases teóricas que definen el fenómeno de la torsión sísmica, las excentricidades que se presentan por la diferencia entre los centros de masas, centros de torsión, centros de rigideces, que estas son las que definen la fuerza cortante actuante en una estructura, y se analizó que si contribuyen con el fenómeno de la torsión sísmica, y con estos valores se puede realizar el diseño de los elementos resistentes a las fuerzas sísmicas, que son en gran medida las columnas, muros de concreto, muros unidos a las columnas.

Se tiene conocimiento que en Venezuela también se le dio seguimiento a las investigaciones del Dr. Escobar e inclusive algunas de estas teorías fueron incorporadas al reglamento de construcciones de Venezuela, así mismo, se tiene conocimiento, que en Nueva Zelanda, este tipo de fenómenos de torsión sísmica estática y las excentricidades derivadas de las diferencias en la estructuración de un edificio, ya sea por motivos de diseño arquitectónico ó por necesidades de operación, ya se deben de tomar en cuenta en su diseño.

En este caso se evaluó un nuevo método denominado Procedimiento Simplificado de Diseño, *PSD*, que sin perder mucha precisión. Reduce el número de análisis por lo menos en el 30% del tiempo del ingeniero analista, para esta evaluación se ejecuto un ejemplo con una estructura real a ser construida, de la cual se desprenden las siguientes conclusiones:

Para su aplicación, los métodos de Rosenblueth-Esteva y el de Ávila, requieren tomar en cuenta el signo de la excentricidad estructural.

Con la clasificación de elementos rígidos y flexibles, necesaria para aplicar el *PSD*, considerando como flexibles a los elementos que se encuentran del lado del centro de torsión y negativos a los que se encuentren en el lado opuesto, el aspecto de la excentricidad se evita, ya que en él se utiliza el valor absoluto de este parámetro.

Además de que con esta clasificación es posible tener una mejor interpretación de la distribución de las fuerzas entre los elementos resistentes al utilizar una ecuación correspondiente a cada tipo de ellos.

El método de Ávila al igual que y el *PSD* permiten conocer directamente las fuerzas para diseño en los elementos resistentes.

Debido a que se utilizan las mismas ecuaciones, con el *PSD* propuesto se obtuvieron prácticamente los mismos resultados en todos los ejes y niveles de la estructura analizada, la cual también se analizó por el método de Rosenblueth-Esteva, para calcular las fuerzas de diseño actuantes en los elementos estructurales con el método de Rosenblueth-Esteva, después de distribuir los cortantes directos y por torsión entre los elementos resistentes de cada entrepiso, es necesario hacer un análisis individual en el plano de cada uno de ellos utilizando las fuerzas cortantes totales calculadas con estos.

La aplicación del método de Ávila requiere de seis modelos diferentes de la estructura que se analiza; dos para calcular los cortantes directos y con ellos la excentricidad estática, y uno para cada una de las nuevas posiciones de *CM* en cada una de las direcciones ortogonales para obtener las fuerzas de diseño en los elementos estructurales.

Para conocer las fuerzas para diseño en los elementos resistentes con el método de Ávila, es necesario comparar, elemento a elemento, los resultados de dos análisis y de cuatro combinaciones de carga, respectivamente.

Por último, empleando, el *PSD* requiere únicamente de dos análisis de la estructura, uno en cada uno del sentido de sus ejes constructivos, los resultados que arrojan estos análisis son prácticamente los mismos que con el método de Rosenblueth-Esteva, ya que estos análisis son los mismos con los que se obtienen los cortantes directos necesarios para calcular la excentricidad estructural de entrepiso.

Se observó que las fuerzas y cortantes utilizadas para el diseño de los elementos resistentes, se obtienen con un gran grado de certeza, solo empleando los llamados Factores de Amplificación de por Torsión y multiplicándolos por los valores de los cortantes directos, con las cuales se determinan los elementos mecánicos de cada uno de estos elementos resistentes.

Por último, al hacer un análisis de los tres métodos empleados, se observa que el *PSD*, si es adecuado su uso, ya que arroja resultados muy cercanos a los obtenidos por métodos más largos y complejos, lo que da como consecuencia, menor tiempo de hora-hombre, con el ahorro subsecuente, y la seguridad de que se está empleando un método apropiado.

M.I.P. Fernando García Juárez.

## GLOSARIO

**Carga Viva:** Es la o las cargas que actúan sobre una estructura y son móviles.

**Carga Muerta:** Es la carga que actúa sobre una estructura y está compuesta por cargas que no tiene movimiento, como el peso de los materiales que la componen.

**Excentricidad torsional de rigideces:** la distancia entre el centro de torsión del entrepiso correspondiente y la fuerza cortante en dicho entrepiso.

**Coefficiente sísmico:** coeficiente entre la fuerza cortante debida a sismo en la base de la estructura  $V_s$  y su peso total  $W$ .

**Momento Torsionante:** Es la resultante de la aplicación de dos fuerzas en sentido apuesto y en diferente eje de acción, provocando un giro en la resultante de ambas fuerzas.

**Distorsión de entrepiso ( $\Phi$ ):** de la estructura, que se define como el cociente entre la diferencia de los desplazamientos laterales de pisos consecutivos ( $\Delta$ ) producidos por las fuerzas sísmicas de entrepiso y la altura del entrepiso ( $H$ ).

**Amplificación dinámica:** se define como la relación entre desplazamiento dinámico y el estático que se producirá al aplicar una carga unidad.

**Rigidez lateral del edificio:** es la suma de las rigideces de cada uno de los elementos resistentes a fuerzas laterales de la estructura (columnas).

**Torsión por excentricidad accidental:** Fenómeno ocasionado principalmente por las incertidumbres provocadas por las propiedades geométricas de las propiedades calculadas y las reales, ocasionando diferencias entre las rigideces calculadas y las reales, así como también a la diferencia mínima entre el tiempo de llegada de las ondas sísmicas a la base de la estructura y a la componente de aceleración del suelo.

**BIBLIOGRAFIA**

- 1.- Bazán, E. y Melly R.,  
"Diseño de Análisis Sísmico de Edificios"  
Editorial Limusa  
México, 2008
- 2.- Escobar, J. Alberto, Mendoza, A., Gómez, Roberto.  
"Diseño Simplificado Por Torsión Sísmica Estática"  
Revista de Ingeniería Sísmica, No. 70, pág. 77-107  
México, 2004<sup>a</sup>
- 3.- Escobar, J. Alberto, Magno, C., Gómez, Roberto  
"Evaluación de Criterios de Diseño por torsión sísmica estática para edificios de varios pisos"  
Revista de Ingeniería Sísmica, No. 71, pág. 63-89  
México, 2004<sup>b</sup>.
- 4.- "Código Municipal de Aguascalientes",  
Periódico Oficial del Estado de Aguascalientes, 12 noviembre 2007.
- 5.-"Reglamento de Construcciones del D.D.F.", RCDF 2004,  
Gaceta Oficial del Distrito Federal, 6 de octubre 2004
- 6.- Trejo, Juan. Tesis de Licenciatura, UNAM 2007.