

300615



UNIVERSIDAD LA SALLE

ESCUELA DE INGENIERIA
CON ESTUDIOS INCORPORADOS A LA U.N.A.M.

1-A
Pej

ESTRUCTURACION OPTIMA SISMORRESISTENTE PARA EDIFICIOS CON PLANTA IRREGULAR

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
SALVADOR JAVIER AMADO JUAREZ

Director de Tesis:
M. en I. Fco. Javier Ribe Martínez de Velasco

MEXICO, D. F.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1992



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

ESTRUCTURACION OPTIMA SISMORRESISTENTE
PARA EDIFICIOS CON PLANTA IRREGULAR

I N D I C E

INTRODUCCION. 1

CAPITULO I: GENERALIDADES.

1. Comportamiento sísmico de los materiales 3
2. Comportamiento sísmico de las diferentes
estructuraciones 12

CAPITULO II: FUERZAS SISMICAS.

1. Bases para obtener las fuerzas sísmicas 23
2. Método estático 27
3. Método dinámico 32
4. Movimientos rotacionales de los edificios 39

CAPITULO III: COMPORTAMIENTO ROTACIONAL DE EDIFICIOS
CON PLANTA TRAPEZOIDAL.

1. Estructuración primaria y fuerzas por torsión .. 46
2. Estructuración propuesta v fuerzas por torsión . 64
3. Comparación 90

CAPITULO IV: COMPORTAMIENTO ROTACIONAL DE EDIFICIOS
CON PLANTA EN L Y EN U.

Planta en "L"

1. Estructuración primaria y fuerzas por torsión .. 92
2. Estructuración propuesta v fuerzas por torsión . 98
3. Comparación 115

Planta en "U"

1. Estructuración primaria y fuerzas por torsión .. 116
2. Estructuración propuesta v fuerzas por torsión . 123
3. Comparación 144

CAPITULO V: COMPORTAMIENTO ROTACIONAL DE EDIFICIOS CON PLANTA ALARGADA	146
CONCLUSIONES	154
BIBLIOGRAFIAS	157

INTRODUCCION.

ESTRUCTURACION OPTIMA SISMORRESISTENTE PARA EDIFICIOS CON PLANTA IRREGULAR

INTRODUCCION:

Se han realizado numerosos estudios que permitan crear estructuras que tengan un comportamiento adecuado ante sismos moderados y severos, y aunque se han logrado grandes avances, tanto en el aspecto del cálculo estructural como en el constructivo, en no pocas ocasiones toda la técnica y refinamiento utilizados en el cálculo estructural resultan inadecuados por la falta de congruencia entre la estructura calculada y la construída.

Lo anterior, tiene como consecuencia un comportamiento de la estructura totalmente diferente del supuesto, y en muchas ocasiones inadecuado.

Un ejemplo donde esta situación adquiere gran importancia, es el caso de los edificios ubicados en esquina, en donde al encontrarse los muros de colindancia en posición perpendicular entre sí y estar ligados a la estructura, causan una doble asimetría en cuanto a la distribución de rigideces en los elementos resistentes del edificio.

Una de las principales consecuencias de tal asimetría en rigideces es la modificación de la respuesta rotacional de la estructura debida al cambio de rigidez. La modificación que sufre se debe a su vez, al desplazamiento relativo del centro de torsión con respecto al centro de masas, por la distribución no uniforme y asimétrica de rigideces.

Ante tal problema, el cual es objeto de estudio en este trabajo, se darán dos soluciones, la primera será a base de diseñar los muros de colindancia de la estructura para que estos no modifiquen la rigidez de los marcos que conforman la estructura; y la segunda será colocando muros de tabique o de concreto, según sea el caso, del otro lado de la estructura / en posición estratégica de manera que hagan que el centro de torsión se mueva lo más posible hacia el centro de masas para evitar las excentricidades, es decir rigidizar la otra parte de la estructura para hacer que su distribución de rigideces sea más uniforme y no tan asimétrica.

Una de las motivaciones para el estudio de este problema es el gran número de edificios ubicados en esquina que sufrieron daño estructural grave, y hasta colapsos parciales o totales, durante los sismos de 1985 en la ciudad de México. Puede ser que esta no haya sido la única causa de tales daños, pero si una de las más importantes.

Este trabajo tratará de analizar el problema en edificios con estructura a base de marcos rígidos ortogonales de concreto reforzado con los muros de colindancia ligados a estos.

A fin de poder efectuar comparaciones, se analizará un edificio de un piso debido a su simetría en cuanto a elevación se refiere. Los análisis incluyen el cálculo de fuerzas sísmicas (cortante directo) y las fuerzas cortantes provocadas por el movimiento rotacional del edificio.

El cálculo de las fuerzas sísmicas se hará de acuerdo con las "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo" del "Reglamento para construcciones del Distrito Federal" de 1987.

Las comparaciones posteriores al análisis se harán con los datos obtenidos de tal análisis, los cuales no reflejan necesariamente el comportamiento real de la estructura, debido a que se adoptará la hipótesis de comportamiento elástico lineal, tomando en cuenta el comportamiento inelástico mediante el factor de comportamiento sísmico Q . Por lo tanto, las conclusiones derivadas de este estudio nos darán una idea de la magnitud del problema y no datos precisos sobre el comportamiento de este tipo de estructuras.

Espero, que de alguna manera, este trabajo contribuya a avanzar en el campo de la Ingeniería Sísmica, y así, evitar desastres como el ocurrido en la ciudad de México en 1985.

CAPITULO 1.

GENERALIDADES.

CAPITULO I

GENERALIDADES

1. Comportamiento sísmico de los materiales.

Concreto

a) Comportamiento bajo esfuerzo uniaxial.

En la mayoría de los casos estructurales se esfuerza simultáneamente al concreto en varias direcciones bajo condiciones prácticas, sin embargo, hay casos en que se puede justificar el suponer una condición de esfuerzo uniaxial.

Esfuerzo de compresión:

Para determinar la resistencia a la compresión del concreto se utilizan cilindros con relación de altura a diámetro igual a 2. El cilindro estándar normal tiene 30.5 cm de altura por 15.2 cm de diámetro. Los cilindros se cargan longitudinalmente a una tasa lenta de deformación para alcanzar la deformación máxima en 2 o 3 minutos. La resistencia a compresión que se logra a los 28 días generalmente varía entre 140 y 500 Kg/cm².

En la figura siguiente se presentan curvas típicas esfuerzo-deformación obtenidas de cilindros de concreto cargados en compresión uniaxial en una prueba desarrollada durante varios minutos. Las curvas son casi lineales hasta aproximadamente la mitad de la resistencia a compresión. El pico de la curva para concreto de alta resistencia es relativamente agudo, pero para concreto de baja resistencia la curva tiene un copete plano, la deformación en el esfuerzo máximo es aproximadamente igual a 0.002. A deformaciones más grandes, después de alcanzar el esfuerzo máximo, pueden transmitirse esfuerzos aunque se hacen visibles en el concreto grietas paralelas a la dirección de la carga.

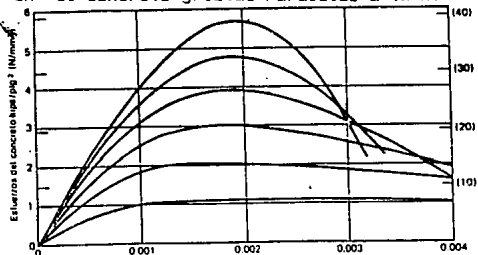


Fig 1.

El módulo de elasticidad E_c para el concreto de peso normal, se puede considerar que es $3990\sqrt{f'_c}$ kg/cm².

Las pruebas de Rusch han indicado que el perfil de la curva esfuerzo deformación antes del esfuerzo máximo depende de la resistencia del concreto; sin embargo, una aproximación muy usada para el perfil de la curva esfuerzo-deformación antes del esfuerzo máximo es una parábola de segundo grado. En la figura siguiente se muestra la curva esfuerzo deformación citada, en que f'_c es el esfuerzo máximo alcanzado en el concreto. El grado de comportamiento de la rama descendente depende del límite de la deformación útil de la curva supuesta.

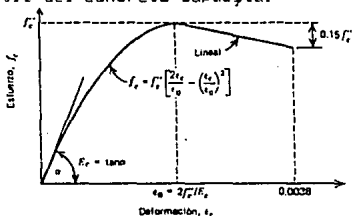


fig. 2.

Las cargas repetidas a compresión de elevada intensidad producen un efecto pronunciado de histéresis en la curva esfuerzo deformación.

Esfuerzo de Tensión:

Es posible obtener directamente de los especímenes a tensión la resistencia a tensión del concreto, que generalmente es el 20% o menor que la resistencia a la compresión. Sin embargo, debido a las dificultades experimentales de lograr la tensión axial en los especímenes y a las incertidumbres respecto de los esfuerzos secundarios inducidos por los dispositivos de sujeción, para vez se utiliza la prueba a tensión directa, incluso para propósitos de investigación.

Es posible medir de manera indirecta la resistencia a tensión del concreto en términos del esfuerzo calculado de tensión a que se rompe un espécimen colocado horizontalmente en una máquina de prueba y cargado a lo largo de un diámetro (prueba brasileña).

Debido a la baja resistencia a tensión del concreto, generalmente se desprecia el concreto a tensión en los cálculos de resistencia de los miembros de concreto reforzado.

b) Comportamiento bajo esfuerzos combinados.

En muchas estructuras se sujeta al concreto a esfuerzos directos y cortantes que actúan en varias direcciones. Considerando el equilibrio de las fuerzas que actúan en un elemento de concreto, se demuestra que se puede reducir cualquier condición de esfuerzos combinados a tres esfuerzos normales que actúan en tres planos mutuamente perpendiculares. Estos tres esfuerzos normales son los esfuerzos principales, y los esfuerzos cortantes que actúan en estos planos son cero.

Esfuerzo Biaxial:

Una condición de esfuerzo biaxial ocurre si los esfuerzos principales sólo actúan en dos direcciones: es decir que los esfuerzos actúan en un plano y el tercer esfuerzo principal es cero.

Se ha llegado a la conclusión de que la resistencia del concreto sujeto a compresión biaxial puede ser hasta 27% mayor que la resistencia uniaxial. Para esfuerzos biaxiales iguales de compresión el aumento de resistencia es aproximadamente 16%. La resistencia bajo tensión biaxial es aproximadamente igual a la resistencia a tensión uniaxial. Sin embargo, nótese que las cargas combinadas a tensión y compresión reducen tanto el esfuerzo de tensión como el de compresión a la falla.

En planos distintos a los principales, los esfuerzos normales están acompañados por esfuerzos cortantes. La teoría de falla de Mohr se ha utilizado para predecir la resistencia para este caso de esfuerzos combinados. La siguiente figura indica como una familia de círculos de Mohr que representan condiciones de falla en tensión simple, compresión simple y otras combinaciones, se localizan dentro de una envolvente. Cualquier combinación de esfuerzos que tenga un círculo de Mohr tangente a esta envolvente, o que la intersecte, se puede considerar como una condición de falla.

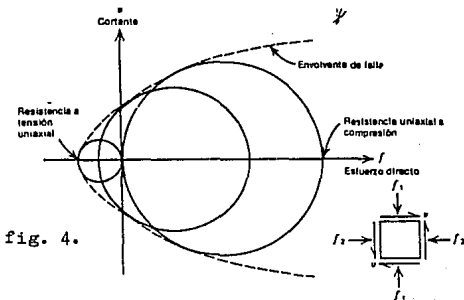


fig. 4.

Esfuerzo de compresión triaxial:

La resistencia y ductilidad del concreto se aumentan considerablemente bajo condiciones de compresión triaxial.

La siguiente figura muestra las curvas esfuerzo deformación axial que se obtuvieron para las pruebas de compresión triaxial efectuadas en cilindros de concreto. Los cilindros se confinaron lateralmente mediante presión de un fluido. Para cada curva se mantuvo constante la presión del fluido mientras se aumentaba el esfuerzo de compresión axial hasta la falla y se medían las deformaciones axiales. Es evidente que un aumento en la presión lateral produce aumentos muy significativos en ductilidad al igual que en resistencia. Este efecto se debe a la presión lateral que confina al concreto y reduce la tendencia al agrietamiento interno y al aumento en el volumen hasta poco antes de la falla.

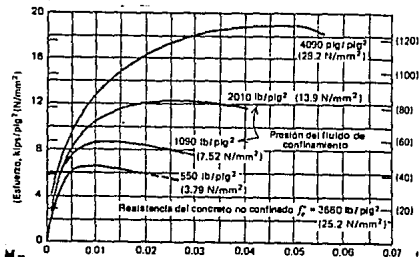


fig. 5.

c) Confinamiento del concreto por el refuerzo.

En la práctica, se puede confinar el concreto mediante refuerzo transversal, comúnmente en forma de hélices o aros de acero espaciados a poca distancia. En este caso, a bajos niveles de esfuerzo en el concreto, el refuerzo transversal apenas se esfuerza; en consecuencia, el concreto no está confinado. El concreto queda confinado cuando a esfuerzos que se aproximan a la resistencia uniaxial, las deformaciones transversales se hacen muy elevadas debido al agrietamiento interno progresivo y el concreto se apoya contra el refuerzo transversal, el que entonces aplica una reacción de confinamiento pasivo; las pruebas realizadas por muchos investigadores, han demostrado que el confinamiento por el refuerzo transversal puede mejorar considerablemente las características esfuerzo deformación del concreto a deformaciones elevadas.

Es muy apreciable el aumento en la resistencia y ductilidad con la cuantía del acero de confinamiento. Las pruebas han demostrado que las hélices confinan al concreto con mucha mayor eficiencia que los aros rectangulares o cuadrados. En la figura que se muestra a continuación tenemos curvas carga deformación para prismas de concreto que contenían distintas cantidades de estribos cuadrados. El efecto de la distinta cuantía de acero transversal en la ductilidad es bastante apreciable, aunque el efecto en la resistencia es mucho menor.

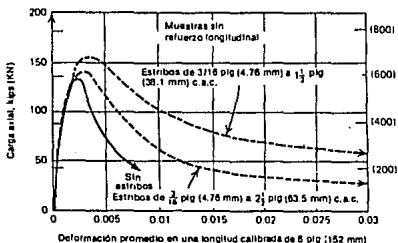


fig. 6.

La causa de la considerable diferencia entre el confinamiento por hélices de acero y el confinamiento por aros rectangulares o cuadrados es que debido a su forma, las hélices están en tensión axial de aro y proporcionan una presión continua de confinamiento alrededor de la circunferencia, que a grandes deformaciones transversales se aproxima al confinamiento de un fluido. Sin embargo, como regla, los aros cuadrados sólo pueden proporcionar reacciones de confinamiento cerca de las esquinas de los aros, debido a que la presión del concreto contra los aros tiende a flexionar los lados hacia afuera como se muestra en la figura. En consecuencia, una porción considerable de la sección transversal del concreto puede no estar confinada. Debido al arqueo interno entre las esquinas, el concreto está confinado efectivamente sólo en las esquinas y en la región central de la sección. Sin embargo, el acero cuadrado de confinamiento sí produce un aumento significativo en la ductilidad y muchos investigadores han observado cierto aumento en la resistencia.



fig. 7.

El concreto no está confinado fuera del acero transversal, y se puede esperar que este concreto de recubrimiento tenga características esfuerzo deformación distintas a las del concreto dentro del acero transversal. El recubrimiento generalmente comienza a desconcharse cuando se alcanza la resistencia no confinada, especialmente si la cuantía de acero transversal es elevado, debido a que la presencia de un gran número de varillas transversales crea un plano o superficie de debilidad entre el núcleo y el recubrimiento lo que precipita el desconchamiento. Si es baja la cuantía de acero transversal, el recubrimiento tiende a desconcharse con menos facilidad y a colaborar más con el núcleo confinado.

Re fuer z o de A c e r o

a) Comportamiento monotónico de esfuerzos.

Curvas típicas esfuerzo deformación para varillas de acero utilizadas en la construcción del concreto reforzado (figura) se obtuvieron de varillas de acero cargadas monotónicamente a tensión. Las curvas exhiben una porción inicial elástica lineal, una plataforma de cedencia (zona más allá de la cual la deformación aumenta con poco o ningún aumento del esfuerzo), una región de endurecimiento por deformación en la que el esfuerzo nuevamente aumenta con la deformación, y finalmente una región en la que el esfuerzo decae hasta que ocurre la falla.

El módulo de elasticidad del acero esta dado por la pendiente de la porción elástica lineal de la curva. El módulo de elasticidad del acero de refuerzo, Es, generalmente se toma igual a $2.03 \times 10 \text{ Kg/cm}^2$.

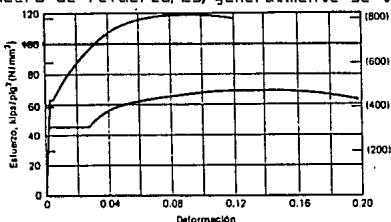


fig. 8.

Una propiedad muy importante del refuerzo de acero es el esfuerzo en el punto de cedencia, conocido como la resistencia de cedencia. Ocasionalmente a la cedencia le acompaña una disminución abrupta en el esfuerzo, de manera que un diagrama esfuerzo deformación tiene la forma que aparece en la figura siguiente.

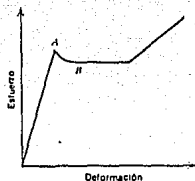


fig. 9.

En tal caso, a los esfuerzos en A y en B se les conoce como las resistencias de cedencia superior e inferior respectivamente. La posición del punto superior de cedencia depende de la velocidad de la prueba, la forma de la sección y la forma del espécimen. Por lo general se considera que la resistencia de cedencia inferior es la verdadera característica del material y se denomina simplemente como la resistencia de cedencia.

Para los aceros que no tienen una plataforma bien definida de cedencia, generalmente se considera la resistencia a la cedencia como el esfuerzo que corresponde a una deformación específica como se ilustra en la figura siguiente.

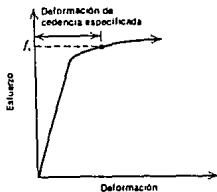


fig. 10.

Por lo general, la longitud de la plataforma de cedencia es función de la resistencia del acero. Los aceros de alta resistencia con alto contenido de carbono generalmente tienen una plataforma de cedencia más corta que los aceros de menor resistencia y menor contenido de carbono. En forma semejante, el trabajado en frío del acero puede producir un acortamiento de la plataforma de cedencia, a tal grado que el endurecimiento por deformación comienza inmediatamente después de principiar la cedencia.

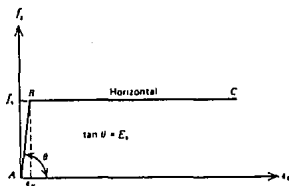
Las varillas de acero corrugado producidas respetando las especificaciones de ASTM tienen una resistencia de cedencia especificada mínima 40, 50, 60 o 75 kips/in²; se les conoce como grados 40, 50, 60 y 75 respectivamente.

Las resistencias últimas (resistencias a tensión) que corresponden a dichos grados de varillas son por lo menos 70, 80, 90 y 100 kips/in². La deformación mínima a la fractura del acero también está definida en las especificaciones, ya que es esencial para la seguridad de la estructura que el acero sea suficientemente dúctil para que pueda sufrir grandes deformaciones antes de fracturarse.

La resistencia especificada de cedencia normalmente se refiere a un mínimo garantizado. Por lo general la resistencia de cedencia real de las varillas es algo mayor que este valor especificado. En algunos casos (por ejemplo en la evaluación de la resistencia sísmica de los miembros) es indeseable tener una resistencia de cedencia mucho mayor que la considerada en el diseño. Esto se debe a que la resistencia a la flexión incrementada de un miembro, por ejemplo, produce mayores fuerzas cortantes actuando en el miembro bajo carga última, lo que puede producir una falla cortante frágil del miembro en vez de una falla a flexión dúctil. En consecuencia las especificaciones para el acero estructural en zonas sísmicas también deberían requerir que no se exceda determinada resistencia de cedencia para cierto grado del acero.

En el diseño es necesario idealizar el perfil de la curva esfuerzo deformación. Por lo general la curva se simplifica idealizándola como dos líneas rectas, como en la figura siguiente, ignorando la resistencia superior de cedencia y el aumento en el esfuerzo debido al endurecimiento por deformación. En algunos casos puede ser necesario evaluar el esfuerzo del acero a deformaciones mayores que la de cedencia, y así poder calcular con mayor exactitud la resistencia de los miembros bajo estas deformaciones. Esto es especialmente cierto en el diseño sísmico en que los requerimientos de ductilidad pueden implicar la posibilidad de alcanzar deformaciones muchas veces más grandes que la deformación de cedencia.

fig. 11.



b) Comportamiento bajo esfuerzos repetidos.

La figura 8 es la curva esfuerzo deformación para una muestra de acero cargada en tensión o en compresión axial hasta

la falla en una sola corrida de carga. Si se quita la carga antes de la falla, la muestra se recupera a lo largo de un camino esfuerzo deformación paralelo a la porción elástica original de la curva. Si se carga de nuevo, la muestra sigue el mismo camino hasta la curva original, como en la figura que se muestra a continuación, quizás con una pequeña deformación histerética y/o un efecto de endurecimiento por deformación.

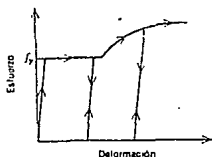


fig. 12.

Se sigue entonces de cerca la curva virgen, tal como sino hubiera existido la descarga. En consecuencia, la curva monotónica esfuerzo deformación da una buena idealización para la curva envolvente para cargas repetidas del mismo signo.

c) Comportamiento bajo esfuerzos alternados.

Si se aplica una carga axial alternada (tensión-compresión) a una muestra de acero en el rango de cedencia, se obtiene una curva esfuerzo deformación como la de la figura (A). La figura muestra el efecto de Bauschinger. En que la curva esfuerzo deformación bajo cargas alternadas deja de ser lineal a un esfuerzo mucho más bajo que la resistencia inicial de cedencia. Este comportamiento del acero está fuertemente influenciado por la historia previa de deformación; el tiempo y la temperatura también lo afectan. El camino de la descarga sigue la pendiente elástica inicial. La idealización frecuentemente usada rama elástica-rama perfectamente plástica es solamente una aproximación (figura (B)). Las curvas de cargas alternadas son importantes al tener en cuenta los efectos de las cargas sísmicas de alta intensidad en los miembros.

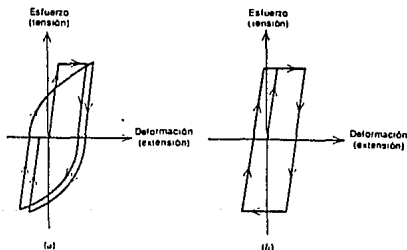


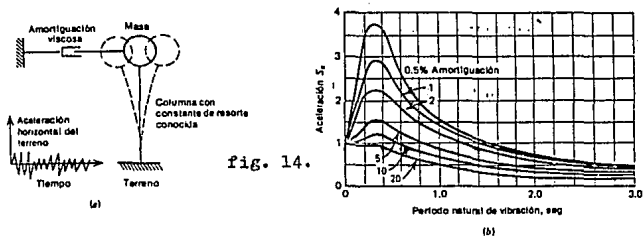
fig. 13.

2. Comportamiento sísmico de las diferentes estructuraciones.

Durante un sismo ocurren en forma aleatoria movimientos del terreno en todas direcciones. Las mediciones de las aceleraciones horizontal y vertical del terreno en función del tiempo, han indicado que las aceleraciones del terreno pueden ser considerables.

Cuando durante un sismo, una estructura se sujeta a los movimientos del terreno esta responde de manera vibratoria. Cuando la estructura se comporta elásticamente, la aceleración máxima de respuesta depende del período natural de vibración de la estructura y de la magnitud de amortiguación presente. Los análisis dinámicos de estructuras que responden elásticamente a registros típicos de sismos han indicado el orden de aceleración de respuesta que pueden experimentar las estructuras.

Por ejemplo, la figura 14a muestra una estructura simple, en forma de un oscilador de un grado de libertad, sujeto a vibraciones del terreno. La figura 14b muestra la respuesta de aceleración máxima de la estructura que se comporta elásticamente cuando se sujeta a la estructura a movimientos registrados del terreno de algunos sismos. La aceleración, S_a máxima de respuesta se grafica como función del período natural de vibración de la estructura y de la magnitud de la amortiguación, lo que se expresa como porcentaje del amortiguamiento viscoso crítico.



La aceleración máxima de respuesta de estructuras con un período muy pequeño (es decir, estructuras muy rígidas) se aproxima a la aceleración máxima del terreno. La aceleración máxima de respuesta de estructuras con períodos grandes de vibración puede experimentar un poco más que la máxima aceleración del terreno, y a períodos mayores pueden experimentar menos que la máxima aceleración del terreno. Un aumento en la amortiguación siempre produce una disminución en la aceleración de respuesta.

La carga sísmica de diseño que recomiendan los códigos de construcción tienen la forma de carga lateral estática. Normalmente se aplica carga lateral estática equivalente para estructuras de plantas múltiples con una distribución cercana a la triangular a la estructura, imponiendo la mayor carga en la parte superior, simulando con ello el perfil de deflexiones del primer modo de vibración de la figura 14a. Estos códigos utilizan cargas de diseño estáticas para determinar la resistencia de estructura necesaria para soportar las cargas dinámicas inducidas por el sismo. Sin embargo, el nivel recomendado de carga lateral estática de diseño es bastante bajo. Los análisis dinámicos de estructuras que responden elásticamente a movimientos del terreno registrados durante sismos intensos, han mostrado que las cargas de inercia de respuesta teórica pueden ser mucho mayores que las cargas laterales de diseño estático, recomendadas por dichos códigos. Aunque esta diferencia es demasiado grande para tomarse con factores de seguridad en el diseño, se sabe bien que estructuras diseñadas con las cargas laterales de los códigos han sobrevivido sismos intensos. Se ha atribuido esta anomalía aparente a la habilidad de las estructuras dúctiles de disipar energía mediante deformaciones inelásticas, con ayuda de otros factores como una respuesta reducida debida a mayor amortiguación, y a la interacción del terreno con la estructura. La ductilidad de los miembros puede ser el factor más importante.

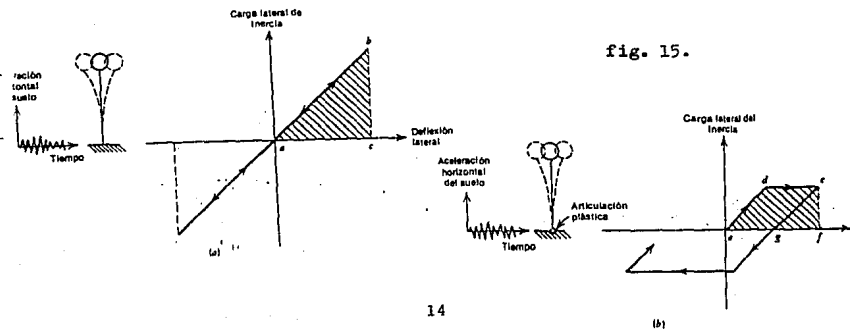
Es evidente que no sería económico diseñar una estructura para que soportara el probable sismo más fuerte sin daño. El costo de proporcionar resistencia para soportar vibraciones laterales de muy alta intensidad debe de ponderarse contra la importancia de la estructura y la probabilidad de los sismos.

Los criterios para el nivel de cargas son como sigue: los edificios deben resistir sismos menores sin daño, sismos moderados sin daño estructural pero con cierto daño no estructural y sismos importantes sin colapso pero con cierto daño estructural y no estructural. Por tanto, se acepta la posibilidad de daño, pero sin pérdida de vidas. El objetivo, es tener estructuras que se comporten elásticamente bajo sismos que se pueda esperar que ocurran más de una vez en la vida del edificio. Para evitar el colapso durante el sismo más importante, los miembros deben ser tan dúctiles que absorban y disipen energía por deformaciones inelásticas. El orden de ductilidad involucrada puede estar asociado con deformaciones permanentes muy grandes. De esa manera, aunque la estructura no se desplomara, el daño resultante podría estar más allá de la reparación y la estructura sería una pérdida económica total.

a) Requerimientos de ductilidad de desplazamiento.

En el diseño por sismo, una consideración de importancia, es la necesidad de tener una estructura capaz de deformarse de manera dúctil cuando se sujeta a varios ciclos de carga lateral que penetran en el intervalo inelástico.

Se puede observar el efecto del comportamiento no lineal en la respuesta de una estructura a los movimientos de sismos intensos con referencia a un oscilador de un grado de libertad. Tal oscilador, que responde elásticamente, tendrá una relación de carga deflexión como la representada en la figura 15a, donde el punto b es la respuesta máxima. El área abc bajo la curva representa la energía potencial almacenada en la deflexión máxima; y cuando la masa vuelve a la posición cero, la energía se convierte en energía cinética. Si el oscilador no es suficientemente fuerte para transmitir la carga de inercia de respuesta totalmente elástica, y desarrolla una articulación plástica con características elastoplásticas, la curva de carga deflexión será como en la figura 15b. Cuando se alcance la capacidad de la articulación plástica, la respuesta de deflexión prosigue a lo largo de la línea d-e, y el punto e representa la respuesta máxima. La energía potencial almacenada en la deflexión máxima en este caso queda representada por el área adef, nótese que la capacidad de articulación plástica ha limitado las fuerzas que actúan en la estructura. Cuando la masa regresa a la posición cero, la energía, convertida en energía cinética, queda representada por la pequeña área triangular efg, debido a que la energía que representa el área adef se disipa por la articulación plástica transformada en calor y otras formas irrecuperables de energía. En consecuencia, es evidente que en la estructura elástica, toda la energía almacenada se devuelve como energía de velocidad (cinética) en cada ciclo, en tanto que en la estructura elastoplástica sólo se devuelve parte de la energía. Por lo que se puede observar, no se requiere que la energía potencial almacenada en la estructura elastoplástica en cada ciclo sea tan grande como en la estructura elástica, y la deflexión máxima de la estructura elastoplástica no es necesariamente mucho mayor que el de la estructura elástica.



Una medida de la ductilidad de una estructura es el factor μ de ductilidad de desplazamiento definido como

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

donde Δ_u es la deflexión lateral en el extremo del intervalo posterior al elástico y Δ_y es la deflexión lateral la primera vez que se alcanza la cedencia. Cuando está involucrada una cantidad de ciclos de carga, se toma Δ_y como la deflexión lateral cuando se alcanza por primera vez la cedencia en la primera excursión de la carga al intervalo posterior al elástico.

Se puede estimar el factor de ductilidad de desplazamiento, requerido en el diseño, en base a la relación de la carga de inercia de respuesta elástica a la carga de diseño estático (como puede verse en los triángulos semejantes de la figura 16a y que los valores típicos para el factor μ de ductilidad de desplazamiento pueden variar entre 3 y 5.

A la relación de la carga de diseño estático a la carga de inercia de respuesta elástica se le puede denominar el factor R de reducción de la carga. En la suposición de deflexión máxima igual de la figura 16a, esto quiere decir que

$$R = \frac{1}{\mu}$$

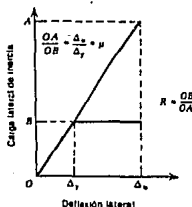


fig.16.

Es evidente que el sistema elasto-plástico, que responde a un nivel de resistencia más baja, sufrirá mayores desplazamientos para que pueda absorber la misma energía que el sistema elástico.

Las consideraciones anteriores se aplican aproximadamente a marcos de pisos múltiples. Es aparente que a los edificios

diseñados para satisfacer las cargas estáticas se les puede exigir considerable ductilidad durante los sismos intensos, aunque es posible reducir la demanda de ductilidad diseñando a cargas laterales estáticas mayores. Utilizando un espectro de diseño y el factor de reducción antes mencionado, el diseñador puede relacionar aproximadamente el sismo que se debe resistir a la carga de diseño estático y el factor de ductilidad de desplazamiento. Para un edificio de plantas múltiples, los desplazamientos Δ_y y Δ_u que dan el factor de ductilidad de desplazamiento se miden en una posición adecuada (al nivel del techo por ejemplo). En un marco de múltiples niveles, las articulaciones plásticas tienden a desarrollarse en las secciones críticas por toda la estructura, pero no todas se desarrollan bajo la misma carga. En consecuencia, la relación de carga lateral deflexión no será bilineal como en la figura 15b, sino que tendrá que estar más curva debido a que la rigidez se reduce gradualmente, conforme se desarrollen articulaciones plásticas en distintos niveles de carga. Para evaluar el factor de ductilidad en tal caso, se puede suponer una curva aproximada bilineal de carga lateral deflexión, tomando la deflexión en primera cedencia como la debida a la carga de diseño estático aplicada al marco que se comporta elásticamente. Sin embargo, las aproximaciones son tales, que una evaluación exacta de la demanda de ductilidad en los casos importantes puede requerir análisis dinámicos no lineales de la estructura bajo la acción de sismos importantes.

Se enfatiza que la ductilidad está asociada con las deformaciones plásticas, por lo que está asociada con el daño estructural permanente. Esto quiere decir que una estructura, diseñada utilizando un factor R de reducción de carga bajo, es susceptible de sufrir daño permanente durante los sismos de menor intensidad. Para los edificios importantes, especialmente aquellos que necesitan funcionar después de un desastre sísmico, puede no utilizarse la ductilidad potencial de la estructura, debido a que el control de los daños dominará como criterio de diseño.

b) Requerimientos de ductilidad de curvatura.

La ductilidad de las secciones de concreto reforzado se puede expresar mediante la relación ϕ_u/ϕ_y de ductilidad de curvatura, en que ϕ_u = curvatura en el extremo del intervalo posterior al elástico y ϕ_y = curvatura en la primera cedencia. Esto supone que predominan las deformaciones a flexión. El factor disponible de ductilidad de curvatura es bastante grande en muchos casos, aunque es importante reconocer que hay una diferencia significativa entre el factor Δ_u/Δ_y de ductilidad de desplazamiento y el factor ϕ_u/ϕ_y de ductilidad de curvatura. Ello se debe a que una vez que ha comenzado la cedencia en un

marco. las deformaciones se concentran en las posiciones de la articulación plástica; en consecuencia, cuando un marco se deflexiona lateralmente en el intervalo inelástico, la relación ϕ_u/ϕ_y requerida en una articulación plástica puede ser mayor que la razón $\Delta u/\Delta y$.

c) Efectos de cargas alternadas en las estructuras.

Los marcos sujetos a movimientos intensos de sismos sufren varias inversiones de cargas que penetran bastante en el intervalo inelástico durante un terremoto. Normalmente se supone que las relaciones de momento curvatura, en las secciones críticas de los marcos bajo cargas alternadas repetidas hasta el intervalo de cedencia, son elasto-plásticas bilineales (figura 17) en los estudios dinámicos del comportamiento de marcos. Sin embargo, se debe notar que el comportamiento real de los miembros de concreto reforzado es bastante distinto de esta relación elasto-plástica supuesta. En especial, ocurre una reducción apreciable de la rigidez con las cargas alternadas. La reducción de la rigidez no impide que un miembro debidamente detallado alcance su resistencia a flexión de diseño, pero la deformación en que se alcanza la resistencia a flexión es mayor. Una reducción de rigidez debida a la deformación inelástica provoca un aumento en el periodo de vibración de la estructura, que altera su respuesta al sismo.

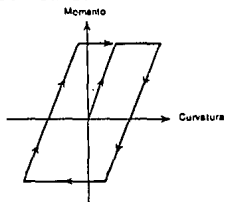


fig. 17.

Los factores que afectan las relaciones de carga deflexión de los miembros sujetos a grandes deformaciones inelásticas alternadas son los siguientes:

1. El comportamiento inelástico del refuerzo de acero. El acero con carga alternada en el intervalo de cedencia muestra el efecto de Bauschinger, donde la curva esfuerzo deformación es no lineal a un esfuerzo mucho menor que la resistencia inicial de cedencia.
2. El grado de agrietamiento del concreto. La apertura y cierre de grietas provoca un deterioro del concreto por lo que produce una degradación de rigidez.

3. La efectividad de la adherencia y el anclaje. Bajo cargas cíclicas de alta intensidad ocurre un deterioro gradual de la adherencia entre el concreto y el acero.

4. La presencia de cortante. Las fuerzas cortantes altas producen una pérdida adicional de rigidez debido a la mayor deformación cortante en las zonas de articulación plástica bajo las cargas alternadas.

Las influencias de algunos de estos factores en la rigidez de una viga doblemente reforzada se pueden observar en la figura 18. Cuando la viga se carga hacia abajo, penetrando bastante en el intervalo elástico del acero a tensión, las grietas grandes (figura 18a) no se cierran completamente en la descarga, sino que permanecen abiertas (figura 18b) debido a las deformaciones plásticas residuales del acero. Si entonces se carga al miembro en la dirección opuesta (figura 18c) la resistencia a la rotación será menor que la correspondiente durante la primera carga, debido a que la presencia de grietas abiertas en la zona a compresión significa que el acero a compresión transmite toda la compresión. En consecuencia, la rigidez a flexión de la sección solo es la del acero, la que se reduce, aún más, cuando el acero a compresión alcanza el nivel de esfuerzo en que comienza el efecto de Bauschienger y, se comporta inelásticamente. Las grietas en la zona de compresión (figura 18d) pueden llegar a cerrarse, según la magnitud de la carga y las cantidades relativas de acero superior e inferior. Cuando las grietas se cierran, aumenta la rigidez del miembro, ya que en ese tiempo el concreto nuevamente transmite cierta compresión. Si las grietas no se cierran y el miembro está descargado, se puede agrietar la sección crítica en todo su peralte. El ancho de este agrietamiento de peralte total depende de la cantidad de cedencia y de la efectividad de la adherencia. Si entonces se carga el miembro hacia abajo, este actúa nuevamente al principio como una viga de acero, ya que el concreto no está en contacto en la cara de la grieta.

La figura 19 muestra el efecto de abrir y cerrar de las grietas y el efecto de Bauschienger del acero en la relación de momento curvatura para una sección doblemente reforzada. El redondeamiento y estrechamiento de los ciclos significa que el área dentro de estos es más pequeña que la correspondiente basada en la suposición elastoplástica; por lo tanto, hay menos disipación de energía por ciclo que lo normalmente supuesto, lo que influye en la respuesta de los marcos a movimientos sísmicos intensos.

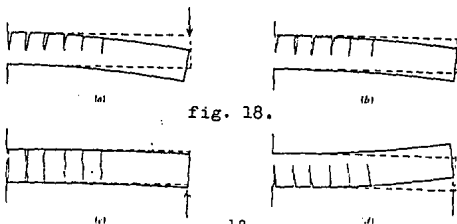


fig. 18.

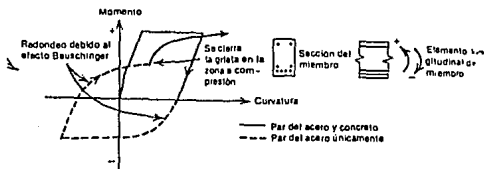


fig. 19.

La curva de rigidez degradada de Clough supone que la rigidez en la carga en cada ciclo depende de la deformación alcanzada en el ciclo anterior (figura 20).

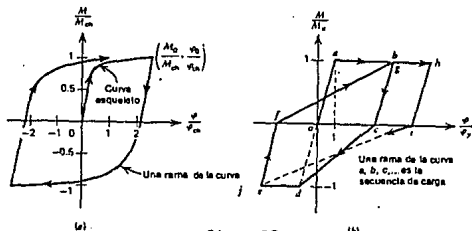


fig. 20.

Se encontró que para estructuras de períodos largos la propiedad de la rigidez degradada no afecta significativamente las amplitudes iniciales de vibración durante los sismos, pero que la pérdida de rigidez producida por los grandes desplazamientos de cedencia reducía la respuesta subsecuente de desplazamiento de la estructura de rigidez degradada.

Una reducción en la rigidez produce un aumento en el período que para una estructura de período largo, provoca una reducción en la aceleración de respuesta, pero para una estructura de período corto, puede provocar un aumento apreciable en la aceleración de respuesta.

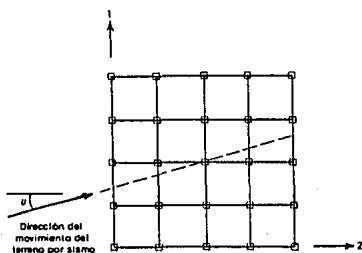
Efectos de carga biaxial:

Los movimientos del terreno durante los sismos ocurren en direcciones aleatorias, aunque en el diseño sísmico se ha acostumbrado considerar que la carga sísmica solo actúa en las direcciones de los ejes principales de la estructura y solamente

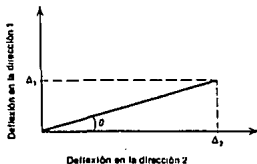
en una dirección a la vez. En realidad, un ángulo general de cargas sísmicas puede producir un caso muy extremo en una estructura de edificio, al grado que pueda ser muy difícil impedir formación de articulaciones plásticas en columnas en el caso general de cargas.

Considérese una estructura simétrica de edificio con la planta como en la figura siguiente, sujeta a cargas sísmicas laterales en una dirección general. Una planta del edificio se deflexiona en la dirección de la carga, como en la figura 21b. Es evidente que no es necesario que el ángulo ϕ sea muy grande antes de que se imponga la cedencia en las vigas en ambas direcciones. Por ejemplo, si la estructura de la figura alcanza un factor de ductilidad de desplazamiento de 4 en la dirección 2, solo requiere $D_1=D_2/4$ para provocar cedencia también en la dirección 1. En consecuencia la cedencia en ambas direcciones puede ocurrir simultáneamente para gran parte de la carga.

fig. 21.



(a)



(b)

Características generales deseables:

Se ha visto que la respuesta ante sismos depende de las características de masa y rigidez de los sistemas estructurales. Son así mismo importantes la resistencia, el amortiguamiento y la capacidad de absorción de energía.

Algunos aspectos recomendables para lograr un comportamiento sísmico satisfactorio son los siguientes:

POCO PESO: Ya que las fuerzas de inercia son proporcionales a la masa y por lo tanto al peso del edificio debe procurarse que la estructura tenga el menor peso posible.

SENCILLEZ, SIMETRIA Y REGULARIDAD EN PLANTA: La falta de regularidad en la estructura da lugar, generalmente, a falta de simetría, ya sea en masas, rigideces o resistencias, y produce efectos de torsión difíciles de evaluar con precisión, y en sismos intensos, hace que las deformaciones inelásticas se concentren en ciertas zonas, las más débiles, produciendo daños muy apreciables. Si la estructuración presenta irregularidades debidas a una distribución excéntrica de rigideces o de masas constituye una fuente de torsiones indeseables. Si se trata de pisos que tienen diferentes rigideces en su plano, esto da lugar a distribuciones irregulares de las fuerzas de inercia de los pisos entre los elementos verticales resistentes a sismos.

PLANTAS POCO ALARGADAS: En plantas alargadas, mientras mayor sea la dimensión, mayor es la probabilidad de que actúen sobre el edificio movimientos que difieren en un extremo y otro del mismo, lo cual es opuesto a la suposición de análisis sísmico, y puede producir al edificio efectos perjudiciales.

SENCILLEZ, SIMETRIA Y REGULARIDAD EN ELEVACION: En elevación es conveniente que no existan cambios bruscos en las dimensiones del edificio. El principal objetivo es evitar que se produzcan concentraciones de esfuerzos en ciertos pisos que son débiles con respecto a los demás; esto puede dar lugar a que en un solo piso se forme un mecanismo de desplazamientos laterales con articulaciones plásticas en los extremos de las columnas de ese nivel; en estas secciones es probable que se generen demandas de giros inelásticos mayores de las que son capaces de resistir, por lo que se producirá el colapso del piso entero.

Los cambios bruscos en elevación hacen también que ciertas partes del edificio se comporten como apéndices, con el riesgo de que se produzca el fenómeno de amplificación dinámica de fuerzas conocido como "chicoteo" que es un efecto sumamente dañino.

UNIFORMIDAD EN LA DISTRIBUCION DE RESISTENCIA, RIGIDEZ Y DUCTILIDAD.

HIPERESTATICIDAD Y LINEAS ESCALONADAS EN DEFENSA ESTRUCTURAL: La resistencia de un edificio a sismos depende de su capacidad de disipar energía. Mientras mayor sea la continuidad y monolitismo, el sistema estructural tendrá mayor posibilidad de que, sin convertirse en un mecanismo inestable, se formen en el articulaciones plásticas, con alta capacidad de absorción de energía mediante deformaciones inelásticas, con el consecuente comportamiento aceptable ante sismos.

CAPITULO I I.

FUERZAS SISMICAS.

CAPÍTULO II

FUERZAS SÍSMICAS

1. Bases para Obtener las Fuerzas Sísmicas.

Los métodos de análisis sísmico prescrito por los reglamentos de diseño y empleados en la práctica son generalmente muy simplificados y recurren a idealizaciones de la acción sísmica mediante sistemas de fuerzas estáticas equivalentes. Aún cuando se usen estos procedimientos, en vez de otros más refinados, no hay que perder de vista el carácter dinámico del fenómeno y es necesario conocer los principios básicos de la dinámica estructural.

Una estructura responde a una excitación sísmica, descrita por una historia de aceleraciones (o de velocidades o de desplazamientos) que se presentan en el suelo sobre el que está desplazada, mediante una vibración a través de la cual disipa energía que es generada por dicho movimiento. La amplitud de la vibración necesaria para disipar esa energía depende de las características del sistema subsuelo-cimentación-estructura-elementos no estructurales. A pesar de la complejidad de un sistema como ese, las principales características de su respuesta pueden ilustrarse mediante el estudio de un sistema simple de un grado de libertad.

El sistema simple está constituido por una masa, un resorte y un amortiguador. En el esquema de la figura 22 el resorte se representa por medio de una columna cuya rigidez lateral equivale a la constante del resorte. Cuando el sistema está sujeto a un movimiento de su base, definido por una historia de desplazamientos, u , de aceleraciones del suelo, \ddot{u} , la masa entrará en oscilación y se generará sobre ella tres tipos de fuerzas:

a) La fuerza de inercia que es proporcional a la masa y a la aceleración total que esta sufre, \ddot{u}_t ; esta última es igual a la suma de la aceleración del terreno, \ddot{u}_g , más la de la masa relativa al terreno, \ddot{u} .

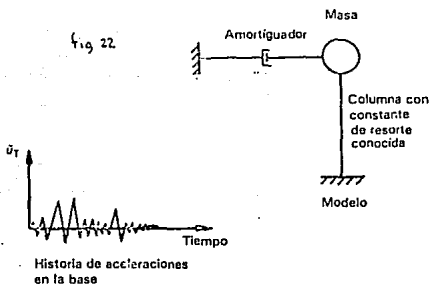
$$F_i = m \ddot{u}_t$$

b) La fuerza que se genera en la columna por su rigidez lateral al tratar de ser desplazada con respecto al terreno. Suponiendo que la respuesta de la columna se mantiene dentro de un intervalo lineal, dicha fuerza será igual al producto del desplazamiento relativo de la masa con respecto al suelo, por la rigidez lateral de la columna.

$$F_R = ku$$

c) La fuerza de amortiguamiento que trata de restablecer el equilibrio de la estructura en vibración. Esta fuerza puede considerarse proporcional a la velocidad de la masa con relación al suelo; al factor de proporcionalidad se le llama coeficiente de amortiguamiento

$$F_A = c\dot{u}$$



La ecuación de equilibrio dinámico se escribe como:

$$F_I + F_A + F_R = 0$$

sustituyendo:

$$m\ddot{u}_T + c\dot{u} + ku = 0 \quad \text{ec. 1.}$$

o ya que

$$\begin{aligned} \ddot{u}_T &= \ddot{u}_0 + \ddot{u} \\ m\ddot{u} + c\dot{u} + ku &= -m\ddot{u}_0 \end{aligned}$$

o, dividiendo entre m ,

$$\ddot{u} + \frac{c}{m}\dot{u} + \frac{k}{m}u = \ddot{u}_0 \quad \text{ec. 2.}$$

Las dos constantes c/m y k/m , representan conceptos relacionados con la vibración libre del sistema (la que corresponde al caso $\ddot{u}_0 = 0$). De ellas, $k/m = \omega^2$ o. $\omega = \sqrt{k/m}$, en

por otra parte

$$\frac{c}{m} = 2\omega\xi$$

La ecuación diferencial (ec. 2) se puede escribir como:

$$\ddot{u} + 2\omega\xi\dot{u} + \omega^2 u = -\ddot{u}_0 \quad \text{ec. 4.}$$

Se aprecia que la respuesta del sistema queda definida por dos parámetros únicamente: la frecuencia circular del sistema (o su período) y la fracción del amortiguamiento crítico.

La solución de la ecuación diferencial, cuando la estructura parte del reposo, se obtiene como la superposición de la respuesta a una serie de impulsos diferenciales, en la forma llamada integral de Duhamel:

$$u(t) = -\frac{1}{\omega} \int_0^t \ddot{u}_0(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{sen}\omega(t-\tau) d\tau$$

Obtener la respuesta del sistema mediante la solución de la integral de Duhamel representa un trabajo tedioso y que, debido a que la historia de aceleraciones del terreno durante un sismo, $\ddot{u}_0(\gamma)$, no puede expresarse mediante una función continua, requiere de procedimientos numéricos.

2. Método Estático.

Existen diversos procedimientos para evaluar las solicitaciones que el sismo de diseño introduce en una estructura. Los métodos aceptados por las normas tienen distinto nivel de refinamiento y se subdividen en dos grupos: los de tipo estático y los dinámicos. En los primeros se aplica a la estructura un sistema de cargas laterales cuyo efecto estático se supone equivalente al de la acción sísmica. En los segundos se realiza un análisis de la respuesta dinámica de un modelo generalmente muy simplificado.

Método de las Fuerzas Laterales Equivalentes:

Aunque el edificio se idealiza de la misma manera que el método dinámico, el método de la fuerza lateral equivalente requiere menos esfuerzo ya que, excepto por el período fundamental, no se necesitan los períodos y formas de los modos naturales superiores de vibración. La magnitud de las fuerzas laterales se basa en una estimación del período fundamental de vibración, y su distribución en fórmulas sencillas apropiadas para edificios con una distribución regular de masa y rigidez sobre la altura.

El RDF acepta el uso de este método en estructuras de altura no mayor a 60 m. Debe, sin embargo, evitarse su empleo en estructuras que tengan geometrías muy irregulares en planta o elevación, o distribuciones no uniformes de masas y rigideces.

La aplicación de este método consta esencialmente de los siguientes pasos:

a) Se representa la acción del sismo por fuerzas horizontales que actúan en los centros de masas de los pisos, en dos direcciones ortogonales.

b) Estas fuerzas se distribuyen entre los sistemas resistentes a carga lateral que tiene el edificio (muros y/o marcos).

c) Se efectúa el análisis estructural de cada sistema resistente ante las cargas laterales que correspondan.

Valuación de Fuerzas Sísmicas sin Estimar el Período Fundamental del Edificio:

La distribución de las fuerzas laterales sobre la altura de un edificio es bastante compleja, ya que un buen número de modos naturales de vibración contribuyen significativamente a esas fuerzas. Las contribuciones de los diversos modos de vibración a las fuerzas laterales y al cortante basal dependen de numerosos factores, incluyendo la forma del espectro de diseño de respuesta, períodos naturales de vibración y formas modales, que a su vez dependen de las propiedades de masa y rigidez del edificio. Sin embargo, estas fuerzas se deben principalmente al primer modo (fundamental) de vibración. Así, en el método de la fuerza lateral equivalente se determinan a partir de fórmulas similares a las del primer modo, pero modificadas para considerar aproximadamente los efectos de los modos superiores.

Se han recomendado las siguientes fórmulas para el cortante basal V_0 y la fuerza lateral i en cada piso f_i :

$$V_0 = \frac{A'_1}{g} W$$

donde A'_1 es la aceleración correspondiente al período fundamental estimado y al amortiguamiento apropiado, determinado del espectro de diseño de respuesta para el factor de ductilidad permisible.

$$W = \sum_{i=1}^N w_i$$

es el peso total del edificio

$$f_i = V_0 \frac{w_i h_i^k}{\sum_{j=1}^N w_j h_j^k}$$

donde h_i es la altura del i ésimo piso sobre la base, $v k$ es un coeficiente relacionado con el período fundamental de vibración estimado como sigue:

$$k = \begin{cases} 1 & T \leq 0.5 \text{ seg} \\ (T + 1.5)/2 & 0.5 < T < 2.5 \text{ seg} \\ 2 & T \geq 2.5 \text{ seg} \end{cases}$$

Las fuerzas cortantes sísmicas en los diferentes niveles de una estructura pueden valuarse suponiendo un conjunto de fuerzas horizontales que actúan sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas. La fuerza actuante donde se concentra una masa i es igual al peso de la misma, W_i , por un coeficiente proporcional a la altura, h_i de la masa en cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables), sin incluir tanques, apéndices u otros elementos cuya estructuración difiera radicalmente del resto de la estructura. El factor de proporcionalidad se tomará de tal manera que V/W en la base sea igual a c/Q pero no menor que a . Los valores de c y de a , están dados en la tabla siguiente. Q es el factor de reducción por ductilidad.

Zona	c	a_0	T_1 (seg)	T_2 (seg)	r
I (terreno firme)	0.16	0.030	0.3	0.8	1/2
II (terreno de transición)	0.20	0.045	0.5	2.0	2/3
III (terreno compresible)	0.24	0.060	0.8	3.3	1

La aplicación de lo antes mencionado conduce a que la fuerza horizontal P_i aplicada en el centro de masas del nivel i esta dada por la fórmula

$$P_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} C_s \sum W_i$$

donde C_s es el mayor valor de c/Q y a .

Se considera que la estructuración, los materiales y los detalles constructivos empleados son tales que el factor de ductilidad Q no tiene que ser igual en las dos direcciones.

Valuación de las Fuerzas Sísmicas Estimando el Período Fundamental del Edificio.

Para emplear esta segunda opción en que se permiten reducciones al coeficiente C_s , es necesario conocer el período fundamental de la estructura. Para su determinación debería realizarse, estrictamente, un análisis dinámico de la misma; sin embargo; son admisibles, para estructuras regulares, estimaciones aproximadas del período. Un procedimiento sencillo para el cálculo del período fundamental de un edificio es el siguiente:

Cuando la rigidez a cargas laterales es proporcionada exclusivamente por marcos rígidos de concreto o acero:

$$T = C_T H^{0.75}$$

en que C es una constante que vale 0.08 para marcos de concreto y 0.06 para marcos de acero. H es la altura total de la estructura, en metros. Cuando en la rigidez a cargas laterales

participan otros elementos diferentes a marcos rígidos como muros o arriostramientos:

$$T = \frac{0.09H}{\sqrt{L}}$$

en que L es la longitud total del edificio en la dirección considerada, en metros.

Una forma más precisa para la determinación del período fundamental es la recomendada por el RDF 76:

$$T = 2\pi \left[\frac{1}{g} \sum \frac{W_i X_i^2}{F_i X_i} \right]^{1/2}$$

en que W_i es el peso de la masa ubicada en el nivel i , F_i la fuerza que según el análisis estático debe aplicarse en el nivel i y X_i es el desplazamiento lateral que las fuerzas producen en el nivel en cuestión.

De acuerdo con el valor resultante de T , se aplica una de las tres opciones siguientes:

a) Si $T_1 < T < T_2$ (T_1 y T_2 se dan en la tabla anterior), no se permite reducción.

b) Si $T > T_2$ la fuerza lateral en la masa i es igual a

$$P_i = W_i (k_1 h_i + k_2 h_i^2) \frac{c}{Q}$$

siendo

$$k_1 = q [1 - r(1 - q)] \sum W_i / (\sum W_i h_i)$$

$$k_2 = 1.5 r q (1 - q) W_i / (\sum W_i h_i)$$

$$q = (T_2/T_1)^2$$

Q factor de reducción por ductilidad

h_i es nuevamente la altura de la masa i sobre el nivel de desplante, y r, el valor dado en la tabla anterior.

c) Si $T < T_1$ las fuerzas laterales son proporcionales a las obtenidas con el procedimiento en que no se estima el período, pero reducidas de tal manera que la relación V/W en la base sea igual a

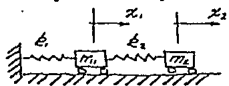
$$c_{vr} = [a_0 + (c - a_0) T/T_1] / Q'$$

donde

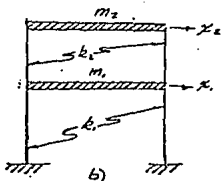
$$Q' = 1 + (Q - 1) T/T_1$$

3. Método Dinámico.

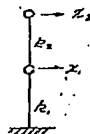
Para tratar el método dinámico primero será necesario recordar la manera en que vibran sistemas del tipo ilustrado en la siguiente figura.



a)
fig. 24



b)



c)

Para que la estructura de la figura 24b sea dinámicamente equivalente a la parte a de la misma figura es necesario considerarla así:

-La masa de la estructura y de los elementos no estructurales que soporta están concentradas en los niveles de los pisos.

-La rigidez lateral de la estructura depende de las columnas y de los elementos que las unen.

-Los pisos no giran.

-La rigidez de los pisos en su plano es infinita.

-El suelo es indeformable.

Veamos la figura 2.14 a y b. en ella se muestran, primero, la situación del sistema en reposo siendo las coordenadas de las masas nulas. $x_1=0$, $x_2=0$. En el segunda aspecto se apartan ambas masas de su estado de equilibrio estático, moviendo la masa m_1 una distancia x_1 a la derecha y la masa m_2 una distancia x_2 simultáneamente y se suelten. Al comenzar a actuar los resortes de rigidez k_1 y k_2 el sistema estará vibrando de algún modo.

Antes de pasar a las consideraciones matemáticas pensemos de que maneras diferentes podrá moverse el sistema, o dicho de otra manera, cuantos modos de vibración tendrá el sistema.

Existen dos posibilidades:

1) PRIMER MODO: Que ambas masas vayan primero hacia la derecha luego hacia la izquierda, después a la derecha, etc.

2) SEGUNDO MODO: Que mientras la masa m_1 va hacia la derecha, la masa m_2 vaya a la izquierda y viceversa.

En la figura siguiente se muestran los modos de vibración para una estructura de dos grados de libertad.

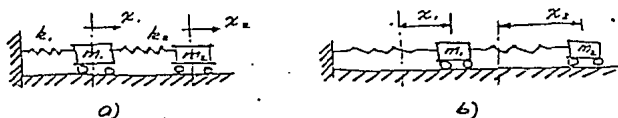


fig. 25. (2.14)

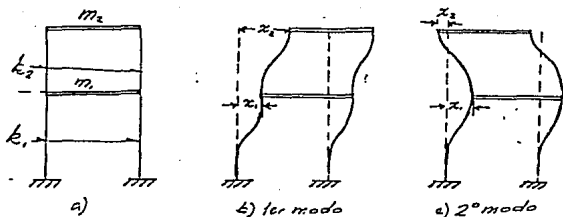
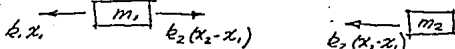


fig. 26.

Con base en lo anterior vamos a buscar la forma de encontrar matemáticamente estos modos de vibración.

Al apartar las masas de la figura 25 de su posición inicial de equilibrio estático, los resortes ejercen las fuerzas ilustradas en la figura 27 y por lo tanto las ecuaciones de equilibrio dinámico serán:

fig. 27.



$$\begin{cases} -k_1 x_1 + k_2 (x_2 - x_1) = m_1 \ddot{x}_1 \\ -k_2 (x_2 - x_1) = m_2 \ddot{x}_2 \end{cases}$$

o bien

$$\begin{cases} m_1 \ddot{x}_1 + k_1 x_1 + k_2 x_1 - k_2 x_2 = 0 \\ m_2 \ddot{x}_2 - k_2 x_1 + k_2 x_2 = 0 \end{cases}$$

agrupando términos

$$\begin{cases} m_1 \dot{x}_1 + (K_1 + K_2)x_1 - K_2 x_2 = 0 \\ m_2 \dot{x}_2 - K_2 x_1 + K_2 x_2 = 0 \end{cases}$$

que también podemos escribir matricialmente

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_1 + K_2 & -K_2 \\ -K_2 & K_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

o de manera abreviada

$$[M] \{\dot{X}\} + [K] \{X\} = \{0\}$$

cuya solución estará dada por la ecuación

$$([K] - \omega^2 [M]) \{Z\} = \{0\}$$

Esta ecuación representa un problema de valores y vectores característicos, que se suele escribir como

$$[K] \{Z\} = \omega^2 [M] \{Z\} \quad \text{ec. 2.64}$$

Para resolver este problema, es decir, para encontrar los valores característicos ω y los vectores característicos $\{Z\}$, tengamos en cuenta que la ecuación 2.64 es un sistema de ecuaciones lineales homogéneo, que para encontrar soluciones no triviales se debe cumplir que

$$\det [K] - \omega^2 [M] = 0$$

Como en esta expresión los elementos de las matrices $[K]$ y $[M]$ son datos, la única incógnita es w^2 , de aquí que desarrollando el determinante lleguemos a una expresión igualada a cero que será un polinomio en w^2 cuyas raíces serán los valores característicos que se buscan.

Para un sistema de n grados de libertad, el polinomio será de grado n y tendremos n raíces o valores característicos.

Una vez conocidos los valores característicos, se toma el primero de ellos y se sustituye en el sistema de ecuaciones 2.64 pudiendo así encontrar el vector $\{Z\}$ correspondiente que será la configuración del primer modo. Sustituyendo después el siguiente valor característico se puede calcular la configuración del siguiente modo, etc.

Sin embargo esta solución no es única, solo nos da la configuración relativa, es decir, la proporción de los desplazamientos.

Análisis Modal Espectral:

Los espectros de temblores reales tienen forma irregular y presentan variaciones bruscas en la respuesta máxima en función del período natural. Por tanto, es posible que dos estructuras que tengan las mismas características dinámicas, respondan de manera bastante distinta a un sismo. En la práctica este hecho tiene menos importancia de la que se le podría dar a primera vista, gracias a la influencia del amortiguamiento que hace menos bruscas las variaciones de los espectros, a que no se conoce con certeza el período natural por las incertidumbres que existen en el cálculo de las masas y rigideces, y a que las incursiones de la estructura en el intervalo inelástico, así como la interacción suelo-estructura, modifican el período fundamental de vibración.

Por lo expuesto anteriormente, para fines de diseño se emplean espectros de forma suavizada como el de la figura siguiente. Estos espectros ya toman en cuenta las incertidumbres en la valuación de períodos, los efectos de temblores de distintos orígenes, la influencia del amortiguamiento y de los distintos tipos de suelo.

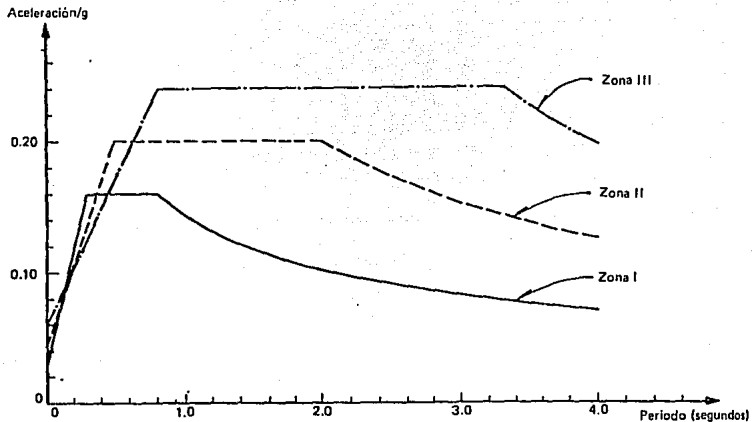


fig. 28.

También está estipulado que cuando se aplique el análisis dinámico modal, se sigan estas hipótesis:

a) La estructura se comporta elásticamente.

b) La ordenada del espectro, a , expresada como la fracción de la aceleración de la gravedad, está dada por las siguientes expresiones, donde c , a_0 , T_1 , T_2 y r son los valores dados en la tabla anterior vista en el método estático:

$$a = a_0 + (c - a_0) T/T_1, \text{ si } T < T_1$$

$$a = c, \text{ si } T \text{ esta entre } T_1 \text{ y } T_2$$

$$a = c (T_2/T_1)^r, \text{ si } T > T_2.$$

Aquí t , es el periodo natural de interés y T , T_1 y T_2 están expresados en segundos. Para valuar las fuerzas sísmicas, estas ordenadas se dividirán entre el factor Q , el cual se tomará igual a Q si T es mayor que T_1 , e igual a $1+(Q-1)T/T_1$, en caso contrario.

Si una estructura elástica de varios grados de libertad esta sujeta al movimiento de su base, sus masas sufriran desplazamientos, que seran función del tiempo y la aceleración. Estos se pueden calcular resolviendo el sistema de ecuaciones como se vio anteriormente.

Si se tienen ya calculadas las frecuencias de cada modo, w y las configuraciones modales, $\{Z\}$, se pueden calcular las fuerzas sísmicas de la siguiente manera:

a) Se calcula la configuración máxima por modo:

$$\{X\}_i \text{ max} = \frac{A_i}{w_i} C_p \{Z\}_i$$

donde:

$\{X\}_i \text{ max}$ = vector de desplazamientos máximos del nodo i .

A_i = aceleración espectral en función de T_i ,
 $T_i = 2\pi/w_i$

C_p = coeficiente de participación = $\frac{\sum m_j X_j}{\sum m_j X_j}$

$\{Z\}_i$ = configuración relativa del modo i

b) Con base en desplazamientos y rigideces calculamos las fuerzas. Si se tiene una estructura de cortante y por ende rigideces de entrepiso, se calculan los cortantes de entrepiso y de ahí las fuerzas. En general se tiene que:

$$\{F\} = [K] \{d\}$$

donde

$$\{d\} = \{X\}_{\text{max}}$$

c) Una vez calculado $\{F\}_i$, es decir, los vectores de las fuerzas de cada modo, se obtienen las fuerzas sísmicas de diseño mediante el criterio de Rosenblueth adoptado por el RDF llamado de la raíz cuadrada de los cuadrados:

$$\{F\}_{\text{dis}} = \sqrt{\sum_j F_j^2}$$

Esta expresión es adecuada para sistemas cuyos períodos tengan valores bastante distintos. Por este motivo sólo se ha aceptado cuando en el cálculo de modos de vibración no se hayan considerados como grados de libertad los giros de torsión en planta, ni las deformaciones de apéndices.

Una de las ventajas del análisis modal reside en que sólo es necesario determinar las respuestas debidas a unos cuantos de los primeros modos, porque en general la parte de la respuesta total de edificios que se debe a modos superiores es muy pequeña. El reglamento especifica que deben considerarse cuando menos tres modos de vibración en cada dirección de análisis y que se tienen que tomar en cuenta todos los modos con períodos mayores que 0.4 segundos.

4. Movimientos Rotacionales de los Edificios.

Los modelos con que se ha estudiado la respuesta sísmica, consideraban que la estructura tenía únicamente movimientos de translación. En realidad la estructura puede presentar además, movimientos de rotación en cada masa, como se ve en la figura siguiente, y un modelo más completo debería incluir ese grado de libertad mediante resortes de torsión en cada piso. La importancia de las rotaciones y de las solicitaciones que por este efecto se inducen en la estructura dependen de la distribución en planta de las masas y rigideces laterales.

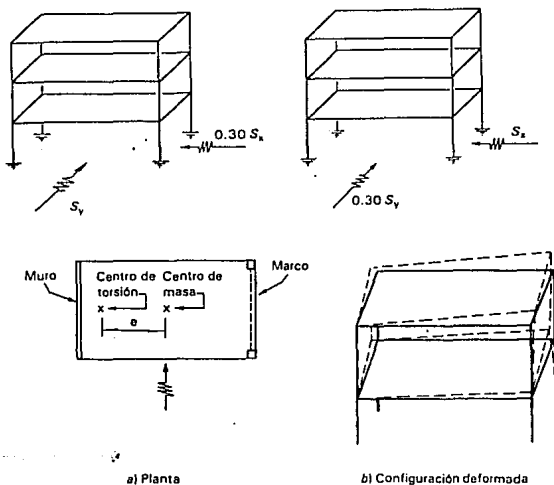


fig. 29.

Desde un punto de vista de equilibrio, la fuerza actuante por sismo en cada piso está situada en el centro de masas, mientras que la fuerza resistente está en el centro de torsión, o sea donde se ubica la resultante de las fuerzas laterales que resiste cada uno de los elementos. Si entre esos dos puntos existe una excentricidad, la acción en cada entrepiso estará constituida por una fuerza cortante más un momento torsionante cuyo efecto debe tomarse en cuenta en el diseño.

Un análisis dinámico que incluya los efectos de torsión a través de la consideración de un grado de libertad de rotación en cada nivel resulta muy complicado y, para las estructuras comunes, el efecto de la torsión se puede considerar de manera estática superponiendo sus resultados a los de un análisis, estático o dinámico, de los efectos de translación calculados de manera independiente.

Debido al efecto dinámico de la vibración, el momento torsionante que actúa en cada entrepiso puede verse en general amplificado y, por lo tanto, la excentricidad efectiva puede ser mayor que la calculada estáticamente. Por otra parte, el cálculo del centro de torsión solo puede calcularse con pobre aproximación, porque la rigidez de cada elemento particular puede ser alterada por agrietamientos locales o por la contribución de elementos no estructurales:

$$x_T = \frac{\sum R_{ix} x_i}{\sum R_{ix}} \quad y_T = \frac{\sum R_{iy} y_i}{\sum R_{iy}}$$

Por las dos razones expuestas, el RDF especifica que el momento torsionante de diseño se determine con una excentricidad total que se calculará como la más desfavorable de:

$$e = 1.5 e_c + 0.1b \dots$$

$$e = e_c - 0.1b$$

donde e_c es la calculada a partir de los valores teóricos de los centros de masas y de cortante; 1.5 es el factor que cubre la amplificación dinámica de la torsión; b es el lado del edificio en dirección normal a la del análisis, o sea, se considera un error posible en la determinación de la excentricidad igual al 10% del ancho del edificio.

Estos movimientos rotacionales causados por los esfuerzos de torsión que se producen en los planos horizontales de un edificio, trata de hacerlo girar sobre su eje vertical. (figura siguiente).

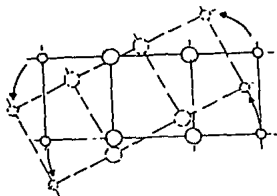
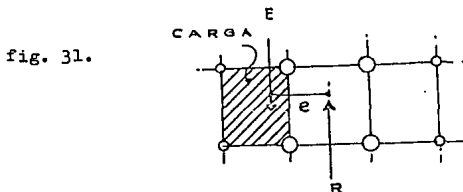


fig. 30.

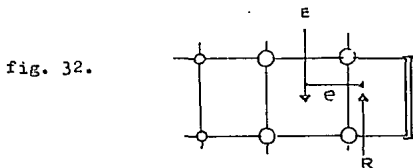
Como los demás esfuerzos producidos por el sismo, obran en todos los sentidos, impulsados por el vaivén del movimiento y la elasticidad del edificio. El eje vertical, en este caso, corresponde al centro de gravedad determinado por las rigideces o, si se quiere, por las constantes de resorte de los elementos verticales, (columnas o muros).

Fundamentalmente la torsión se debe a la no coincidencia entre la resultante de los empujes del sismo que determinamos en los diferentes niveles, y a la de los elementos resistentes, que se aplica en el eje de rotación mencionado, pero puede obedecer a dos causas:

a) La distribución descentrada de las sobrecargas que en un momento dado pueden estar localizadas a un lado, caso frecuente en los edificios destinados a bodegas, (figura siguiente).



b) La diferencia de rigideces en los elementos de carga (muros o columnas) que generalmente se presenta en los edificios estructurados, situados en esquinas o en las cabeceras de manzana, debido a que sus muros colindantes son de ordinario mucho más rígidos que sus columnas, (figura siguiente).



Como es lógico los efectos a veces se pueden combinar.

En cada piso, la resultante de los empujes, E , multiplicada por la excentricidad, e , da el valor del momento de torsión, y la suma algebraica de los momentos de torsión, verificados en los niveles superiores al que se analiza, determina en este caso el que le corresponde.

En el primer caso, cuando la resultante de empujes está descentrada, las columnas del lado de la excentricidad sufren un incremento en el empuje horizontal que ya recibirían por el sismo si ni hubiera excentricidad, y las del lado opuesto una disminución. Aunque no es lo común, hasta podría suceder que tal disminución llegara a ser mayor que dicho empuje, y entonces estarían las columnas sujetas a un jalón en vez de un empuje de menor cuantía, girando verdaderamente el edificio.

En el segundo caso, cuando la resultante de empujes está centrada, pero de un lado hay un muro o una estructura proporcionalmente más rígida que el otro, las columnas de este último se deformarán más, no por recibir mayor empuje sino por ser más flexibles.

En ambos casos, las columnas o muros reciben, en el sentido que se analiza, unas cargas horizontales debidas al empuje y proporcionales a sus rigideces, y otras, desde luego también horizontales, debidas al momento de torsión, que se tienen que sumar algebraicamente.

Partiendo de la suposición (casi exacta en el caso de los edificios cuyos entrepisos son de concreto armado) de que estos son practicamente rígidos, las cargas horizontales, se pueden calcular haciéndolas proporcionales a las rigideces de los elementos. Por lo que toca a los esfuerzos de empuje y de tracción, motivados por el momento de torsión, también es fácil determinarlos si, como normalmente se acepta en esta clase de cálculos, hacemos variar las deformaciones según una línea recta, o sea, en proporción a su distancia al eje de rotación, y, naturalmente, también en proporción a la rigidez o coeficientes de resorte.

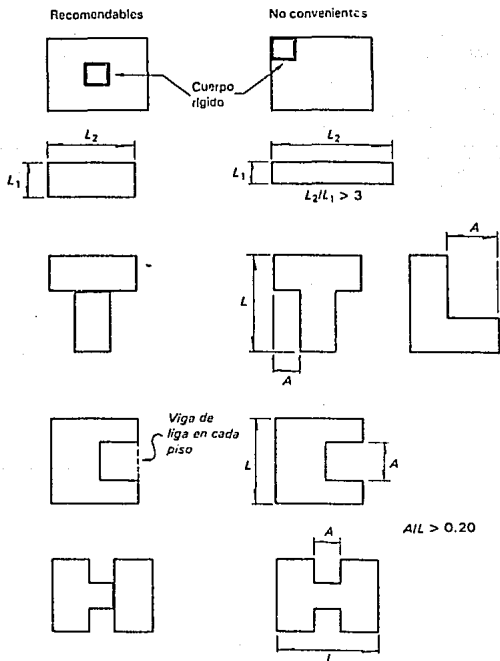
En un edificio normal, hecho en estructura, es lógico que las columnas más cargadas sean las de mayor sección, reciban traveses más pesadas y, por lo tanto, tengan mayor rigidez.

De manera que para simplificar el asunto, aunque la capacidad de carga de una columna no va forzosamente en proporción a su rigidez, se recomienda en los casos normales y tratándose de cosa tan poco precisa como son los sismos, hacer variar los esfuerzos en proporción a las cargas verticales con las que se han calculado las columnas, en vez de hacerlo de acuerdo con sus constantes de resorte cuya determinación implicaría un mayor trabajo.

La distribución simétrica en planta de los elementos estructurales evita que se presenten torsiones importantes en la respuesta estructural que den lugar a sollicitaciones muy altas y de cuantificación poco confiable en los elementos estructurales.

Los muros de colindancia y los cuerpos de escaleras y elevadores son los elementos que suelen causar los mayores problemas debido a su alta rigidez y a la dificultad de colocarlos en la posición estructural más conveniente. (figura siguiente).

fig. 33.



Debe tenderse a una forma regular en planta. Son poco convenientes las formas excesivamente alargadas debido a que se tiende a perder la rigidez de la losa en su plano para trabajar como diafragma y se aumentan las posibilidades de excentricidad en la distribución de rigideces. Igualmente poco deseables son los forma en L y T, así como aquellas que tengan fuertes entrantes, debido esencialmente a los problemas de torsión que provocan. A este respecto, la solución generalmente recomendada es dividir la construcción en unidades aproximadamente cuadradas con un estructura independiente. Aunque esta solución resuelve los problemas estructurales, suele generar problemas de funcionamiento, ya que la holgura que hay que dejar en las juntas es apreciable y las precauciones que hay que tomar para sellar las uniones son complejas y costosas, (ver figura anterior).

CAPITULO III.

COMPORTAMIENTO ROTACIONAL DE
EDIFICIOS CON PLANTA TRAPEZOIDAL.

CAPITULO III

COMFORTAMIENTO ROTACIONAL EN EDIFICIOS CON PLANTA TRAPEZOIDAL

1. Estructuración Primaria y Fuerzas por Torsión.

En este capítulo se estudia la manera como afectan los efectos sísmicos en este tipo de edificios, ya que cuando se presentan en esquina sus lados colindantes llevan por lo general muros de tabique y además la irregularidad de la planta provoca excentricidades muy grandes entre el centro de masas y el centro de torsión. También se estudia la manera de solucionar este problema mediante una estructuración adecuada del edificio a base de muros de tabique o de concreto con el propósito de reducir en la mayor medida posible dichas excentricidades.

La forma de obtener las rigideces de los marcos se realizó calculando los desplazamientos producidos por una fuerza lateral supuesta de 100 toneladas, mediante un programa de análisis basado en el método de las rigideces, y dividiendo dicha fuerza entre los desplazamientos obtenidos.

En el caso donde se trató con muros de tabique confinados por marcos se utilizó el Método de la Diagonal Equivalente que consiste en lo siguiente: Para el cálculo de la rigidez lateral y de los elementos mecánicos en marco y tablero una posible idealización es simular cada tablero como una diagonal equivalente en compresión; se propone que la diagonal equivalente tenga el mismo espesor, t , y módulo de elasticidad, E , que el tablero y que su ancho sea:

$$w = (0.35 + 0.022 l) h$$

donde h = altura del tablero entre ejes y

l = parámetro adimensional basado en las rigideces de tablero y marco

$$l = \frac{E_c A_c}{G_m A_m}$$

donde A_m = área de la sección transversal del muro y
 G_m = módulo de cortante del muro = $0.4 E_m$

En el caso donde se trató con muros de concreto confinados por marcos para calcular su rigidez lateral se utilizó el Método de la Columna Ancha.

En ambos casos se utilizó el procedimiento y el programa antes mencionados.

Ubicación y estructuración primaria.

Como se ha explicado anteriormente, en primer lugar se analizará un edificio situado en zona sísmica con muros de colindancia a base de tabique ligados a la estructura.

En cuanto a la ubicación, la estructura se supondrá situada en la parte sombreada de la zona III del mapa de zonificación sísmica, lugar donde se vieron afectados mayor número de edificios en los pasados sismos de 1985.

Para los diferentes elementos estructurales se utilizará concreto con resistencia a la compresión de 250 Kg/cm², y acero de refuerzo con esfuerzo a la fluencia de 4200 Kg/cm².

Análisis de cargas.

1. Carga Muerta:

- Losa:	(0.10) (1.00) (2400)	= 240.00 Kg/ m ²
- Firme:	(0.02) (1.00) (1500)	= 30.00 Kg/ m ²
- Yeso:	(0.02) (1.00) (1500)	= 30.00 Kg/ m ²
- Loseta:		= 10.00 Kg/ m ²
- Mortero:	(0.02) (1.00) (1500)	= 30.00 Kg/ m ²
- Sobrecarga:	(Reglamento)	= 40.00 Kg/ m ²
	TOTAL	= 380.00 Kg/ m ²

2. Carga Viva:

- Para acciones permanentes	W _{max} =	250.00 Kg/ m ²
- Para acciones accidentales	W _{ins} =	180.00 Kg/ m ²

$$W \text{ TOTAL (para sismo)} = 360.00 \text{ Kg/ m}^2$$

ESTRUCTURACION



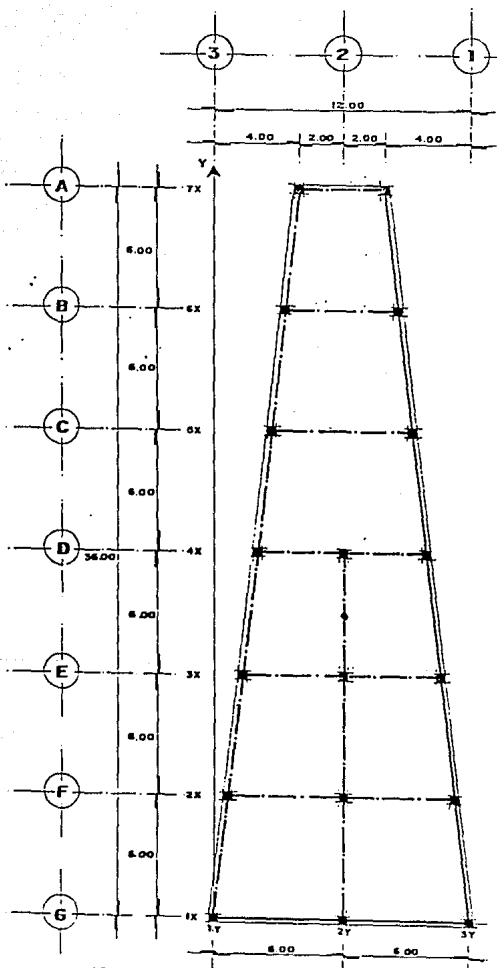
CROQUIS DE UBICACION.

SE PROPONEN:

TRABES 25 X 70

COLS 65 X 65

LOSA 10 cm esp.



PLANTA

Peso de la estructura.

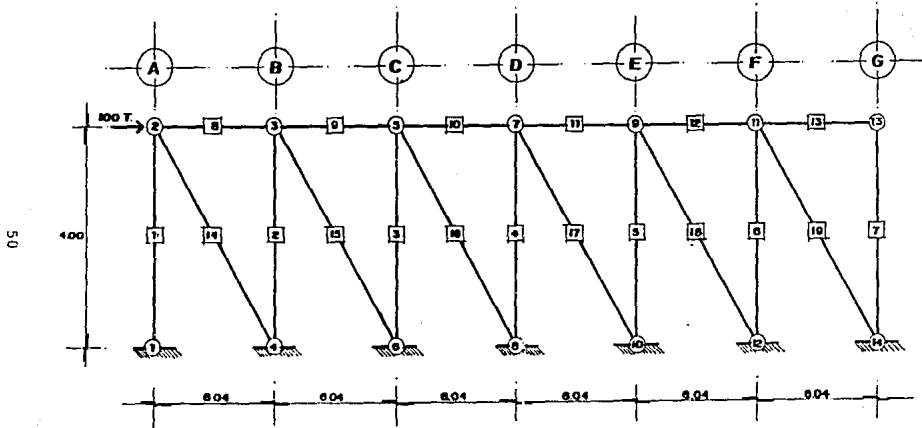
- Losa:	(560) (288)	= 161,280.00 Kg
- Trabes:	(0.25x0.70) (2400) (146.47)	= 61,517.40 Kg
- Columnas:	(0.65x0.65) (2400) (18x4.0)	= 73,008.00 Kg
- Fachada:	(12.4) (4.00) (40.22)	= 1,994.91 Kg
- Muros de Colind:	(280) (4.00) (48.24)	= 54,028.80 Kg
		TOTAL = 351,829.11 Kg
		= 351.83 Tons

Cálculo de las rigideces de los marcos.

$$K = \frac{100 \text{ Tons}}{d \times}$$

MARCO EJE	DESPLAZAMIENTO d× (m)	RIGIDEZ K(T/m)
1	0.0123	8103.34
2	0.0748	1336.90
3	0.0471	2123.14
A	0.1396	716.33
B	0.1533	652.32
C	0.1651	605.69
D	0.0885	1129.94
E	0.0928	1077.59
F	0.0968	1033.06
G	0.0199	5022.85

MARCO EJE 1



MARCO EJE 1

DATOS DE LA DIAGONAL EQUIVALENTE

$$A_c = 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2$$

$$A_m = 15 \times 604 = 9060 \text{ cm}^2$$

$$E_c = 158,113.88 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_m = 400 \text{ fm} = 400 (15) = 6000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$G_m = 0.4 E_m = 0.4 (6000) = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_m = 15 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h = 4.0 \text{ m}$$

$$t = 15 \text{ cm}$$

$$I = \frac{E_c A_c}{G_m A_m} = \frac{(158113.88)(1600)}{(2400)(9060)} = 11.63$$

$$w = (0.35 + 0.022 I) h = (0.35 + 0.022 \times 11.63) 400 = 242.34 \text{ cm}$$

Sección de la diagonal: 242.34×15

$$E_m = 6000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_m}{E_c} = \frac{6000}{158113.88} = 0.04$$

Area de la diagonal: $(242.34 \times 15)(0.04) = 157.79 \text{ cm}^2$

Momento de Inercia = 0

MARCO EJE 1
ANÁLISIS DE MARCOS PLANOS

DATOS DE LA ESTRUCTURA

M	N	NJ	NR
19	21	14	21
NSJ	E	ANCHO BANDA	NDE
7	158113.9	9	3

COORDENADAS DE NUDO

NUDO	X	Y
1	0	0
2	0	400
3	604	400
4	604	0
5	1208	400
6	1208	0
7	1812	400
8	1812	0
9	2416	400
10	2416	0
11	3020	400
12	3020	0
13	3624	400
14	3624	0

TIPOS DE ELEMENTOS

TIPO	AREA	I2	K1	KJ	KIJ
1	1600	213333.3	4	4	2
2	800	106666.7	4	4	2
3	137.79	0	4	2	2

DESIGNACION DE MIEMBROS Y PROPIEDADES

MIEMBRO	JJ	JK	TIPO	L	CX	CY
1	1	2	1	400	0	1
2	4	3	1	400	0	1
3	6	5	1	400	0	1
4	8	7	1	400	0	1
5	10	9	1	400	0	1
6	12	11	1	400	0	1
7	14	13	1	400	0	1
8	3	2	2	604	1	0

10	5	7	1	604	1	0
11	7	9	2	604	1	0
12	9	11	3	604	1	0
13	11	13	4	604	1	0
14	2	4	3	724.4418	.8337454	
.5521492						
15	3	6	3	724.4418	.8337454	
.5521492						
16	5	8	3	724.4418	.8337454	
.5521492						
17	7	10	3	724.4418	.8337454	
.5521492						
18	9	12	3	724.4418	.8337454	
.5521492						
19	11	14	3	724.4418	.8337454	
.5521492						

JDO	RESTRIC.EN X	RESTRIC.EN Y	RESTRIC.EN Z
1	1	1	1
4	1	1	1
5	1	1	1
8	1	1	1
10	1	1	1
12	1	1	1
14	1	1	1

SE EMPLEO EL ARCHIVO : VERSA1
CON EL TITULO : SALVADOR

ARCO EJE+1 CONDICION DE CARGA*SISMICA

TITULO :SALVADOR
ARCHIVO :VERSA1

DATOS DE CARGA

T.D.C.	NLJ	NLM
0	1	0

ACCIONES APLICADAS EN LOS NUDDOS

JDO	ACCION EN X	ACCION EN Y	ACCION EN Z
2	100000	0	0

DESPLAZAMIENTOS DE NUDDO

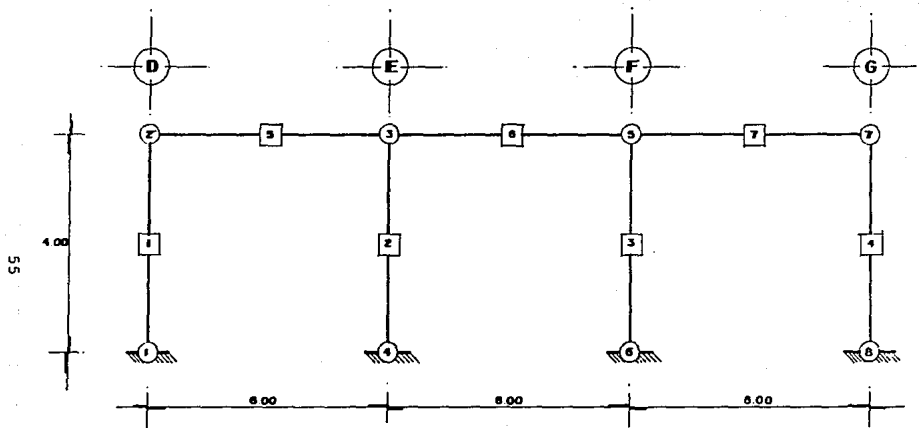
JDO	DESPL.EN X	DESPL.EN Y	DESPL.EN Z
1	0	0	0
2	1.234059	2.671476E-02	-3.258948E-03
3	.895095	1.044179E-01	-1.025417E-02

5	.0621386	1.401367E-02	-1.24654E-03
6	0	0	0
7	.5066342	1.072689E-02	-9.448672E-04
8	0	0	0
9	.4105974	8.73526E-03	-7.684867E-04
10	0	0	0
11	.3627306	7.886008E-03	-6.536704E-04
12	0	0	0
13	.3575574	-6.826833E-04	-9.312888E-04
14	0	0	0

ACCIONES DE EXTREMO DE MIEMBRO

MIEMBRO	FAX	FAY	MAZ	FBX	FBY	MBZ
1	-18160.81	3647.182	1006616	18160.81	-3647.182	452256.9
2	-11664.62	3669.357	866721.8	11664.62	-3669.357	601021
3	-8864.416	2610.907	627298.8	8864.416	-2610.907	417063.9
4	-6784.282	2009.063	481490.8	6784.282	-2009.063	321134.4
5	-5524.665	1624.778	389760.2	5524.665	-1624.778	280151.2
6	-4987.55	1467.275	348577.3	4987.55	-1467.275	258732.6
7	431.7669	1083.394	295211.9	-431.7659	1083.394	138145.2
8	70952.36	-1339.29	-452256.6	-70952.36	1339.29	-356674.4
9	48822.65	-778.6885	-244347	-48822.65	778.6884	-225980.6
10	32564.01	-604.8333	-191083.2	-32564.01	604.8332	-174236
11	20112.26	-473.4221	-147898.5	-20112.26	473.4221	-138348.4
12	10024.37	-393.699	-122103.1	-10024.37	393.6989	-115691.1
13	1083.385	-431.7671	-122641.7	-1083.385	431.767	-138145.2
14	30465.56	0	0	-30465.56	0	0
15	22141.15	0	0	-22141.15	0	0
16	16369.25	0	0	-16369.25	0	0
17	12525.05	0	0	-12525.05	0	0
18	10150.13	0	0	-10150.13	0	0
19	8964.036	0	0	-8964.036	0	0

MARCO EJE 2



MARCO EJE 2
ANALISIS DE MARCOS PLANOS

DATOS DE LA ESTRUCTURA

M	N	NJ	NR
7	12	8	12
NSJ	E	ANCHO BANDA	NDE
4	158113.9	9	2

COORDENADAS DE NUDO

NUDO	X	Y
1	0	0
2	0	400
3	600	400
4	600	0
5	1200	400
6	1200	0
7	1800	400
8	1800	0

TIPOS DE ELEMENTOS

TIPO	AREA	IZ	K1	KJ	KIJ
1	1600	213333.3	4	4	2
2	800	106666.7	4	4	2

DESIGNACION DE MIEMBROS Y PROPIEDADES

MIEMBRO	JJ	JK	TIPO	L	CX	CY
1	1	2	1	400	0	1
2	4	3	1	400	0	1
3	6	5	1	400	0	1
4	8	7	1	400	0	1
5	2	3	2	600	1	0
6	3	5	2	600	1	0
7	5	7	2	600	1	0

NUDO RESTRIC. EN X RESTRIC. EN Y RESTRIC. EN Z

1	1	1	1
2	1	1	1
4	1	1	1

SE EMPLEO EL ARCHIVO : VERSA2
 CON EL TITULO : SALVADOR

MARCO EJE*2 CONDICION DE CARGA*SISMICA

ITULO :SALVADOR
 ARCHIVO :VERSA2

DATOS DE CARGA

F.D.C.	NLJ	NLM
0	1	0

ACCIONES APLICADAS EN LOS NUDOS

NUDO	ACCION EN X	ACCION EN Y	ACCION EN Z
2	100000	0	0

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DESPL.EN X	DESPL.EN Y	DESPL.EN Z
1	0	0	0
2	7.480718	1.431641E-02	-1.944759E-02
3	7.114111	-3.073034E-03	-.0128223
4	0	0	0
5	6.883994	2.065019E-03	-1.245818E-02
6	0	0	0
7	6.785646	-.0133084	-1.753696E-02
8	0	0	0

ACCIONES DE EXTREMO DE MIEMBRO

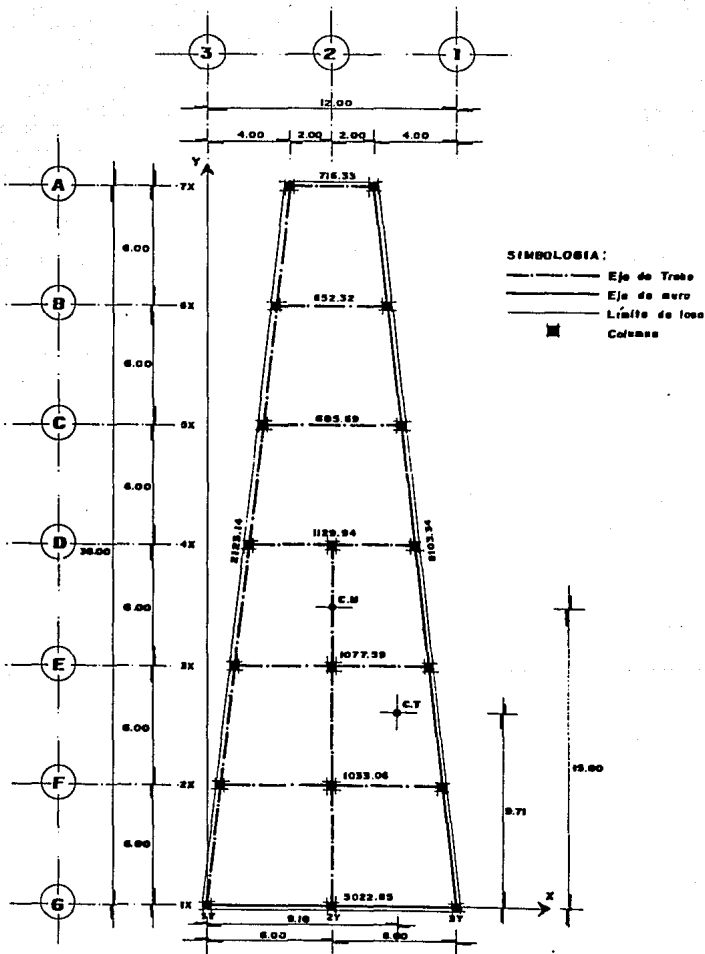
MIEMBRO	FAX	FAY	MAZ	FBX	FBY	MZC
1	-9054.495	22712.74	6182512	9054.495	-22712.74	2602582
2	1943.557	28774.52	6836175	-1943.557	-28774.52	4273333
3	-1306.033	27779.71	6606508	1306.033	-27779.71	4505376
4	8416.976	20733.49	5625545	-8416.976	-20733.49	2667852
5	77287.49	-9054.498	-2902581	-77287.49	9054.498	-2530118
6	48513	-7110.941	-2143517	-48513	7110.941	-2123047
7	20733.51	-8416.975	-2382332	-20733.51	8416.975	-2667853

Cálculo del centro de torsión.

MAR	Ky	Kx	X	Y	K X	K Y
1	8103.34	-	12.00	-	97240.08	-
2	1336.90	-	6.00	-	8021.40	-
3	2123.14	-	0.00	-	0.00	-
A	-	716.33	-	36.00	-	25787.88
B	-	652.32	-	30.00	-	19569.60
C	-	605.69	-	24.00	-	14536.56
D	-	1129.94	-	18.00	-	20338.92
E	-	1077.59	-	12.00	-	12931.08
F	-	1033.06	-	6.00	-	6198.36
G	-	5022.85	-	0.00	-	0.00
11563.38		110237.78			1105261.48	99262.40

Xt ==>> 9.10
 Yt ==>> 9.71

El centro de masas se supondrá en el centro geométrico de la figura.



PLANTA

Calculo de las fuerzas sísmicas.

Como la estructura no satisface las condiciones de regularidad que fija la sección 6 de las NTC para diseño por sismo, se multiplicará por 0.8 el valor de Q' .

Dichas condiciones de regularidad son las siguientes:

1. Su planta es senciblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes.

2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no excede de 2.5.

3. La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.

4. En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 % de la dimensión de la planta medida parcialmente a la dirección que se considera de la entrante o saliente.

5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.

6. No tiene aberturas en su sistema de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 % de la dimensión en planta medida paralelamente a la dimensión que se considere de la abertura, las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de de 20 % del área de la planta.

7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para el diseño sísmico, no es mayor que el del piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 % de dicho peso.

8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que la del piso inmediato inferior ni menor que 70 % de esta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.

9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por traves o losas planas.

10. La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en mas de 100 % a la del entrepiso inmediatamente inferior.

11. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, es, excede del 10 % de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

- Sismo en X:

$$\text{SUM } K = 10.237.78 \text{ T/m} = 10'237.780 \text{ Kg/m}$$

$$K = (10'237.780)(9.81) = 100'432.621.80 \text{ N/m}$$

$$m = 351829.11 \text{ Kg}$$

$$w = (K/m)^{0.5} = (100432621.8/351829.11)^{0.5}$$

$$w = 16.90 \text{ /seg}$$

$$T = 2 \pi / w = 2 \pi / 16.90 = 0.37 \text{ seg} < T_a = 0.60 \quad (\text{Zona III})$$

$$a = (1 + 3T/T_a)(C/4) = (1 + 3 \times 0.37/0.6)(0.6/4) = 0.43$$

$$Q' = 1 + (T/T_a * Q - 1) = 1 + (0.37/0.6 * 2 - 1) = 1.62$$

por reglamento:

$$Q' = 0.8(1.62) = 1.29$$

por último

$$\frac{a}{Q'} = \frac{0.43}{1.29} = 0.33$$

$$F = m a = (351.86)(0.33) = 116.10 \text{ Tons}$$

- Sismo en Y:

$$\text{SUM } K = 11.500.84 \text{ T/m} = 11'500.840 \text{ Kg/m}$$

$$K = (11'500.840)(9.81) = 112'823.240.40 \text{ N/m}$$

$$m = 351.829.11 \text{ Kg}$$

$$w = \left(\frac{K}{m} \right)^{0.5} = \left(\frac{112823240.4}{351829.11} \right)^{0.5}$$

$$w = 17.91 \text{ /seg}$$

$$T = \frac{2 \pi}{w} = \frac{2 \pi}{17.91} = 0.35 \text{ seg} < T_a = 0.6 \text{ (Zona III)}$$

por lo tanto:

$$a = (1 + 3T/T_a)(C/4) = (1 + 3 \times 0.35/0.6)(0.6/4) = 0.41$$

$$Q' = 1 + (T/T_a * Q - 1) = 1 + (0.35/0.6 * 2 - 1) = 1.53$$

por reglamento:

$$Q' = 0.8(1.58) = 1.27$$

por último

$$\frac{a}{Q} = \frac{0.41}{1.27} = 0.32$$

$$F = m a = (351.83)(0.32) = 113.58 \text{ Tons}$$

1. Análisis de las cortantes sísmicas (efecto torsión)

MODAL	V	es	b	DELEMTRICIONES e1=1.5e+0.1b	DE DISEÑO e2=e3=0.1b	INMONT. EJE M1=el V	DE TORSION M2=e2 V
8	116.10	5.29	36.00	11.54	1.69	1339.21	196.21
7	113.70	3.10	12.00	5.65	1.50	664.44	215.60

DE	Kx	Y	Kx Y	Yt	Kx Yt	Kx Yt ²	DIRECTO	EFFECTO Vx TORSION	TOTAL	EFFECTO Vy TORSION	Vx + 0.3Vy	Vy + 0.3Vx
0	9027.85	0.00	0.00	-9.71	-8771.87	473574.69	56.96	-5.58	62.54	18.09	69.21	57.65
1	1034.76	6.00	6194.26	-3.71	-2632.66	14219.14	11.72	-0.44	12.15	1.48	12.60	5.19
2	1077.58	12.00	12931.06	2.29	2457.66	5620.59	12.22	1.93	14.15	0.31	14.24	4.53
3	1128.94	18.00	20306.92	8.29	9367.20	77654.11	12.81	7.31	20.13	1.18	20.48	7.22
4	605.89	24.00	14536.56	14.29	8625.31	123604.38	6.07	6.76	13.63	1.09	13.95	5.18
5	652.32	30.00	19569.60	20.29	13236.57	268949.77	7.40	10.58	17.79	1.67	18.23	6.90
6	711.31	36.00	25756.68	26.29	18650.32	491101.59	8.12	14.70	22.63	2.37	23.54	9.22
SUM	11027.70		99662.40				169494.87					
SUM R =							1715248.79					

DE	Ky	X	Ky X	Xt	Ky Xt	Ky Xt ²	DIRECTO	EFFECTO Vy TORSION	TOTAL	EFFECTO Vx TORSION	Vy + 0.3Vx	Vx + 0.3Vy
0	2123.14	0.00	0.00	-9.10	-19320.57	179817.22	20.65	-7.48	28.34	2.21	29.00	10.71
1	1534.90	6.00	9021.40	-3.10	-4744.39	12942.61	13.13	-0.52	13.65	3.24	14.62	7.39
2	6102.34	12.00	73228.08	2.90	23499.69	68149.09	79.99	2.96	82.55	18.35	88.06	49.11
SUM	11560.38		102651.48			258813.92						

2. Estructuración Propuesta y Fuerzas por Torsión.

A continuación se presentan dos tipos de estructuraciones propuestas como solución al problema.

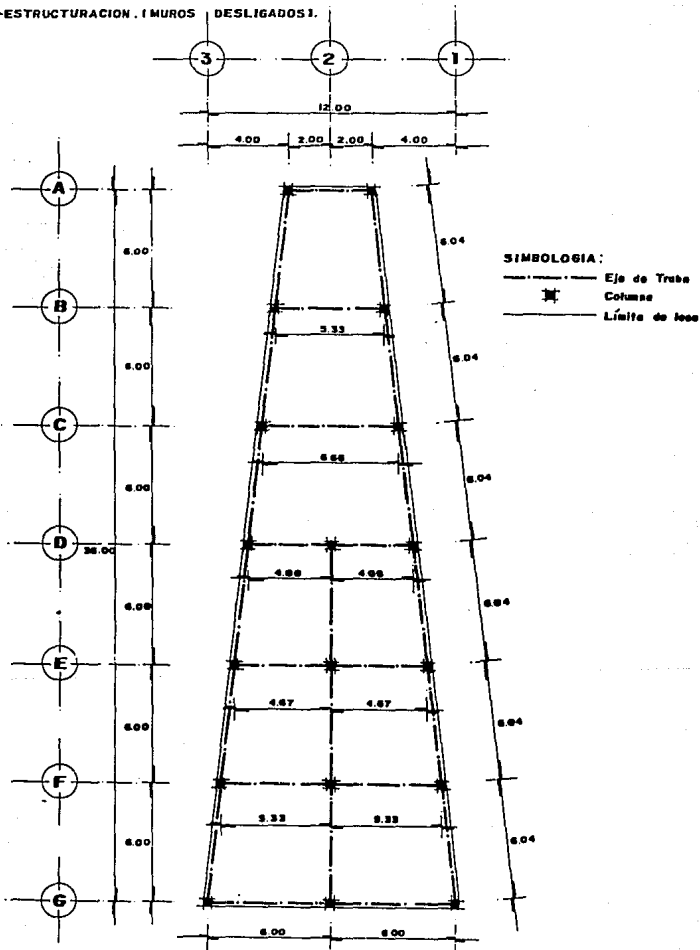
La primera es a base de desligar los muros de colindancia de la estructura, para reducir la rigidez de los marcos y así evitar que el centro de torsión se aleje tanto del centro de masas.

La segunda es un estudio en que a base de muros de tabique o de concreto se trató de aumentar la rigidez de los marcos del lado opuesto de la estructura con el fin de acercar el centro de torsión lo mas posible al centro de masas y así poder reducir las excentricidades presentadas.

La rigidez de los muros en cada caso se calculó de la manera antes mencionada.

SOLUCION No. 1

1.-ESTRUCTURACION. (MUROS DESLIGADOS).



PLANTA

Cálculo de las rigideces de los marcos.

$$K = \frac{100 \text{ Tons}}{dx}$$

MARCO EJE	DESPLAZAMIENTO dx (m)	RIGIDEZ K (T/m)
1	0.0471	2123.14
2	0.0748	1336.90
3	0.0471	2123.14
A	0.1396	716.33
B	0.1533	652.32
C	0.1651	605.69
D	0.0885	1129.94
E	0.0928	1077.59
F	0.0968	1033.06
G	0.1006	994.04

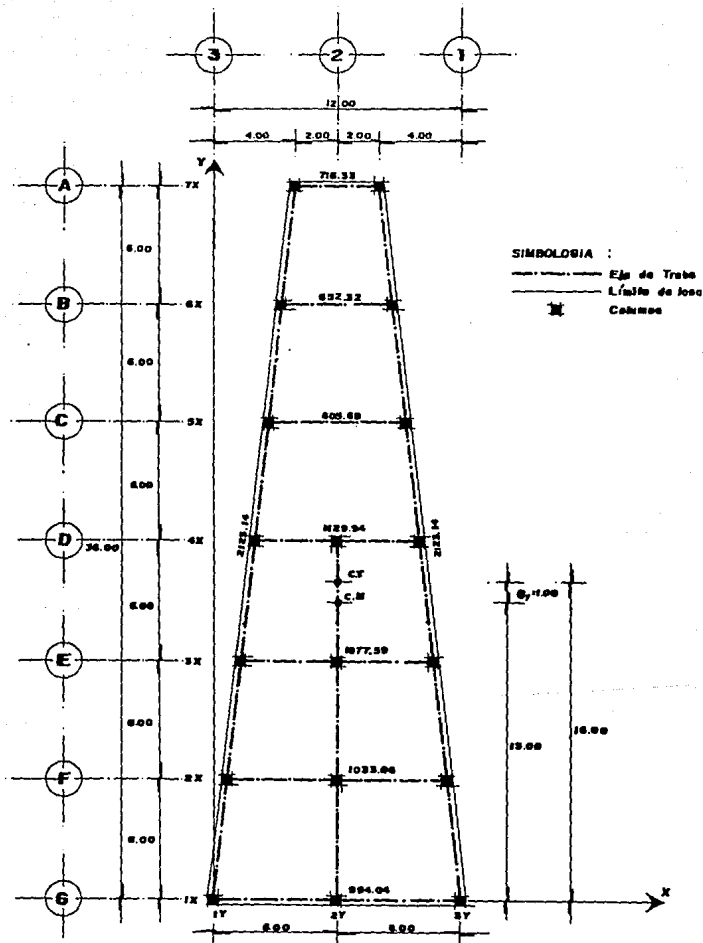
Cálculo del centro de torsión.

MARCO	Ky	Kx	X	Y	K X	K Y
1	2123.14	-	12.00	-	25477.68	-
2	1336.90	-	6.00	-	8021.40	-
3	2123.14	-	0.00	-	0.00	-
A	-	716.33	-	36.00	-	25787.68
B	-	652.32	-	30.00	-	19569.60
C	-	605.69	-	24.00	-	14536.56
D	-	1129.94	-	18.00	-	20338.92
E	-	1077.59	-	12.00	-	12931.08
F	-	1033.06	-	6.00	-	6198.36
G	-	994.04	-	0.00	-	0.00
					5565.18	6208.97
					30499.08	99762.40

$$x_t = 6.00$$

$$y_t = 12.00$$

El centro de masas se supondrá en el centro geométrico de la figura.



PLANTA

Cálculo de las fuerzas sísmicas.

- Sismo en X:

$$\text{SUM } K = 6.208.97 \text{ T/m} = 6'208.970 \text{ Kg/m}$$

$$K = (6'208,970) (9.81) = 60'909,995.70 \text{ N/m}$$

$$m = 351.829.11 \text{ Kg}$$

$$w = (K/m)^{0.5} = (60909995.7/351829.11)^{0.5}$$

$$w = 13.16 \text{ /seg}$$

$$T = 2 \pi / w = 2 \pi / 13.16 = 0.48 \text{ seg} < T_a = 0.6 \text{ (Zona III)}$$

por lo tanto:

$$a = (1 + 3T/T_a) (C/4) = (1 + 3 \times 0.48/0.6) (0.6/4) = 0.51$$

$$Q' = 1 + (T/T_a \times Q - 1) = 1 + (0.48/0.6 \times 2 - 1) = 1.80$$

por reglamento:

$$Q = 0.8 (1.80) = 1.44$$

por último

$$\frac{a}{Q'} = \frac{0.51}{1.44} = 0.35$$

$$F = m a = (351.83) (0.35) = 124.61 \text{ Tons}$$

- Sismo en Y:

$$\text{SUM } K = 5.583.18 \text{ T/m} = 5'583.180 \text{ Kg/m}$$

$$K = (5'583.180) (9.81) = 54'770.995.80 \text{ N/m}$$

$$m = 351.829.11 \text{ Kg}$$

$$w = (K/m)^{0.5} = (54770995.8/351829.11)^{0.5}$$

$$w = 12.48 \text{ /seg}$$

$$T = 2 \text{ pi}/w = 2 \text{ pi}/12.48 = 0.50 \text{ seg} < T_a = 0.6 \text{ (Zona III)}$$

por lo tanto:

$$a = (1 + 3T/T_a) (C/4) = (1 + 3 \times 0.50/0.6) (0.6/4) = 0.53$$

$$Q' = 1 + (T/T_a * Q - 1) = 1 + (0.50/0.6 * 2 - 1) = 1.83$$

por reglamento:

$$Q' = 0.8(1.83) = 1.47$$

por último

$$\frac{a}{Q'} = \frac{0.53}{1.47} = 0.36$$

$$F = m a = (351.83) (0.36) = 127.14 \text{ Tons}$$

Cálculo de los cortantes sísmicos (efecto torsión)

ETRUSA	V	eo	b	COEFICIENTES e1=1.5eo/0.1b	DE DISEÑO e2=eo/0.1b	MOMENT. EJE M1=1 V	LE TORSION M2=2 V
1	124.61	1.00	36.00	5.10	-2.60	635.51	-323.99
2	127.14	0.00	12.00	1.20	-1.20	152.57	-152.57

EJE	Kx	Y	Kx Y	Yt	Kx Yt	Kx Yt ²	DIRECTO	EFFECTO Vx TORSION	TOTAL	EFFECTO Vy TORSION	Vx + 0.3Vy	Vy + 0.3Vx
1:	564.04	0.00	0.00	-16.00	-15904.64	254474.24	19.55	5.23	25.18	2.46	25.92	10.77
2:	1033.06	6.00	6198.36	-10.00	-10330.60	103306.00	20.79	3.40	24.13	1.60	24.61	9.77
3:	1077.99	12.00	12935.88	-4.00	-4311.96	17241.44	21.63	1.42	23.04	0.57	23.24	7.77
4:	1124.94	18.00	20248.92	2.00	2249.88	4519.76	22.60	1.46	24.13	0.35	24.24	7.77
5:	605.69	24.00	14536.56	8.00	4845.52	38764.16	12.18	3.12	15.28	0.75	15.51	5.77
6:	652.32	30.00	19569.60	14.00	9132.48	127854.72	13.09	5.89	18.58	1.41	19.40	5.77
7:	716.33	36.00	25787.68	20.00	14326.60	286532.00	14.33	9.24	23.61	2.22	24.38	5.77

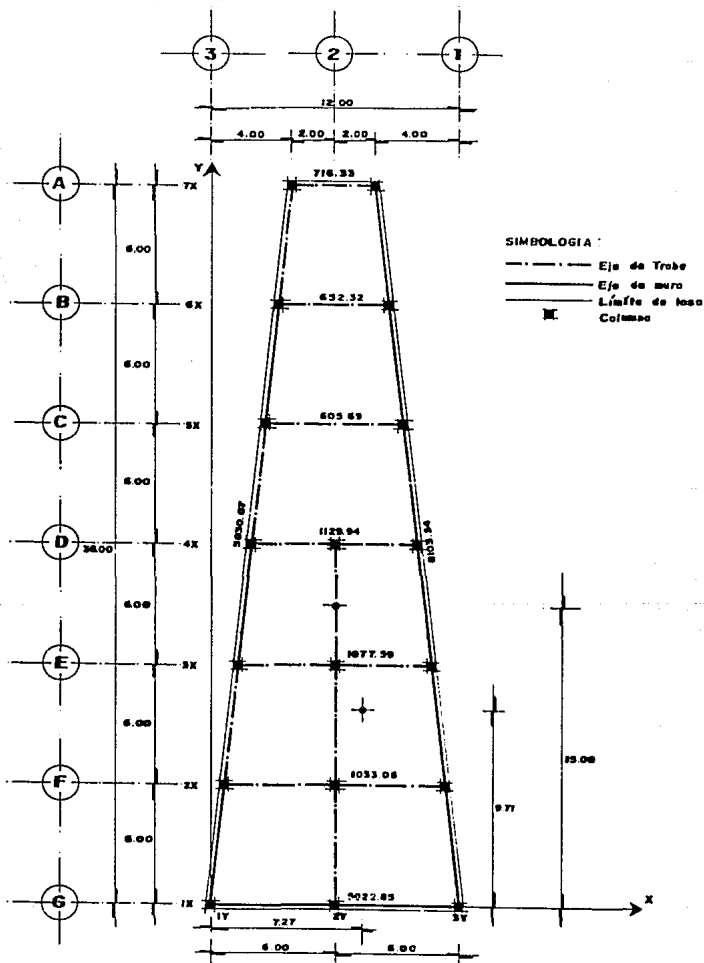
SUM X = 6201.97 99322.40 630792.32 96559.40

70

EJE	Ky	X	Ky X	Xt	Ky Xt	Ky Xt ²	DIRECTO	EFFECTO Vy TORSION	TOTAL	EFFECTO Vx TORSION	Vy + 0.3Vx	Vx + 0.3Vy
1:	2123.14	0.00	0.00	-6.00	-12738.84	74434.04	43.35	1.97	50.32	4.19	51.58	19.77
2:	1392.41	6.00	8021.40	0.00	0.00	0.00	30.44	0.00	30.44	0.00	30.44	11.77
3:	2123.14	12.00	25477.68	6.00	12738.84	74434.04	43.35	1.97	50.32	6.21	52.78	23.77

SUM Y = 5634.69 33449.00 152946.08

SOLUCION 2 (a)



SIMBOLOGIA :

- Eje de Trabe
- Eje de muro
- Límite de losa
- Columnas

PLANTA

Cálculo de las rigideces de los marcos.

$$K = \frac{100 \text{ Tons}}{d^3}$$

MARCO EJE	DESPLAZAMIENTO dx (m)	RIGIDEZ K (T/m)
1	0.0124	8053.78
2	0.0748	1336.90
3	0.0199	5030.07
A	0.1396	716.33
B	0.1533	652.32
C	0.1651	605.69
D	0.0885	1129.94
E	0.0928	1077.59
F	0.0968	1033.06
G	0.0199	5022.85

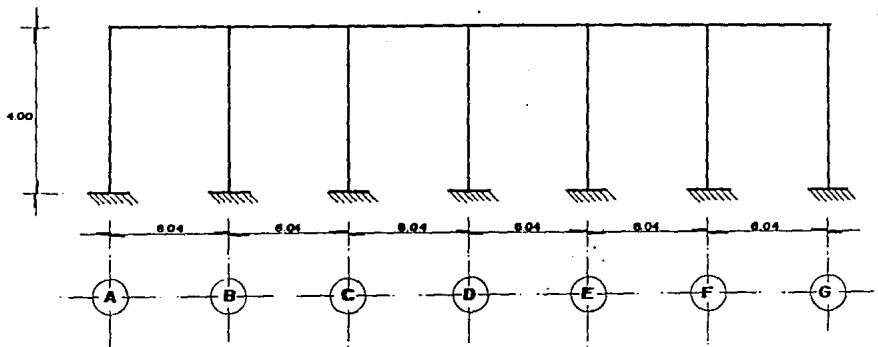
Cálculo del centro de torsión.

MAF	Ky	Kx	X	Y	K X	K Y
1	8053.78	-	12.00	-	96645.36	-
2	1336.90	-	6.00	-	8021.40	-
3	5030.07	-	0.00	-	0.00	-
A	-	716.33	-	36.00	-	25787.88
B	-	652.32	-	30.00	-	19569.60
C	-	605.69	-	24.00	-	14536.56
D	-	1129.94	-	18.00	-	20338.92
E	-	1077.59	-	12.00	-	12931.08
F	-	1033.06	-	6.00	-	6198.36
G	-	5022.85	-	0.00	-	0.00
			11420.75	11020.78	1104666.76	99362.40

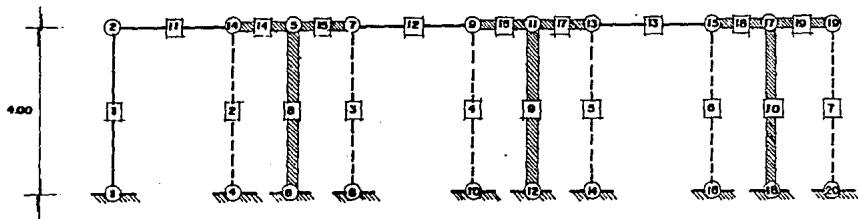
$$x_t = \frac{1104666.76}{11420.75} = 7.26$$

$$y_t = \frac{99362.40}{11020.78} = 9.71$$

MARCO EJE 3



73



$$I_{\text{muro}} = \frac{20 \times 804^3}{12} = 397\,248\,108.7 \text{ cm}^4$$

$$A_{\text{muro}} = 804 \times 20 = 12\,080 \text{ cm}^2$$

ARCO EJE 3
ANALISIS DE MARCOS PLANOS

DATOS DE LA ESTRUCTURA

M	N	NJ	NR
19	30	20	30
NSJ	E	ANCHO BANDA	NDE
10	158113.9	9	5

COORDENADAS DE NUDO

NUDO	X	Y
1	0	0
2	0	400
3	604	400
4	604	0
5	906	400
6	906	0
7	1208	400
8	1208	0
9	1812	400
10	1812	0
11	2114	400
12	2114	0
13	2416	400
14	2416	0
15	3020	400
16	3020	0
17	3322	400
18	3322	0
19	3624	400
20	3624	0

TIPOS DE ELEMENTOS

TIPO	AREA	IZ	K1	KJ	KIJ
1	1600	213333.3	4	4	2
2	800	106666.7	4	4	2
3	12080	3.672481E+08	4	4	2
4	8000	1E+09	4	4	2
5	.1	.1	4	4	2

DESIGNACION DE MIEMBROS Y PROPIEDADES

MIEMBRO	JJ	JK	TIPO	L	CX	CY
1	1	2	1	74	400	

3	8	7	5	400	0	1
4	10	9	5	400	0	1
5	14	13	5	400	0	1
6	16	15	5	400	0	1
7	20	19	5	400	0	1
8	6	5	3	400	0	1
9	12	11	3	400	0	1
10	18	17	3	400	0	1
11	2	3	2	604	1	0
12	7	9	2	604	1	0
13	13	15	2	604	1	0
14	3	5	4	302	1	0
15	5	7	4	302	1	0
16	9	11	4	302	1	0
17	11	13	4	302	1	0
18	15	17	4	302	1	0
19	17	19	4	302	1	0

NUDO	RESTRIC.EN X	RESTRIC.EN Y	RESTRIC.EN Z
1	1	1	1
4	1	1	1
6	1	1	1
3	1	1	1
10	1	1	1
12	1	1	1
14	1	1	1
16	1	1	1
18	1	1	1
20	1	1	1

SE EMPLEO EL ARCHIVO : VERSA1
 CON EL TITULO : SALVADOR

ARCS EJE=3 CONDICION DE CARGA*SISMICA

TITULO :SALVADOR
 ARCHIVO :VERSA1

DATOS DE CARGA

T.D.C.	NLJ	NLM
0	1	0

ACCIONES APLICADAS EN LOS NUDOS

NUDO	ACCION EN X	ACCION EN Y	ACCION EN Z
2	100000	0	0

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

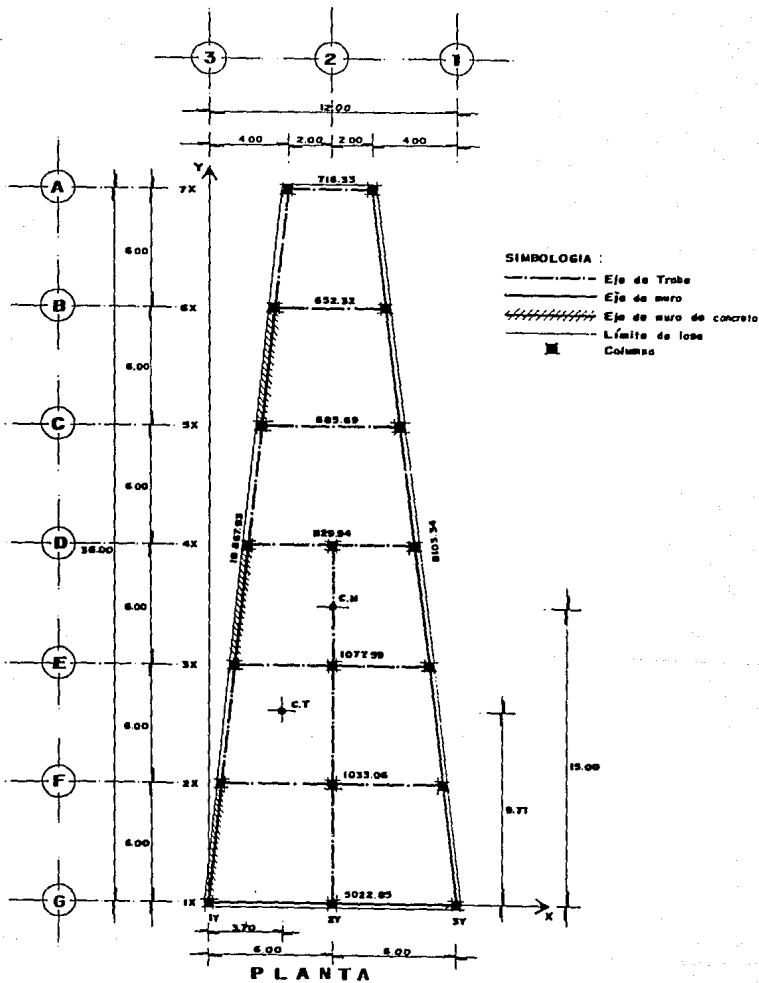
NUDO	DESPL.EN X	DESPL.EN Y	DESPL.EN Z
------	------------	------------	------------

5	.52740e1	7.433421E-04	-1.447389E-03
6	5.708757E-02	3.772557E-02	-1.250479E-04
7	0	0	0
8	3.357166E-02	-8.288772E-05	-1.253845E-04
9	0	0	0
10	3.213724E-02	-3.793729E-02	-1.25314E-04
11	0	0	0
12	3.448941E-03	2.234218E-03	-7.420913E-06
13	0	0	0
14	2.014527E-03	-1.451259E-05	-7.478433E-06
15	0	0	0
16	1.928798E-03	-2.272296E-03	-7.474212E-06
17	0	0	0
18	2.142318E-04	1.427284E-04	-4.741641E-07
19	0	0	0
20	1.285035E-04	-9.266561E-07	-4.776193E-07
	0	0	0
	1.285035E-04	-1.451674E-04	-4.776184E-07
	0	0	0

ACCIONES DE EXTREMO DE MIEMBRO

MIEMBRO	FAX	FAY	MAZ	FBX	FBy	MBZ
1	-470.1309	1504.79	423012.6	470.1309	-1504.79	176902.5
2	-1.4913	0	.0239	1.4912	-1.0001	.014
3	1.4996	0	.0091	-1.4997	-1.0001	-1.0008
4	-.0884	0	.0014	.0883	-1.0001	.0008
5	.0898	0	.0005	-.0899	-1.0001	-1.0001
6	-.0057	0	0	.0056	-1.0001	0
7	.0057	0	0	-.0058	-1.0001	0
8	395.7921	92487.16	3.66992E+07	-395.7922	-92487.16	295264
9	69.2982	5648.905	2215407	-69.2983	-5648.905	44155
10	4.4248	359.0684	141148.5	-4.4249	-359.0685	2476.844
11	98495.23	-470.1312	-178903.5	-98495.23	470.1311	-105055.9
12	6007.973	-73.7149	-25553.8	-6007.973	73.7148	-18969.65
13	359.0686	-4.4229	-1531.171	-359.0686	4.4228	-1140.246
14	98495.18	-471.25	105168	-98495.16	471.25	-247687
15	6007.975	-74.975	-48192	-6007.975	74.75	25632
16	6007.97	-73.7657	18977	-6007.97	73.7656	-41253
17	359.0687	-4.5625	-2896.5	-359.0688	4.5625	1524
18	359.0684	-4.4263	1140.781	-359.0685	4.4267	-2477.138
19	-.0001	-.0074	-1.4375	0	.0068	-.5

SOLUCION 2 (b)



Cálculo de las rigideces de los marcos.

$$K = \frac{100 \text{ Tons}}{dx}$$

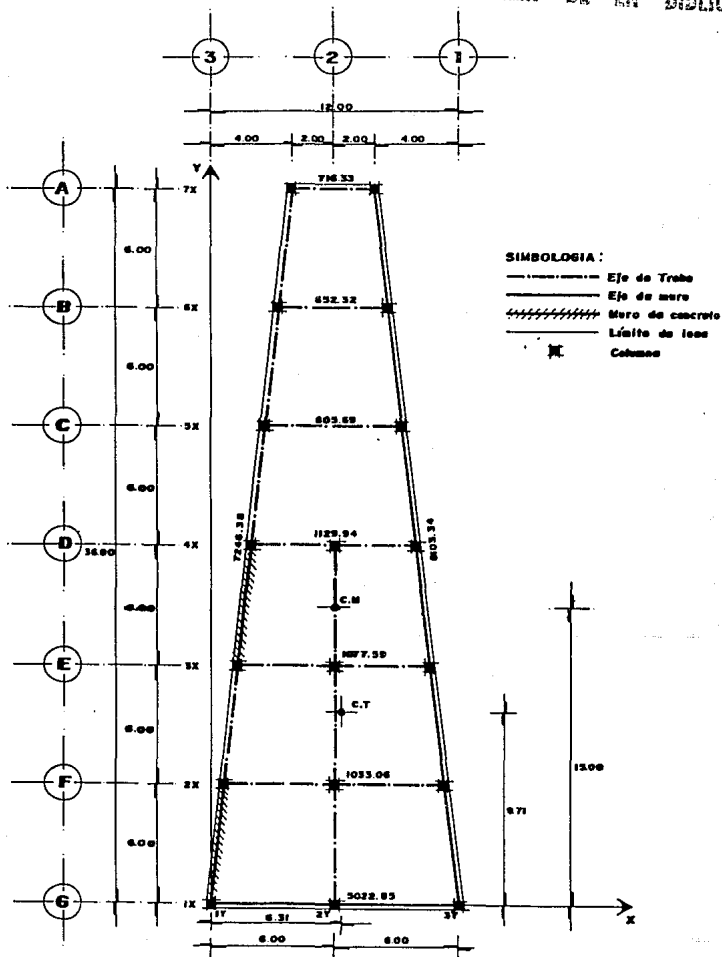
MARCO EJE	DESPLAZAMIENTO dx (m)	RIGIDEZ K (T/m)
1	0.0124	8053.78
2	0.0748	1336.90
3	0.0053	18868.92
A	0.1396	716.33
B	0.1533	652.32
C	0.1651	605.69
D	0.0885	1129.94
E	0.0928	1077.59
F	0.0968	1033.06
G	0.0199	5022.85

Cálculo del centro de torsión.

MARCO	K _y	K _x	X	Y	K X	K Y
1	8053.78	-	12.00	-	96645.36	-
2	1336.90	-	6.00	-	8021.40	-
3	18868.92	-	0.00	-	0.00	-
A	-	716.33	-	36.00	-	25787.88
B	-	652.32	-	30.00	-	19569.60
C	-	605.69	-	24.00	-	14536.56
D	-	1129.94	-	18.00	-	20338.92
E	-	1077.59	-	12.00	-	12931.08
F	-	1033.06	-	6.00	-	6198.36
G	-	5022.85	-	0.00	-	0.00
128259.60		110237.78			1104666.76	99362.40

$$X_t \Rightarrow 3.70$$

$$Y_t \Rightarrow 9.71$$



PLANTA

Cálculo de las rigideces de los marcos.

$$K = \frac{100 \text{ Tons}}{dx}$$

MARCO EJE	DESPLAZAMIENTO dx (m)	RIGIDEZ K (T/m)
1	0.0124	8053.78
2	0.0748	1336.90
3	0.0139	7202.06
A	0.1396	716.33
B	0.1533	652.32
C	0.1651	605.69
D	0.0885	1129.94
E	0.0928	1077.59
F	0.0968	1033.06
G	0.0199	5022.85

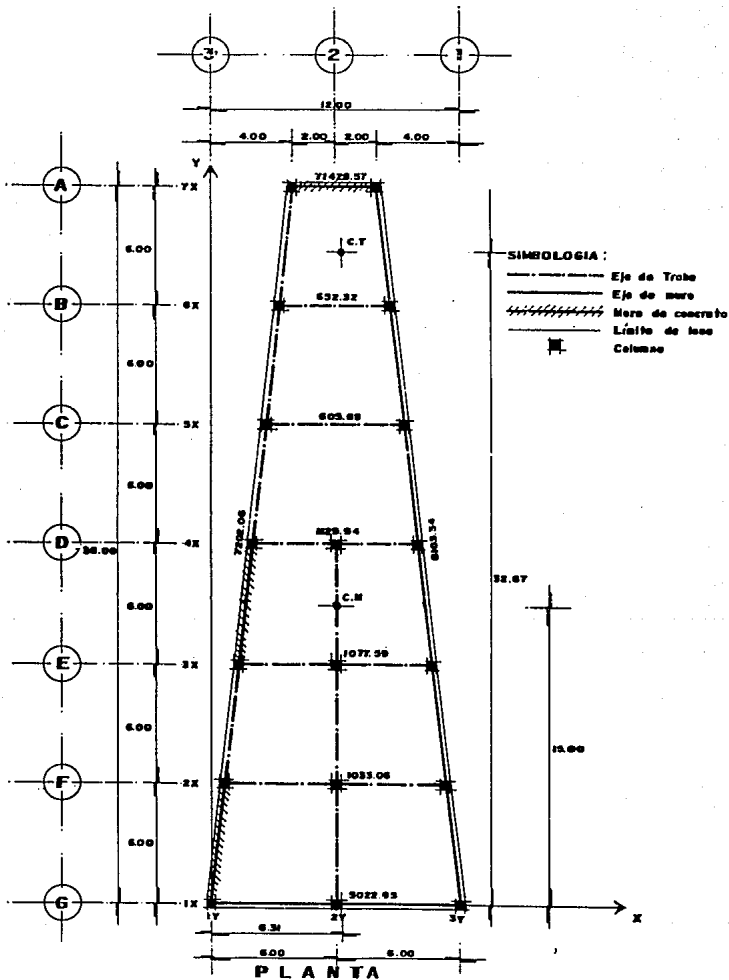
Cálculo del centro de torsión.

MARCO	Ky	Kx	X	Y	K X	K Y
1	8053.78	-	12.00	-	96645.36	-
2	1336.90	-	6.00	-	8021.40	-
3	7202.06	-	0.00	-	0.00	-
A	-	716.33	-	36.00	-	25787.88
B	-	652.32	-	30.00	-	19569.60
C	-	605.69	-	24.00	-	14536.56
D	-	1129.94	-	18.00	-	20338.92
E	-	1077.59	-	12.00	-	12931.08
F	-	1033.06	-	6.00	-	6198.36
G	-	5022.85	-	0.00	-	0.00
116592.74		110237.78			1104666.76	99362.40

$$X_t ==> 6.31$$

$$Y_t ==> 9.71$$

SOLUCION 2 (d)



Cálculo de las rigideces de los marcos.

$$K = \frac{100 \text{ Tons}}{d:}$$

MARCO EJE	DESPLAZAMIENTO dx (m)	RIGIDEZ K (T/m)
1	0.0124	8053.78
2	0.0748	1336.90
3	0.0139	7202.06
A	0.0014	71428.57
B	0.1533	652.32
C	0.1651	605.69
D	0.0885	1129.94
E	0.0928	1077.59
F	0.0968	1033.06
G	0.0199	5022.85

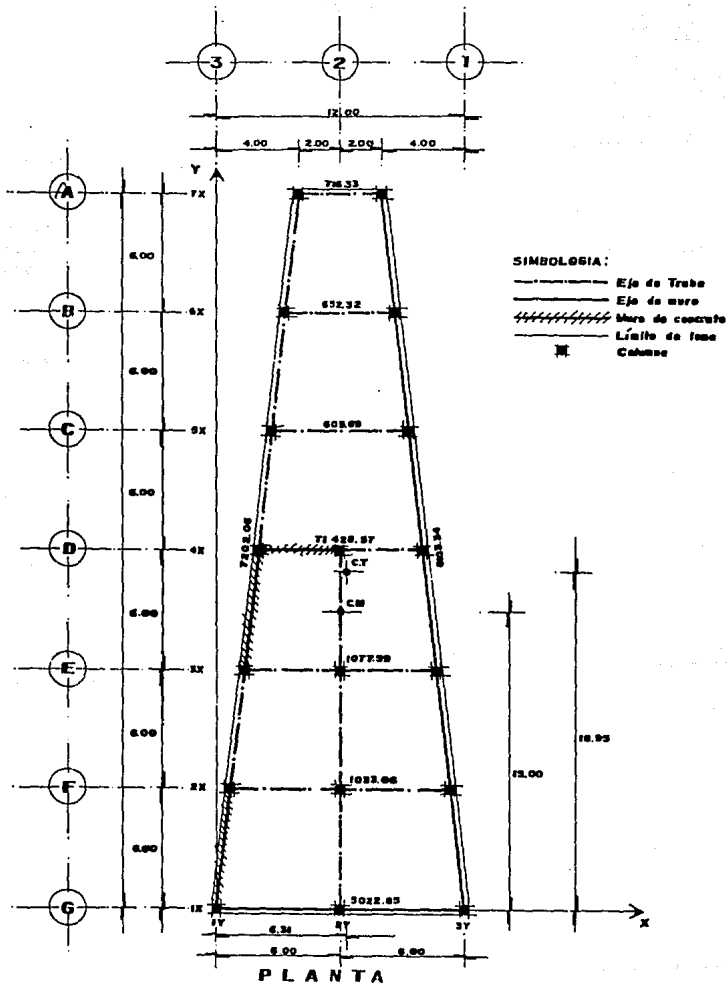
Cálculo del centro de torsión.

MARCO	Ky	Kx	X	Y	K X	K Y
1	8053.78	-	12.00	-	96645.36	-
2	1336.90	-	6.00	-	8021.40	-
3	7202.06	-	0.00	-	0.00	-
A	-	71428.57	-	36.00	-	2571428.52
B	-	652.32	-	30.00	-	19569.60
C	-	605.69	-	24.00	-	14536.56
D	-	1129.94	-	18.00	-	20338.92
E	-	1077.59	-	12.00	-	12931.08
F	-	1033.06	-	6.00	-	6198.36
G	-	5022.85	-	0.00	-	0.00
116592.74 180950.02			1104666.76 12645003.04			

$$X_t ==>> 6.31$$

$$Y_t ==>> 32.67$$

SOLUCION 2 (e)



Cálculo de las rigideces de los marcos.

$$K = \frac{100 \text{ Tons}}{\Delta x}$$

MARCO EJE	DESPLAZAMIENTO Δx (m)	RIGIDEZ K (T/m)
1	0.0124	8053.78
2	0.0748	1336.90
3	0.0139	7202.06
A	0.1396	716.33
B	0.1533	652.32
C	0.1651	605.69
D	0.0014	71428.57
E	0.0928	1077.59
F	0.0968	1033.06
G	0.0199	5022.85

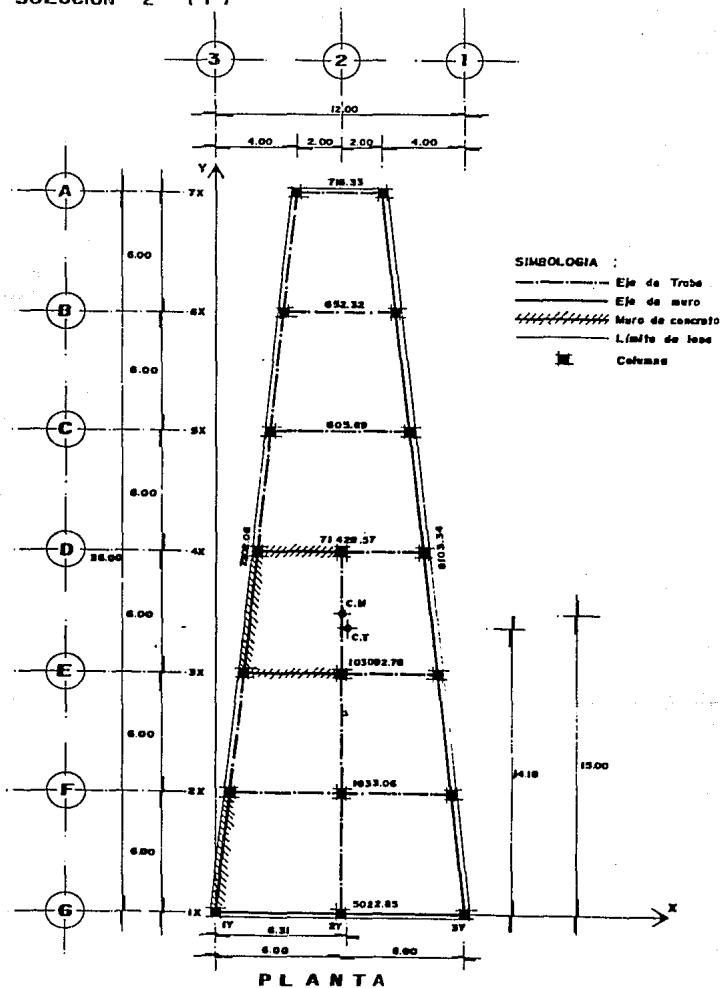
Cálculo del centro de torsión.

MARCO	K_y	K_x	X	Y	K X	K Y
1	8053.78	-	12.00	-	96645.36	-
2	1336.90	-	6.00	-	8021.40	-
3	7202.06	-	0.00	-	0.00	-
A	-	716.33	-	36.00	-	25787.68
B	-	652.32	-	30.00	-	19569.60
C	-	605.69	-	24.00	-	14536.56
D	-	71428.57	-	18.00	-	1285714.21
E	-	1077.59	-	12.00	-	12931.08
F	-	1033.06	-	6.00	-	6198.36
G	-	5022.85	-	0.00	-	0.00
118592.74		180536.41			1104566.76	11264737.74

$$x_t = \frac{1104566.76}{180536.41} = 6.12$$

$$y_t = \frac{11264737.74}{180536.41} = 62.45$$

SOLUCION 2 (f)



Cálculo de las rigideces de los marcos.

$$K = \frac{100 \text{ Tons}}{dx}$$

MARCO EJE	DESPLAZAMIENTO dx (m)	RIGIDEZ K (T/m)
1	0.0124	8053.78
2	0.0748	1336.90
3	0.0139	7202.06
A	0.1396	716.33
B	0.1533	652.32
C	0.1651	605.69
D	0.0014	71428.57
E	0.0010	103092.78
F	0.0968	1033.06
G	0.0199	5022.85

Cálculo del centro de torsión.

MARCO	Ky	Kx	X	Y	K X	K Y	
1	8053.78	-	12.00	-	96645.36	-	
2	1336.90	-	6.00	-	8021.40	-	
3	7202.06	-	0.00	-	0.00	-	
A	-	716.33	-	26.00	-	25787.88	
B	-	652.32	-	30.00	-	19569.60	
C	-	605.69	-	24.00	-	14536.56	
D	-	71428.57	-	18.00	-	1285714.26	
E	-	103092.78	-	12.00	-	1237113.36	
F	-	1033.06	-	6.00	-	6198.36	
G	-	5022.85	-	0.00	-	0.00	
116592.74			1182551.60		1104666.76		12388920.02

$$Y_t \Rightarrow 8.31$$

$$X_t \Rightarrow 14.18$$

Cálculo de las fuerzas sísmicas.

- Sismo en X:

$$\text{SUM } K = 182,551.60 \text{ T/m} = 182,551.600 \text{ kg/m}$$

$$K = (182,551.600)(9.81) = 1,790,831.196 \text{ N/m}$$

$$m = 351,829.11 \text{ Kg}$$

$$w = (K/m)^{0.5} = (1790831196/351829.11)^{0.5}$$

$$w = 71.34 \text{ /seg}$$

$$T = 2 \pi / w = 2 \pi / 71.34 = 0.09 \text{ seg} < T_a = 0.6 \text{ (Zona III)}$$

por lo tanto:

$$a = (1 + 3T/T_a)(C/4) = (1 + 3 \times 0.09/0.6)(0.6/4) = 0.22$$

$$Q' = 1 + (T/T_a * Q - 1) = 1 + (0.09/0.6 * 2 - 1) = 1.15$$

por reglamento:

$$Q' = 0.8(1.15) = 0.92$$

por último

$$\frac{a}{Q'} = \frac{0.22}{0.92} = 0.24$$

$$F = m a = (351.83)(0.24) = 84.13 \text{ Tons}$$

- Sismo en Y:

$$\text{SUM K} = 16.592.74 \text{ T/m} = 16'592,740 \text{ Kg/m}$$

$$K = (16'592.740)(9.81) = 162'774,779.40 \text{ N/m}$$

$$m = 351,829.11 \text{ Kg}$$

$$w = (K/m)^{0.5} = (162774779.40/351829.11)^{0.5}$$

$$w = 21.51 \text{ /seg}$$

$$T = 2 \pi / w = 2 \pi / 21.51 = 0.29 \text{ seg} < T_a = 0.6 \text{ (Zona III)}$$

por lo tanto:

$$a = (1 + 3T/T_a)(C/4) = (1 + 3 \times 0.29/0.6)(0.6/4) = 0.37$$

$$Q' = 1 + (T/T_a * Q - 1) = 1 + (0.29/0.6 * 2 - 1) = 1.48$$

por reglamento:

$$Q' = 0.8(1.48) = 1.19$$

por último

$$\frac{a}{Q'} = \frac{0.37}{1.19} = 0.31$$

$$F = m a = (351.83)(0.31) = 109.70 \text{ Tons}$$

Cálculo de los momentos sísmicos respecto al eje

CANTILLO	V	es	b	CENTRIFICACIONES w12.1x50.1b	DE. OSENO e2=es-0.1b	MOMENT. EJE DE TORSION M1=el V	M2=e2 V
1	84.13	0.10	16.00	4.89	-2.79	-46.35	-239.63
2	109.70	0.31	12.00	1.67	-0.69	122.65	-97.63

EJE	Lx	V	K _v V	Vt	K _v Vt	K _v Vt ²	DIRECTO	EFFECTO Vx TORSION	TOTAL	EFFECTO Vy TORSION	Vx + 0.3Ky	Vy + 0.1Vt
1R	912.85	0.00	0.00	-14.18	-71224.01	100956.00	2.31	-4.48	6.79	3.50	7.94	5.8
2R	100.76	0.00	6199.36	-9.18	-6460.43	69124.53	0.48	0.33	1.01	0.41	1.13	8
3R	118746.19	12.00	127911.36	-2.18	-22752.36	49930.13	47.51	14.12	61.63	11.03	64.94	27.4
4R	71435.57	18.00	1136714.26	3.82	272657.14	1042314.26	32.52	29.79	62.71	7.16	64.86	26.6
5R	65.64	24.00	1436.56	9.82	5947.69	2949.14	0.39	0.65	0.99	0.16	0.99	0
6R	652.32	24.00	15669.60	15.82	10319.70	16327.69	0.30	1.13	1.48	0.27	1.51	0
7R	716.33	36.00	2570.08	21.82	15630.32	341063.60	0.38	1.71	2.04	0.41	2.16	1
SUM	118291.60		1251600.02			9174662.65						

SUM R = 3721699.25

EJE	K _y	V	K _y V	Vt	K _y Vt	K _y Vt ²	DIRECTO	EFFECTO Vy TORSION	TOTAL	EFFECTO Vx TORSION	Vy + 0.3Kx	Vx + 0.1Vt
1V	7312.06	0.00	0.00	-6.31	-6446.00	266757.94	47.62	1.19	48.81	-4.96	50.30	18
2V	136.90	0.00	8001.40	-0.31	-414.44	129.43	9.04	0.01	8.85	0.05	8.86	2
3V	6034.78	12.00	72417.36	5.69	46826.01	210749.99	53.25	2.25	56.50	2.80	56.39	19
SUM	18927.74		104476.76			546536.40						

3. Comparación.

Estructuración Primaria:

MARCO	$V_x+0.3V_y$	$V_y+0.3V_x$	MARCO	$V_y+0.3V_x$	$V_x+0.3V_y$
1X	68.21	37.65	1Y	29.00	10.71
2X	12.60	5.13	2Y	14.62	7.33
3X	14.24	4.55	3Y	88.06	43.11
4X	20.48	7.22			
5X	13.95	5.18			
6X	18.23	6.93			
7X	23.54	9.22			

Estructuración Propuesta: (Solución 1).

MARCO	$V_x+0.3V_y$	$V_y+0.3V_x$	MARCO	$V_y+0.3V_x$	$V_x+0.3V_y$
1X	25.92	10.02	1Y	51.58	19.28
2X	24.61	8.84	2Y	30.44	9.13
3X	23.24	7.58	3Y	52.78	23.31
4X	24.24	7.59			
5X	15.51	5.33			
6X	19.40	7.11			
7X	24.28	9.30			

Estructuración Propuesta: (Solución 2).

MARCO	$V_x+0.3V_y$	$V_y+0.3V_x$	MARCO	$V_y+0.3V_x$	$V_x+0.3V_y$
1X	7.84	5.53	1Y	50.30	19.60
2X	1.13	0.71	2Y	8.86	2.70
3X	64.94	29.52	3Y	56.36	19.53
4X	64.86	25.97			
5X	0.98	0.43			
6X	1.51	0.70			
7X	2.16	1.02			

CAPITULO IV

COMPORTAMIENTO ROTACIONAL DE
EDIFICIOS CON PLANTA EN L Y EN U.

CAPITULO IV

COMFORTAMIENTO ROTACIONAL EN EDIFICIOS CON PLANTA EN "L" Y EN "U"

1. Estructuración Primaria y Fuerzas por Torsión.

Aquí se realiza un estudio similar al del capítulo anterior; también se dan dos soluciones, desligando los muros colindantes y mediante muros de tabique o concreto, para solucionar el problema que se presenta al jalarse demasiado el centro de torsión hacia la zona donde se intersectan los muros colindantes.

La rigidez de los marcos se calculó de la misma manera como se efectuó en el capítulo anterior, la ubicación de la estructura, los datos de los diferentes elementos estructurales y el análisis de cargas se tomarán igual a los de la estructura antes mencionada.

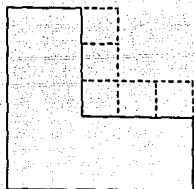
Planta en "L"

Peso de la estructura.

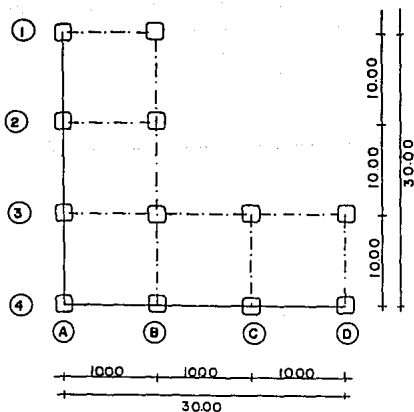
- Losa:	(560) (500)	= 280,000.00 Kg
- Trabes:	(0.25x0.70) (2400) (160)	= 67,200.00 Kg
- Columnas:	(0.65x0.65) (2400) (12x4.0)	= 48,072.00 Kg
- Fachada:	(12.4) (4.00) (60.00)	= 2,976.00 Kg
- Muros de Colind:	(280) (4.00) (60.0)	= 67,200.00 Kg

TOTAL = 466,048.00 Kg
= 466.05 Tons

ESTRUCTURACION



CROQUIS DE
UBIACION



PLANTA

SIMBOLOGIA:

- EJE TRABE
- EJE MURO TABIQUE

SE PROPONEN:

- TRABES 25 X 70
- COLS 65 X 65
- LOSA 10cm esp.

Cálculo de las rigideces de los marcos.

$$K = \frac{100 \text{ Tons}}{dx}$$

MARCO EJE	DESPLAZAMIENTO dx (m)	RIGIDEZ K (T/m)
1	0.1889	529.38
2	0.1889	529.38
3	0.0900	1111.11
4	0.0223	4484.31
A	0.0223	4484.31
B	0.0900	1111.11
C	0.1889	529.38
D	0.1889	529.38

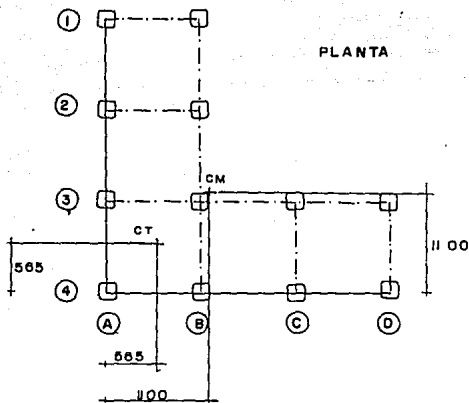
Cálculo del centro de torsión.

MAR	Kx	Ky	X	Y	K X	K Y
1	529.38	-	30.00	-	15881.40	-
2	529.38	-	20.00	-	10587.60	-
3	1111.11	-	10.00	-	11111.10	-
4	4484.31	-	0.00	-	0.00	-
A	-	4484.31	-	0.00	-	0.00
B	-	1111.11	-	10.00	-	11111.10
C	-	529.38	-	20.00	-	10587.60
D	-	529.38	-	30.00	-	15881.40
Σ		6654.18	6654.18		37580.10	37580.10

$$X_t ==> 5.65$$

$$Y_t ==> 5.65$$

CENTRO DE TORSION



CENTRO DE MASAS		
A	X	AX
300	5	1500
<u>200</u>	20	<u>4000</u>
500		5500

$$X_M = 11.00$$

$$Y_M = 11.00$$

Cálculo de las fuerzas sísmicas.

- Sismo en X:

$$\text{SUM } K = 6.654.18 \text{ T/m} = 6'654.180 \text{ Kg/m}$$

$$K = (6'654.180)(9.81) = 65'277,505.80 \text{ N/m}$$

$$m = 466.048 \text{ Kg}$$

$$w = (K/m)^{0.5} = (65277505.80/466048)^{0.5}$$

$$w = 11.83 \text{ /seg}$$

$$T = 2 \pi / w = 2 \pi / 11.83 = 0.53 \text{ seg} < T_a = 0.6 \text{ (Zona III)}$$

por lo tanto:

$$a = (1 + 3T/T_a)(C/4) = (1 + 3 \times 0.53/0.6)(0.6/4) = 0.55$$

$$Q' = 1 + (T/T_a * Q - 1) = 1 + (0.53/0.6 * 2 - 1) = 1.88$$

por reglamento:

$$Q' = 0.8(1.88) = 1.51$$

por último

$$\frac{a}{Q'} = \frac{0.55}{1.51} = 0.37$$

$$F = m a = (466.048)(0.37) = 170.13 \text{ Tons}$$

- Sismo en Y:

$$F = 170.13 \text{ Tons}$$

Calcular los esfuerzos sísmicos (efecto torsión)

COORD	V	es	b	REACCIONES e1=1.5e+0.1b	DE DISEÑO e2=es+0.1b	MOMENT. EJE DE TORSION M1=V	MC=2 V
1	130.13	5.32	30.00	11.03	11.35	1873.68	399.81
2	130.13	5.32	30.00	11.03	11.35	1873.68	399.81

LR	Kx	Y	Kx Y	V	Kx Vt	Kx Vt ²	DIRECTO	EFFECTO Vx TORSION	TOTAL	EFFECTO Vy TORSION	Vx + 0.3Vy	Vy + 0.3Vx
1	494.31	0.00	0.00	-5.65	-2536.35	143191.39	114.65	-8.63	123.28	40.47	135.40	77.46
2	1111.11	-10.00	11111.10	-4.35	-4839.39	21024.99	28.41	7.72	36.19	1.65	36.62	12.41
3	529.31	20.00	10586.60	-14.35	-796.60	107011.25	13.53	12.14	25.67	2.99	26.40	10.29
4	529.31	30.00	15879.40	-24.35	-1293.40	31981.31	13.53	20.59	34.13	4.39	35.44	14.63
SUM	654.18		37560.10			537057.93						

SMR = 1174135.86

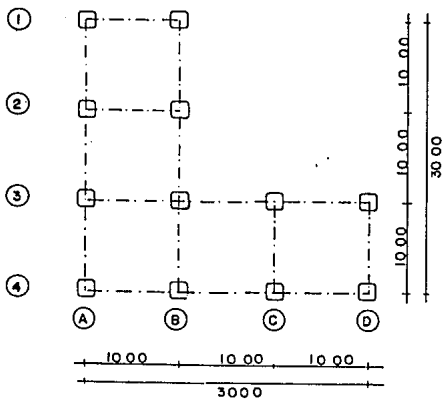
97

LR	Ky	X	Ky X	V	Ky Vt	Ky Vt ²	DIRECTO	EFFECTO Vy TORSION	TOTAL	EFFECTO Vx TORSION	Vy + 0.3Vx	Vx + 0.3Vy
1	494.31	0.00	0.00	-5.65	-2536.35	143191.39	114.65	-8.63	123.28	40.47	135.40	77.46
2	1111.11	10.00	11111.10	-4.35	-4839.39	21024.99	28.41	7.72	36.19	1.65	36.62	12.41
3	529.31	20.00	10586.60	-14.35	-796.60	107011.25	13.53	12.14	25.67	2.99	26.40	10.29
4	529.31	30.00	15879.40	-24.35	-1293.40	31981.31	13.53	20.59	34.13	4.39	35.44	14.63
SUM	654.18		37560.10			537057.93						

2. ESTRUCTURACION PROPUESTA Y FUERZAS POR TORSION

SOLUCION I

ESTRUCTURACION



PLANTA

SIMBOLOGIA

-----EJE TRABE

Cálculo de las rigideces de los marcos.

$$K = \frac{100 \text{ Tons}}{dx}$$

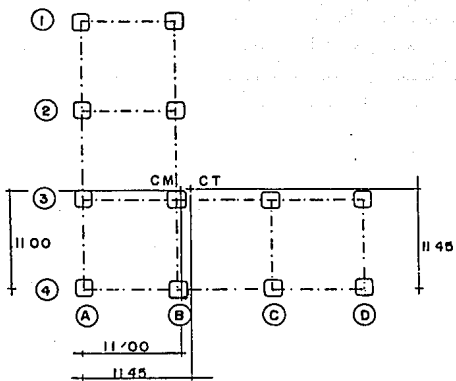
MARCO EJE	DESPLAZAMIENTO dx (m)	RIGIDEZ K (T/m)
1	0.1889	529.38
2	0.1889	529.38
3	0.0900	1111.11
4	0.0900	1111.11
A	0.0900	1111.11
B	0.0900	1111.11
C	0.1889	529.38
D	0.1889	529.38

Cálculo del centro de torsión.

IMAR	Kx	Ky	X	Y	K X	K Y
1	529.38	-	30.00	-	15881.40	-
2	529.38	-	20.00	-	10587.60	-
3	1111.11	-	10.00	-	11111.10	-
4	1111.11	-	0.00	-	0.00	-
A	-	1111.11	-	0.00	-	0.00
B	-	1111.11	-	10.00	-	11111.10
C	-	529.38	-	20.00	-	10587.60
D	-	529.38	-	30.00	-	15881.40
Σ		3280.98	3280.98		37580.10	37580.10

Xt ==>> 11.45
Yt ==>> 11.45

CENTRO DE TORSION.



PLANTA

Cálculo de las fuerzas sísmicas.

- Sismo en X:

$$\text{SUM } K = 3.280,98 \text{ T/m} = 3'280,980 \text{ Kg/m}$$

$$K = (3'280,980) (9.81) = 32'186,413.80 \text{ N/m}$$

$$m = 466,048 \text{ Kg}$$

$$w = (K/m)^{0.5} = (32186413.80/466048)^{0.5}$$

$$w = 8.31 \text{ /seg}$$

$$T = 2 \pi / w = 2 \pi / 8.31 = 0.76 \text{ seg} > T_a = 0.6 \text{ (Zona III)}$$
$$< T_b = 3.9$$

por lo tanto:

$$a = C = 0.60$$

$$Q' = Q = 2.00$$

por reglamento:

$$Q' = (0.80) (2.00) = 1.60$$

por último

$$\frac{a}{Q'} = \frac{0.60}{1.60} = 0.38$$

$$F = m a = (466.05) (0.38) = 177.10 \text{ tons}$$

- Sismo en Y:

$$F = 177.10 \text{ Tons}$$

Cálculo de los cortantes sísmicos (efecto torsión)

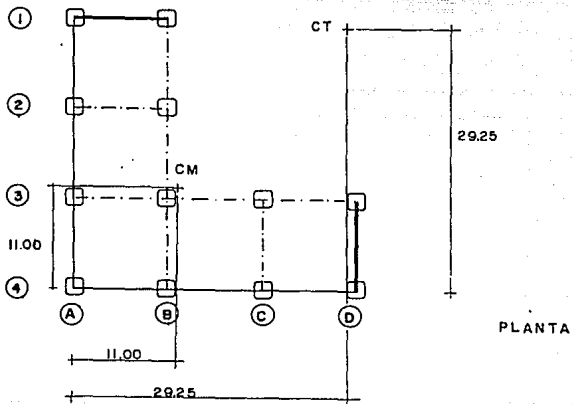
ETRADA	V	es	b	E-CENTRICIDADES		DE DISEÑO		MOMENT. EJE DE TORSION	
				e1=1.5es/10, 1lb	e2=es/10, 1lb	M1=el V	M2=e2 V		
X	177,10	0,45	30,00	3,68	-2,55	650,04	-61,61		
Y	177,10	0,45	30,00	3,68	-2,55	650,04	-61,61		

EJE	Kx	Y	Kx Y	Yt	Kx Yt	Kx Yt ²	EFECTO Vx		TOTAL	EFECTO Vy	Vx + 0,3Vy	Vy + 0,3Vx
							DIRECTO	TORSION				
10	1111,11	0,00	0,00	-11,45	-12722,21	146669,30	59,98	7,79	67,76	11,22	71,13	31,74
20	1111,11	10,00	11111,10	-1,45	-1611,11	2336,11	59,98	0,99	60,96	1,42	61,39	31,74
30	529,38	20,00	10587,60	8,55	4526,20	38899,00	29,57	3,99	32,57	-2,77	31,74	35,43
40	529,38	30,00	15881,10	18,55	9820,00	182160,94	29,57	8,66	37,24	-6,01	35,43	
SUM	3080,98		37500,10			368865,39						
SUM R =						737730,76						

EJE	Ky	X	Ky X	Xt	Ky Xt	Ky Xt ²	EFECTO Vy		TOTAL	EFECTO Vx	Vy + 0,3Vx	Vx + 0,3Vy
							DIRECTO	TORSION				
10	1111,11	0,00	0,00	-11,45	-12722,21	146669,30	59,98	7,79	67,76	11,22	71,13	31,74
20	1111,11	10,00	11111,10	-1,45	-1611,11	2336,11	59,98	0,99	60,96	1,42	61,39	31,74
30	529,38	20,00	10587,60	8,55	4526,20	38899,00	29,57	3,99	32,57	-2,77	31,74	35,43
40	529,38	30,00	15881,10	18,55	9820,00	182160,94	29,57	8,66	37,24	-6,01	35,43	
SUM	3080,98		37500,10			368865,39						

SOLUCION 2 (a)

CENTRO DE TORSION



SIMBOLOGIA:

- EJE TRABES
- EJE MURO TABIQUE
- EJE MURO CONCRETO

Cálculo de las rigideces de los marcos.

$$K = \frac{100 \text{ Tons}}{d::}$$

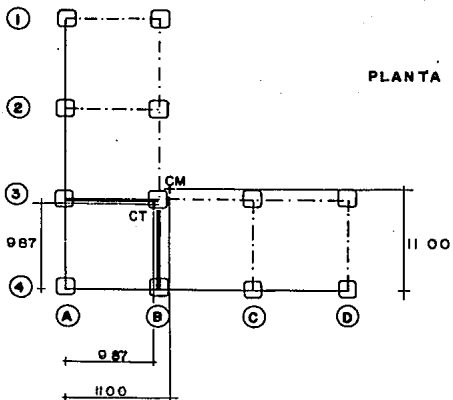
MARCO EJE	DESPLAZAMIENTO d:: (m)	RIGIDEZ E (T/m)
1	0.0005	210084.31
2	0.1889	529.38
3	0.0900	1111.11
4	0.0223	4484.31
A	0.0223	4484.31
B	0.0900	1111.11
C	0.1889	529.38
D	0.0005	210084.31

Cálculo del centro de torsión.

MARCO	Kx	Ky	X	y	K X	E y
1	210084.31	-	30.00	-	6302529.30	-
2	529.38	-	20.00	-	10587.60	-
3	1111.11	-	10.00	-	11111.10	-
4	4484.31	-	0.00	-	0.00	-
A	-	4484.31	-	0.00	-	0.00
B	-	1111.11	-	10.00	-	11111.10
C	-	529.38	-	20.00	-	10587.60
D	-	210084.31	-	30.00	-	6302529.30
Σ		216209.11	216209.11		6324228.00	6324228.00

Xt ==>> 29.25
Yt ==>> 29.25

SOLUCION 2 (b).
CENTRO DE TORSION



SIMBOLOGIA:

- EJE TRABES
- EJE MURO TABIQUE

Cálculo de las rigideces de los marcos.

$$K = \frac{100 \text{ Tons}}{dx}$$

MARCO EJE	DESPLAZAMIENTO dx (m)	RIGIDEZ K (T/m)
1	0.1889	529.38
2	0.1889	529.38
3	0.0005	210084.31
4	0.0223	4484.31
A	0.0223	4484.31
B	0.0005	210084.31
C	0.1889	529.38
D	0.1889	529.38

Cálculo del centro de torsión.

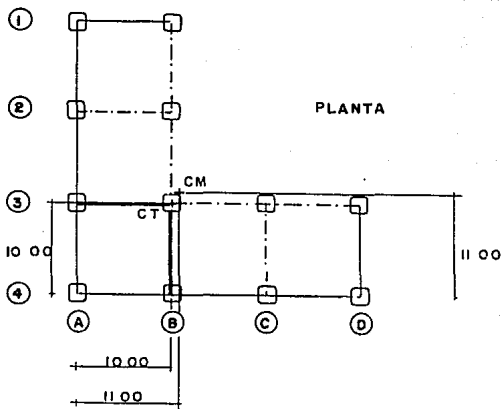
MAR	Kx	Ky	X	Y	K X	K Y
1	529.38	-	30.00	-	15881.40	-
2	529.38	-	20.00	-	10587.60	-
3	210084.31	-	10.00	-	2100843.10	-
4	4484.31	-	0.00	-	0.00	-
A	-	4484.31	-	0.00	-	0.00
B	-	210084.31	-	10.00	-	2100843.10
C	-	529.38	-	20.00	-	10587.60
D	-	529.38	-	30.00	-	15881.40
Σ		215627.38	Σ	2127312.10	Σ	2127312.10

$$x_t ==> 9.87$$

$$y_t ==> 9.87$$

SOLUCION 2 (c)

CENTRO DE TORSION



SIMBOLOGIA:

- EJE TRABES
- EJE MURO TABIQUE

Cálculo de las rigideces de los marcos.

$$K = \frac{100 \text{ Tons}}{dx}$$

MARCO EJE	DESPLAZAMIENTO dx (m)	RIGIDEZ K (T/m)
1	0.0506	1976.29
2	0.1889	529.38
3	0.0005	210084.31
4	0.0223	4484.31
A	0.0223	4484.31
B	0.0005	210084.31
C	0.1889	529.38
D	0.0506	1976.29

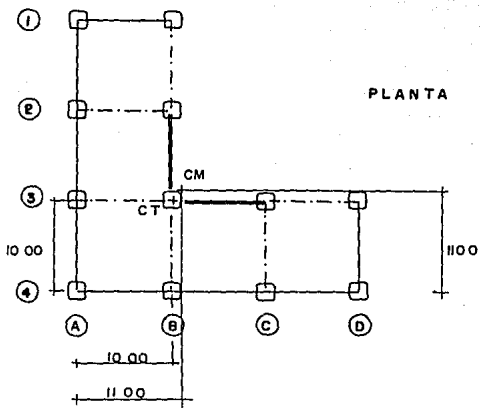
Cálculo del centro de torsión.

MAR	Kx	Ky	X	Y	K X	K Y		
1	1976.29	-	30.00	-	59288.70	-		
2	529.38	-	20.00	-	10587.60	-		
3	210084.31	-	10.00	-	2100843.10	-		
4	4484.31	-	0.00	-	0.00	-		
A	-	4484.31	-	0.00	-	0.00		
B	-	210084.31	-	10.00	-	2100843.10		
C	-	529.38	-	20.00	-	10587.60		
D	-	1976.29	-	30.00	-	59288.70		
Σ		217074.29	Σ	217074.29	Σ	2170719.40	Σ	2170719.40

xt ==>> 10.00
yt ==>> 10.00

SOLUCION 2 (d)

CENTRO DE TORSION



SIMBOLOGIA:

- EJE TRABES
- EJE MURO TABIQUE
- EJE MURO CONCRETO

Cálculo de las rigideces de los marcos.

$$K = \frac{100 \text{ Tons}}{dx}$$

MARCO EJE	DESPLAZAMIENTO dx (m)	RIGIDEZ K (T/m)
1	0.0506	1976.29
2	0.1889	529.38
3	0.0086	11627.91
4	0.0223	4484.31
A	0.0223	4484.31
B	0.0086	11627.91
C	0.1889	529.38
D	0.0506	1976.29

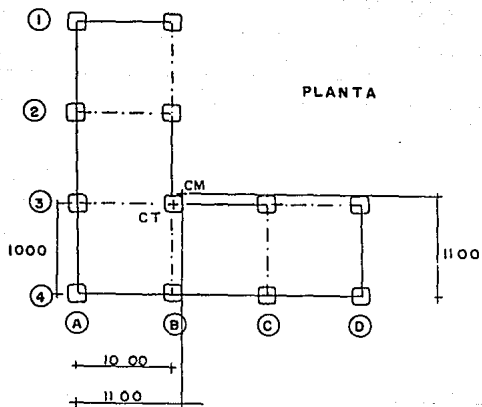
Cálculo del centro de torsión.

MAR	Kx	Ky	X	Y	K X	K Y
1	1976.29	-	30.00	-	59288.70	-
2	529.38	-	20.00	-	10587.60	-
3	11627.91	-	10.00	-	116279.10	-
4	4484.31	-	0.00	-	0.00	-
A	-	4484.31	-	0.00	-	0.00
B	-	11627.91	-	10.00	-	116279.10
C	-	529.38	-	20.00	-	10587.60
D	-	1976.29	-	30.00	-	59288.70
118617.89		18617.89			1186155.40	186155.40

Xt ==>> 10.00
Yt ==>> 10.00

SOLUCION 2 (a)

CENTRO DE TORSION



SIMBOLOGIA:

- EJE TRABES
- EJE MURO TABIQUE

Cálculo de las rigideces de los marcos.

$$K = \frac{100 \text{ Tons}}{dx}$$

MARCO EJE	DESPLAZAMIENTO dx (m)	RIGIDEZ K (T/m)
1	0.0506	1976.29
2	0.1889	529.38
3	0.0444	2252.25
4	0.0223	4484.31
A	0.0223	4484.31
B	0.0444	2252.25
C	0.1889	529.38
D	0.0506	1976.29

Cálculo del centro de torsión.

MAR	Kx	Ky	X	Y	K X	K Y
1	1976.29	-	30.00	-	59288.70	-
2	529.38	-	20.00	-	10587.60	-
3	2252.25	-	10.00	-	22522.50	-
4	4484.31	-	0.00	-	0.00	-
A	-	4484.31	-	0.00	-	0.00
B	-	2252.25	-	10.00	-	22522.50
C	-	529.38	-	20.00	-	10587.60
D	-	1976.29	-	30.00	-	59288.70
: 9242.23 :		9242.23 :		: 92398.80 :		92398.80 :

Xt ==> 10.00

Yt ==> 10.00

Cálculo de las fuerzas sísmicas.

- Sismo en X:

$$\text{SUM } K = 9,242.23 \text{ T/m} = 9'242,230 \text{ Kg/m}$$

$$K = (9'242.230)(9.81) = 90'666,276.30 \text{ N/m}$$

$$m = 466.048 \text{ Kg}$$

$$w = (K/m)^{0.5} = (90666276.30/466048)^{0.5}$$

$$w = 13.95 \text{ /seg}$$

$$T = 2 \pi / w = 2 \pi / 13.95 = 0.45 \text{ seg} < T_a = 0.6 \text{ (Zona III)}$$

$$a = (1 + 3T/T_a)(C/4) = (1 + 3(0.45/0.6))(0.6/4) = 0.49$$

$$Q' = 1 + (T/T_a * Q - 1) = 1 + (0.45/0.6 * 2 - 1) = 1.75$$

por reglamento:

$$Q' = 0.8(1.75) = 1.40$$

por último

$$\frac{a}{Q'} = \frac{0.55}{1.40} = 0.35$$

$$F = m a = (466.05)(0.35) = 163.12 \text{ Tons}$$

- Sismo en Y:

$$F = 163.12 \text{ Tons}$$

Cálculo de los constantes sísmicos (respecto la sísm)

SECCION	V	W	b	SELECCIONES DE DISEÑO	DE DISEÑO	INERT. EJE DE TORSION	DE TORSION
				0.12, 0.10, 1b	0.20, 0.1b	11.51 V	10.52 V
1	163.12	1.01	30.00	4.00	-2.00	734.04	-305.24
2	163.12	1.01	30.00	4.00	-2.00	734.04	-305.24

EJE	Kx	Y	Kx Y	XL	Kx YL	Kx YL ²	DIRECTO	EFFECTO W TORSION	TOTAL	EFFECTO W TORSION	Wx + 0.3W	Wy + 0.3W
1	4494.91	0.00	0.00	-10.00	-44949.10	449491.00	79.15	5.66	84.81	12.74	88.63	9.1
2	2252.25	10.00	22522.50	0.00	0.00	0.00	39.75	0.00	39.75	0.00	39.75	11.4
3	578.29	30.00	17348.70	10.00	5782.90	57829.00	9.94	1.50	10.45	-0.65	10.45	3.7
4	1994.29	30.00	59828.70	10.00	19942.90	199429.00	34.88	11.23	46.11	4.99	44.61	15.1
SUM	9042.23		92968.01				129185.00					
SUM P =							256770.00					

11.4

EJE	Ky	Z	Ky Z	ZL	Ky ZL	Ky ZL ²	DIRECTO	EFFECTO W TORSION	TOTAL	EFFECTO W TORSION	Wx + 0.3W	Wy + 0.3W
1	4494.91	0.00	0.00	-10.00	-44949.10	449491.00	79.15	5.66	84.81	12.74	88.63	9.1
2	2252.25	10.00	22522.50	0.00	0.00	0.00	39.75	0.00	39.75	0.00	39.75	11.4
3	578.29	30.00	17348.70	10.00	5782.90	57829.00	9.94	1.50	10.45	-0.65	10.45	3.7
4	1994.29	30.00	59828.70	10.00	19942.90	199429.00	34.88	11.23	46.11	4.99	44.61	15.1
SUM	9042.23		92968.01				129185.00					

3. Comparación.

Estructuración Primaria:

MARCO	Vx+0.3Vy	Vy+0.3Vx	MARCO	Vy+0.3Vx	Vx+0.3Vy
1X	135.48	77.46	1Y	135.42	77.46
2X	36.62	12.48	2Y	36.62	12.48
3X	26.45	10.29	3Y	26.45	10.29
4X	35.44	14.63	4Y	35.44	14.63

Estructuración Propuesta: (Solución 1).

MARCO	Vx+0.3Vy	Vy+0.3Vx	MARCO	Vy+0.3Vx	Vx+0.3Vy
1X	71.13	31.55	1Y	71.13	31.55
2X	61.39	19.71	2Y	61.39	19.71
3X	31.74	7.00	3Y	31.74	7.00
4X	35.43	5.16	4Y	35.43	5.16

Estructuración Propuesta: (Solución 2).

MARCO	Vx+0.3Vy	Vy+0.3Vx	MARCO	Vy+0.3Vx	Vx+0.3Vy
1X	88.63	38.18	1Y	88.63	38.18
2X	39.75	11.93	2Y	39.75	11.93
3X	10.65	2.59	3Y	10.65	2.59
4X	44.61	8.84	4Y	44.61	8.84

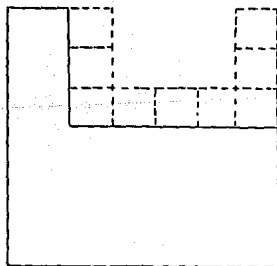
Planta en "U"

Peso de la estructura.

- Losa:	(560) (900)	= 504,000.00 Kg
- Trabes:	(0.25x0.70) (2400) (280)	= 117,600.00 Kg
- Columnas:	(0.65x0.65) (2400) (20x4.0)	= 81,120.00 Kg
- Fachada:	(12.4) (4.00) (120.00)	= 5,952.00 Kg
- Muros de Colind:	(280) (4.00) (80.0)	= 89,600.00 Kg

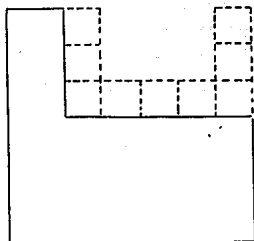
TOTAL = 798,272.00 Kg
= 798.27 Tons

1. Estructuración Primaria y Fuerzas por Torsión.



Croquis de Ubicación.

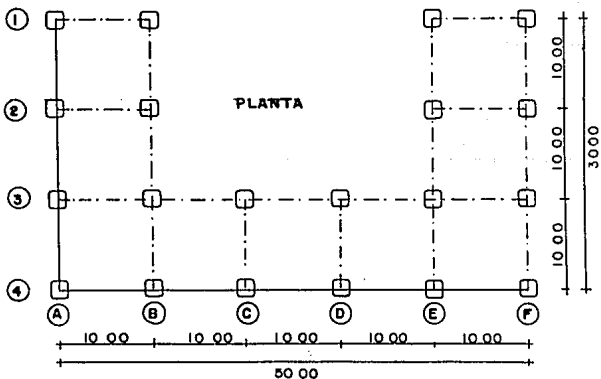
ESTRUCTURACION



CROQUIS DE UBICACION

SE PROPOEN:

TRABES 25 X 70
COLS 65 X 65
LOSA 10 cm esp.



Cálculo de las rigideces de los marcos.

$$K = \frac{100 \text{ Tons}}{d_x}$$

MARCO EJE	DESPLAZAMIENTO d_x (m)	RIGIDEZ K (T/m)
1	0.0945	1058.76
2	0.0945	1058.76
3	0.0650	1538.46
4	0.0187	5347.59
A	0.0223	4484.31
B	0.0900	1111.11
C	0.1889	529.38
D	0.1889	529.38
E	0.0900	1111.11
F	0.0900	1111.11

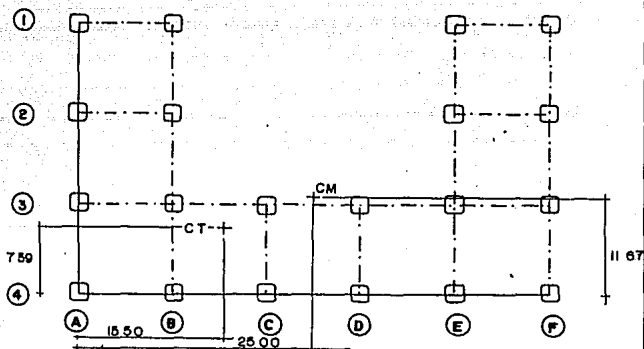
Cálculo del centro de torsión.

MARCO	K	Kv	X	Y	K X	K Y
1	1058.76	-	30.00	-	31762.80	-
2	1058.76	-	20.00	-	21175.20	-
3	1538.46	-	10.00	-	15384.60	-
4	5347.58	-	0.00	-	0.00	-
A	-	4484.31	-	0.00	-	0.00
B	-	1111.11	-	10.00	-	11111.10
C	-	529.38	-	20.00	-	10587.60
D	-	529.38	-	30.00	-	15881.40
E	-	1111.11	-	40.00	-	44444.40
F	-	1111.11	-	50.00	-	55555.50
Σ 9003.56		8676.40			68322.60	137580.00

$$X_t \Rightarrow 15.50$$

$$Y_t \Rightarrow 7.59$$

CENTRO DE TORSION



PLANTA

CENTRO DE MASAS

A	X	AX
300	5	1500
300	25	7500
<u>300</u>	<u>45</u>	<u>13500</u>
900		22500

A	Y	AY
300	15	4500
300	5	1500
<u>300</u>	<u>15</u>	<u>4900</u>
900		10800

$$X_M = 25.00$$

$$Y_M = 11.67$$

Cálculo de las fuerzas sísmicas.

- Sismo en X:

$$\text{SUM K} = 9.003.56 \text{ T/m} = 9'003.560 \text{ Kg/m}$$

$$K = (9'003.560) (9.81) = 88'324.923.60 \text{ N/m}$$

$$m = 798.272 \text{ Kg}$$

$$w = (K/m)^{0.5} = (88324923.60/798272)^{0.5}$$

$$w = 10.52 \text{ /seg}$$

$$T = 2 \pi / w = 2 \pi / 10.52 = 0.59 \text{ seg} < T_a = 0.6 \text{ (Zona III)}$$

$$a = (1 + 3T/T_a) (C/4) = (1 + 3 \times 0.59/0.6) (0.6/4) = 0.59$$

$$Q' = 1 + (T/T_a * Q - 1) = 1 + (0.59/0.6 * 2 - 1) = 1.99$$

por reglamentó:

$$Q' = 0.8(1.99) = 1.59$$

por último

$$\frac{a}{Q'} = \frac{0.59}{1.59} = 0.37$$

$$F = m a = (798.27) (0.37) = 294.85 \text{ Tons}$$

- Sismo en Y:

$$\text{SUM } K = 8,876.40 \text{ T/m} = 8'876.400 \text{ Kg/m}$$

$$k = (8'876.400) (9.81) = 87'077.484 \text{ N/m}$$

$$m = 798.272 \text{ Kg}$$

$$w = (k/m)^{0.5} = (87077484/798272)^{0.5}$$

$$w = 10.44 \text{ /seg}$$

$$T = 2 \pi / w = 2 \pi / 10.44 = 0.60 \text{ seg} = T_a = 0.6 \text{ (Zona III)}$$

por lo tanto

$$a = C = 0.60$$

$$Q' = Q = 2.00$$

por reglamento:

$$Q' = (0.80) (2.00) = 1.60$$

por último

$$\frac{a}{Q'} = \frac{0.60}{1.60} = 0.37$$

$$F = m a = (798.27) (0.37) = 294.85 \text{ Tons}$$

Cálculo de los momentos sísmicos tubo a tubo

UNION	V	as	b	COORDENADAS DE DISEÑO		MOMENT. EJE DE TUBOSION	
				$x_1 = x_0 + a_s$	$y_1 = y_0 + b$	$M_{x_1} = V$	$M_{y_1} = V$
1	241.17	-4.01	34.00	8.12	1.09	2995.03	319.44
2	241.17	3.51	34.00	19.73	-4.30	5675.05	1355.93

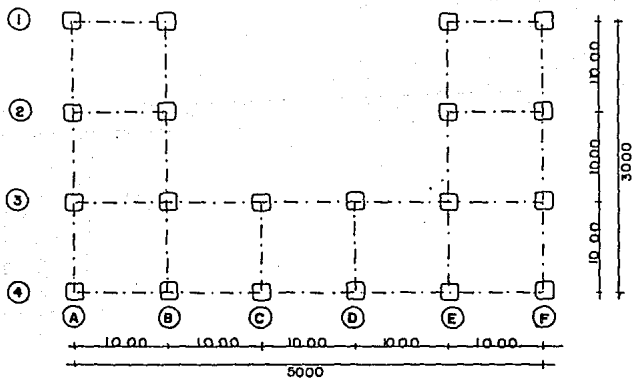
EJE	Kx	V	Kx V	M	Kx Vt	Kx Vt 2	EFFECTO Vx			Vx + 0.3Ay		Vx + 0.7Ay
							DIRECTO	TUBOSION	TOTAL	TUBOSION	TOTAL	
1	5847.74	0.00	0.00	-7.59	-4568.21	30804.00	175.12	-3.05	178.18	54.41	194.50	107.14
2	1531.41	10.00	1531.41	2.41	3707.69	6935.53	93.39	2.35	52.74	1.16	53.88	16.14
3	1059.84	30.00	3175.01	12.41	19193.59	163062.24	34.67	8.34	-6.02	4.12	44.35	17.11
4	1059.84	30.00	3175.01	22.41	29736.91	531717.65	34.67	15.07	-6.74	7.49	51.97	22.53
TOT	9005.01		6829.20				1011780.11					
						SUM R =	-424211.21					

EJE	Ky	X	Ky X	M	Ky Xt	Ky Xt 2	EFFECTO Vy			Vy + 0.3Ax		Vy + 0.7Ax
							DIRECTO	TUBOSION	TOTAL	TUBOSION	TOTAL	
1	444.31	0.00	0.00	-15.59	-8996.81	107755.48	149.95	-21.78	170.74	-44.14	183.98	95.39
2	1111.11	10.00	11111.10	-5.50	-6111.11	33611.08	36.91	-1.91	36.82	3.08	39.79	15.55
3	555.56	30.00	16666.68	4.50	2332.22	10719.96	17.98	3.19	20.79	0.19	20.83	8.44
4	555.56	30.00	16666.68	14.50	7555.01	113365.15	17.98	10.29	27.87	0.58	28.05	11.44
5	1111.11	-40.00	-44444.40	24.50	27222.20	666471.78	36.91	36.49	73.40	2.05	74.01	24.01
6	1111.11	50.00	55555.50	34.50	39377.30	122781.69	36.91	51.30	88.29	2.88	89.16	28.54
TOT	4333.31		135000.00				3222491.10					

2. ESTRUCTURACION PROPUESTA Y FUERZAS POR TORSION

SOLUCION I

ESTRUCTURACION



PLANTA

Cálculo de las rigideces de los marcos.

$$K = \frac{100 \text{ Tons}}{dx}$$

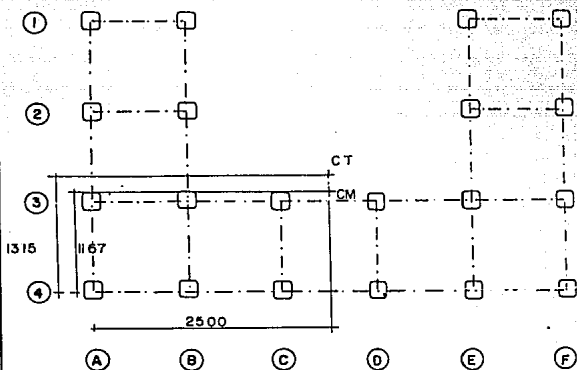
MARCO EJE	DESPLAZAMIENTO dx (m)	RIGIDEZ K (T/m)
1	0.0945	1058.76
2	0.0945	1058.76
3	0.0650	1538.46
4	0.0650	1538.46
A	0.0900	1111.11
B	0.0900	1111.11
C	0.1889	529.38
D	0.1889	529.38
E	0.0900	1111.11
F	0.0900	1111.11

Cálculo del centro de torsión.

MARCO	Kx	Ky	X	Y	K X	K Y
1	1058.76	-	30.00	-	31762.80	-
2	1058.76	-	20.00	-	21175.20	-
3	1538.46	-	10.00	-	15384.60	-
4	1538.46	-	0.00	-	0.00	-
A	-	1111.11	-	0.00	-	0.00
B	-	1111.11	-	10.00	-	11111.10
C	-	529.38	-	20.00	-	10587.60
D	-	529.38	-	30.00	-	15881.40
E	-	1111.11	-	40.00	-	44444.40
F	-	1111.11	-	50.00	-	55555.50
: 5194.44		: 5503.20			: 68322.60	: 137580.00

Xt ==> 25.00
Yt ==> 13.15

CENTRO DE TORSION



PLANTA

Cálculo de las fuerzas sísmicas.

- Sismo en X:

$$\text{SUM } K = 5,194.44 \text{ T/m} = 5'194,440 \text{ Kg/m}$$

$$K = (5'194,440) (9.81) = 50'957,456.40 \text{ N/m}$$

$$m = 798,272 \text{ Kg}$$

$$w = (K/m)^{0.5} = (50957456.40/798272)^{0.5}$$

$$w = 7.99 \text{ /seg}$$

$$T = 2 \pi / w = 2 \pi / 7.99 = 0.79 \text{ seg} > T_a = 0.6 \text{ (Zona III)}$$
$$< T_b = 3.9$$

por lo tanto

$$a = C = 0.60$$

$$Q' = Q = 2.00$$

por reglamento:

$$Q' = (0.80) (2.00) = 1.60$$

por último

$$\frac{a}{Q'} = \frac{0.60}{1.60} = 0.37$$

$$F = m a = (798,27) (0.37) = 294.85 \text{ Tons}$$

- Sismo en Y:

$$\text{SUM } K = 5,503.20 \text{ T/m} = 5'503,200 \text{ Kg/m}$$

$$K = (5'503,200) (9.81) = 53'986,392 \text{ N/m}$$

$$m = 798.272 \text{ Kg}$$

$$w = (K/m)^{0.5} = (53986392/798272)^{0.5}$$

$$w = 8.22 \text{ /seg}$$

$$T = 2 \pi / w = 2 \pi / 8.22 = 0.76 \text{ seg} > T_a = 0.6 \text{ (Zona III)}$$
$$< T_b = 3.9$$

por lo tanto

$$a = C = 0.60$$

$$Q' = Q = 2.00$$

por reglamento:

$$Q' = (0.80) (2.00) = 1.60$$

por último

$$\frac{a}{Q'} = \frac{0.60}{1.60} = 0.37$$

$$F = m a = (798.27) (0.37) = 294.85 \text{ Tons}$$

Calculo de los momentos sísmicos (efecto torsión)

EJE	V	es	b	EXCENTRICIDADES e1=1.5eH0.1b	DE DISEÑO e2=es-0.1b	MOMENT. EJE DE TORSION M1=ol V	EJE DE TORSION M2=ol V
1	244.27	1.48	30.00	5.25	-1.52	1539.12	-443.17
2	244.27	0.00	30.00	5.00	-5.00	1474.25	-1744.25

EJE	Ix	Y	Ix Y	Vx	Kx Vx	Kx Vx ²	EFECTO Vx		Vx + 0.3Vj	Vx + 0.3Vj		
							DIRECTO	TORSION			TOTAL	TORSION
1	1534.46	0.00	0.00	-13.15	-30230.75	26604.35	87.33	3.56	90.89	94.40	31.1	
2	1534.46	10.00	15344.60	-3.15	-4946.15	15265.37	87.33	0.65	88.18	2.81	69.02	21.1
3	1099.77	20.00	21195.74	6.65	7232.71	47891.07	60.10	4.39	64.48	-4.20	63.22	15.1
4	1099.77	30.00	31792.10	16.05	17540.11	300205.79	60.10	10.78	70.68	-10.53	67.78	11.1
SUM	5194.47		50023.20			631506.58						

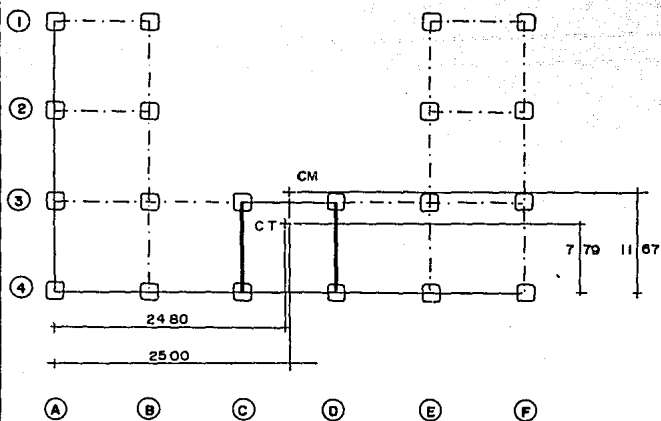
SUM R = 254694.58

128

EJE	Iy	X	Iy X	Vx	Vy Vx	Vy Vx ²	EFECTO Vy		Vy + 0.3Vj	Vy + 0.3Vj		
							DIRECTO	TORSION			TOTAL	TORSION
1	1111.11	0.00	0.00	-5.00	-27777.75	59440.36	59.53	16.08	75.61	16.79	80.65	31.1
2	1111.11	10.00	11111.10	-15.00	-16666.50	24999.00	59.53	9.65	69.18	10.07	77.00	31.1
3	529.34	20.00	10587.00	-5.00	-2646.50	13294.50	20.36	1.59	29.90	1.60	30.39	10.1
4	529.34	30.00	15880.20	5.00	2646.50	13294.50	20.36	1.59	29.90	-0.47	29.76	11.1
5	1111.11	40.00	44444.40	15.00	16666.50	24999.00	70.33	9.65	69.18	-2.33	66.70	17.1
6	1111.11	50.00	55555.50	25.00	27777.75	59440.36	59.53	16.08	75.61	-4.69	74.14	17.1
SUM	5203.20		137060.00			191536.00						

SOLUCION 2 (a)

CENTRO DE TORSION



PLANTA

Cálculo de las rigideces de los marcos.

$$K = \frac{100 \text{ Tons}}{dx}$$

MARCO EJE	DESPLAZAMIENTO dx (m)	RIGIDEZ K (T/m)
1	0.0945	1058.76
2	0.0945	1058.76
3	0.0424	2358.49
4	0.0187	5347.59
A	0.0223	4484.31
B	0.0900	1111.11
C	0.0005	210084.03
D	0.0005	210084.03
E	0.0900	1111.11
F	0.0900	1111.11

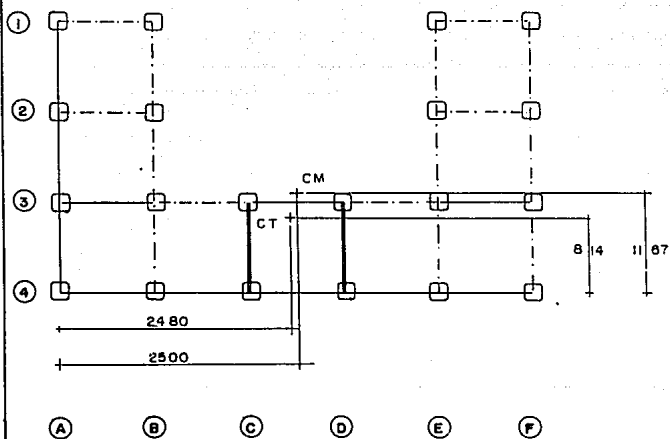
Cálculo del centro de torsión.

MAR	Kx	Ky	X	Y	K X	K Y
1	1058.76	-	30.00	-	31762.80	-
2	1058.76	-	20.00	-	21175.20	-
3	2358.49	-	10.00	-	23584.90	-
4	5347.59	-	0.00	-	0.00	-
A	-	4484.31	-	0.00	-	0.00
B	-	1111.11	-	10.00	-	11111.10
C	-	210084.03	-	20.00	-	4201680.60
D	-	210084.03	-	30.00	-	6302520.90
E	-	1111.11	-	40.00	-	44444.40
F	-	1111.11	-	50.00	-	55555.50
Σ			9823.80	1427965.70	76522.90	10615312.50

Xt ==> 24.80
Yt ==> 7.79

SOLUCION 2 (b)

CENTRO DE TORSION



PLANTA

Cálculo de las rigideces de los marcos.

$$K = \frac{100 \text{ Tons}}{dx}$$

MARCO EJE	DESPLAZAMIENTO dx(m)	RIGIDEZ K(T/m)
1	0.0945	1058.76
2	0.0945	1058.76
3	0.0237	4219.41
4	0.0187	5347.59
A	0.0223	4484.31
B	0.0900	1111.11
C	0.0005	210084.03
D	0.0005	210084.03
E	0.0900	1111.11
F	0.0900	1111.11

Cálculo del centro de torsión.

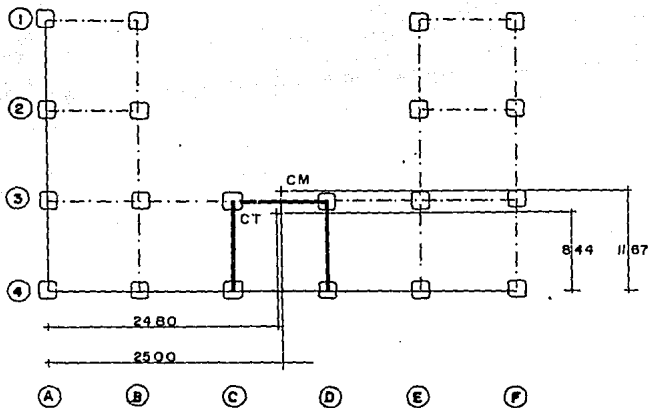
MAR	Kx	Ky	X	Y	K X	K Y
1	1058.76	-	30.00	-	31762.80	-
2	1058.76	-	20.00	-	21175.20	-
3	4219.41	-	10.00	-	42194.10	-
4	5347.59	-	0.00	-	0.00	-
A	-	4484.31	-	0.00	-	0.00
B	-	1111.11	-	10.00	-	11111.10
C	-	210084.03	-	20.00	-	4201680.60
D	-	210084.03	-	30.00	-	6302520.90
E	-	1111.11	-	40.00	-	44444.40
F	-	1111.11	-	50.00	-	55555.50
11684.52		1427985.70			95132.10	110615312.50

Xt ==> 24.80

Yt ==> 8.14

SOLUCION 2 (c)

CENTRO DE TORSION



PLANTA

Cálculo de las rigideces de los marcos.

$$K = \frac{100 \text{ Tons}}{d_{xx}}$$

MARCO EJE	DESPLAZAMIENTO d _{xx} (m)	RIGIDEZ K (T/m)
1	0.0945	1058.76
2	0.0945	1058.76
3	0.0154	6493.51
4	0.0187	5347.59
A	0.0223	4484.31
B	0.0900	1111.11
C	0.0005	210084.03
D	0.0005	210084.03
E	0.0900	1111.11
F	0.0900	1111.11

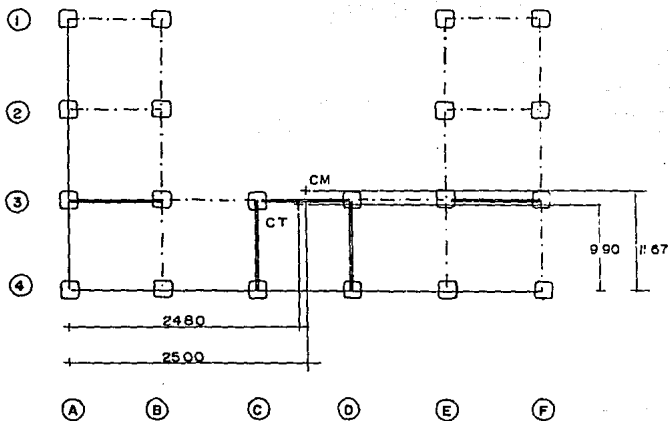
Cálculo del centro de torsión.

MARCO	K _x	K _y	X	Y	K X	K Y
1	1058.76	-	30.00	-	31762.80	-
2	1058.76	-	20.00	-	21175.20	-
3	6493.51	-	10.00	-	64935.10	-
4	5347.59	-	0.00	-	0.00	-
A	-	4484.31	-	0.00	-	0.00
B	-	1111.11	-	10.00	-	11111.10
C	-	210084.03	-	20.00	-	4201680.60
D	-	210084.03	-	30.00	-	6302520.90
E	-	1111.11	-	40.00	-	44444.40
F	-	1111.11	-	50.00	-	55555.50
					113958.62	1427985.70
					1117873.10	110615312.50

Xt ==>> 24.80
Yt ==>> 8.44

SOLUCION 2 (d)

CENTRO DE TORSION



PLANTA

Cálculo de las rigideces de los marcos.

$$K = \frac{100 \text{ Tons}}{dx}$$

MARCO EJE	DESPLAZAMIENTO dx (m)	RIGIDEZ K (T/m)
1	0.0945	1058.76
2	0.0945	1058.76
3	0.0005	210526.36
4	0.0187	5347.59
A	0.0223	4484.31
B	0.0900	1111.11
C	0.0005	210084.03
D	0.0005	210084.03
E	0.0900	1111.11
F	0.0900	1111.11

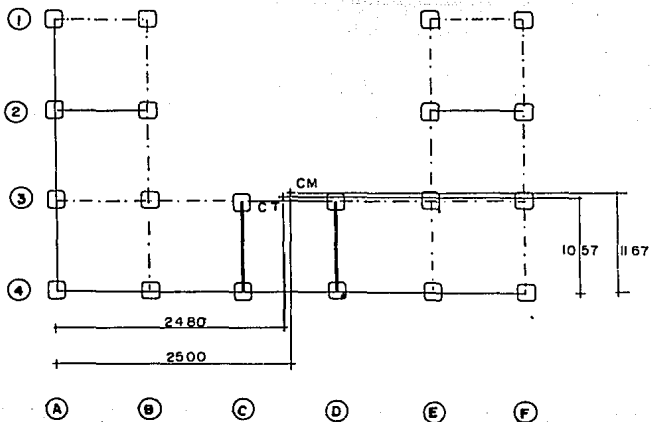
Cálculo del centro de torsión.

MAR	Kx	Ky	X	Y	K X	K Y
1	1058.76	-	30.00	-	31762.80	-
2	1058.76	-	20.00	-	21175.20	-
3	210526.36	-	10.00	-	2105263.60	-
4	5347.59	-	0.00	-	0.00	-
A	-	4484.31	-	0.00	-	0.00
B	-	1111.11	-	10.00	-	11111.10
C	-	210084.03	-	20.00	-	4201680.60
D	-	210084.03	-	30.00	-	6302520.90
E	-	1111.11	-	40.00	-	44444.40
F	-	1111.11	-	50.00	-	55555.50
1217991.47 1427985.70			12158201.60 110615312.50			

Xt ==>> 24.80
Yt ==>> 9.90

SOLUCION 2 (*)

CENTRO DE TORSION



PLANTA

Cálculo de las rigideces de los marcos.

$$K = \frac{100 \text{ Tons}}{dx}$$

MARCO EJE	DESPLAZAMIENTO dx (m)	RIGIDEZ K (T/m)
1	0.0945	1058.76
2	0.0253	3952.58
3	0.0424	2358.49
4	0.0187	5347.59
A	0.0223	4484.31
B	0.0900	1111.11
C	0.0005	210084.03
D	0.0005	210084.03
E	0.0900	1111.11
F	0.0900	1111.11

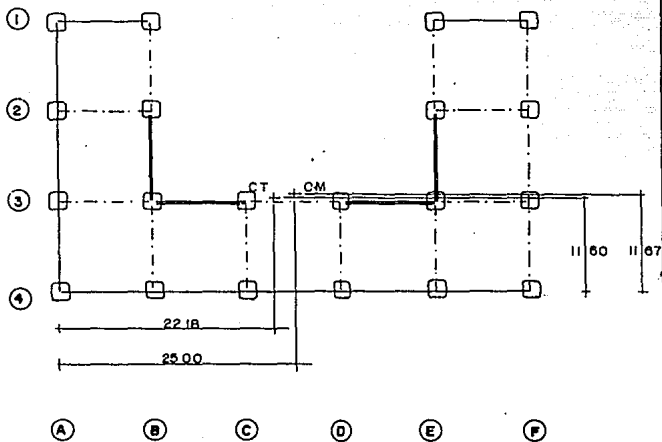
Cálculo del centro de torsión.

MAR	Kx	Ky	X	Y	K X	K Y
1	1058.76	-	30.00	-	31762.80	-
2	3952.58	-	20.00	-	79051.60	-
3	2358.49	-	10.00	-	23584.90	-
4	5347.59	-	0.00	-	0.00	-
A	-	4484.31	-	0.00	-	0.00
B	-	1111.11	-	10.00	-	11111.10
C	-	210084.03	-	20.00	-	4201680.60
D	-	210084.03	-	30.00	-	6302520.90
E	-	1111.11	-	40.00	-	44444.40
F	-	1111.11	-	50.00	-	55555.50
112717.42		1427985.70		1134399.30		110615312.50

Xt ==>> 24.80
Yt ==>> 10.57

SOLUCION 2 (f)

CENTRO DE TORSION



PLANTA

Cálculo de las rigideces de los marcos.

$$K = \frac{100 \text{ Tons}}{dx}$$

MARCO EJE	DESPLAZAMIENTO dx (m)	RIGIDEZ K (T/m)
1	0.0253	3952.58
2	0.0945	1058.76
3	0.0082	12195.12
4	0.0187	5347.59
A	0.0223	4484.31
B	0.0086	11627.91
C	0.1889	529.38
D	0.1889	529.38
E	0.0086	11627.91
F	0.0900	1111.11

Cálculo del centro de torsión.

MAR	Kx	Ky	X	Y	K X	K Y
1	3952.58	-	30.00	-	118577.40	-
2	1058.76	-	20.00	-	21175.20	-
3	12195.91	-	10.00	-	121959.10	-
4	5347.59	-	0.00	-	0.00	-
A	-	4484.31	-	0.00	-	0.00
B	-	11627.91	-	10.00	-	116279.10
C	-	529.38	-	20.00	-	10567.60
D	-	529.38	-	30.00	-	15881.40
E	-	11627.91	-	40.00	-	465116.40
F	-	1111.11	-	50.00	-	55555.50
22554.84		29910.00			261711.70	663420.00

Xt ==>> 22.18
Yt ==>> 11.60

Cálculo de las fuerzas sísmicas.

- Sismo en X:

$$\text{SUM } K = 22.554.05 \text{ T/m} = 22'554,050 \text{ Kg/m}$$

$$K = (22'554,050)(9.81) = 221'255,230.50 \text{ N/m}$$

$$m = 798.272 \text{ Kg}$$

$$w = (K/m)^{0.5} = (221255230.50/798272)^{0.5}$$

$$w = 16.65 \text{ /seg}$$

$$T = 2 \pi / w = 2 \pi / 16.65 = 0.38 \text{ seg} < T_a = 0.60 \quad (\text{Zona III})$$

$$a = (1 + 3T/T_a)(C/4) = (1 + 3 \times 0.38/0.6)(0.6/4) = 0.43$$

$$Q' = 1 + (T/T_a * Q - 1) = 1 + (0.38/0.6 * 2 - 1) = 1.63$$

por reglamento:

$$Q' = 0.8(1.63) = 1.31$$

por último

$$\frac{a}{Q'} = \frac{0.43}{1.31} = 0.33$$

$$F = m a = (798.27)(0.33) = 262.70 \text{ Tons}$$

- Sismo en Y:

$$\text{SUM K} = 29,910.00 \text{ T/m} = 29'910,000 \text{ Kg/m}$$

$$K = (29'910,000) (9.81) = 293'417,100,00 \text{ N/m}$$

$$m = 798,272 \text{ Kg}$$

$$w = (K/m)^{0.5} = (293417100/798272)^{0.5}$$

$$w = 19.17 \text{ /seg}$$

$$T = 2 \pi / w = 2 \pi / 19.17 = 0.33 \text{ seg} < T_a = 0.60 \quad (\text{Zona III})$$

$$a = (1 + 3T/T_a) (C/4) = (1 + 3 \times 0.33/0.6) (0.6/4) = 0.40$$

$$Q' = 1 + (T/T_a * Q - 1) = 1 + (0.33/0.6 * 2 - 1) = 1.55$$

por reglamento:

$$Q' = 0.8(1.55) = 1.24$$

por último

$$\frac{a}{Q'} = \frac{0.40}{1.24} = 0.32$$

$$F = m a = (798.27) (0.32) = 257.51 \text{ Tons}$$

Cálculo de los momentos sísmicos (respecto torsión)

LINEA	V	es	b	IDENTIFICACIONES e1=1,5x+0,1b	DE DISEÑO e2=es-0,1b	MOMENT. EJE DE TORSION M1=el V	EJE DE TORSION M2=e2 V
1	252,00	0,07	3,00	3,11	-2,93	815,68	-763,71
2	257,51	2,82	3,00	6,23	-2,18	2376,82	-961,37

LINEA	Kx	Y	Kx Y	X	Kx X	Kx X ²	DIRECTO	EFFECTO Vx TORSION	TOTAL	EFFECTO Vy TORSION	Vx + 0,3Vy	Vy + 0,3Vx
1	3542,59	0,00	0,00	-11,80	-6332,04	717571,71	62,29	4,58	66,86	14,13	71,10	34,1
2	12195,12	10,00	121951,20	-1,80	-19512,19	31219,51	142,04	1,44	143,48	-4,44	144,82	47,4
3	1070,74	20,00	21414,80	8,40	8993,64	7008,22	12,38	0,70	13,08	-0,48	12,60	30,4
4	362,50	30,00	10875,00	18,40	7227,47	133185,46	4,04	5,68	51,72	-3,91	50,81	11,4
SUM	12254,00		261704,40			2163084,92						
SUM R =							10493066,54					

LINEA	Ky	X	Ky X	X	Ky X	Ky X ²	DIRECTO	EFFECTO Vy TORSION	TOTAL	EFFECTO Vx TORSION	Vy + 0,3Vx	Vx + 0,3Vy
1	1144,31	0,00	0,00	-22,18	-9942,00	220067,07	38,61	5,35	43,96	7,77	-6,29	20,4
2	11627,91	10,00	116279,10	-12,18	-141627,94	172303,36	100,11	7,62	107,73	11,07	111,05	48,4
3	529,31	20,00	10586,20	-2,70	-1429,33	369,18	4,55	0,03	4,63	0,11	4,57	1,4
4	529,31	30,00	15879,30	7,30	3944,37	23210,66	4,56	0,80	5,44	-0,23	5,35	1,4
5	11627,91	40,00	465116,40	17,30	201162,94	349117,18	100,11	45,82	145,93	-14,64	141,40	20,4
6	1111,11	50,00	55555,50	27,30	30330,30	633399,17	9,57	6,91	16,48	-2,24	15,00	1,4
SUM	12254,00		666410,10			8271381,62						

3. Comparación.

Estructuración Primaria:

MARCO	$V_x+0.3V_y$	$V_y+0.3V_x$	MARCO	$V_y+0.3V_x$	$V_x+0.3V_y$
1X	194.50	107.86	1Y	183.98	95.36
2X	53.08	16.98	2Y	39.99	15.53
3X	44.25	17.02	3Y	20.83	6.41
4X	51.97	22.36	4Y	28.05	8.94
			5Y	74.01	24.07
			6Y	89.16	29.37

Estructuración Propuesta: (Solución 1).

MARCO	$V_x+0.3V_y$	$V_y+0.3V_x$	MARCO	$V_y+0.3V_x$	$V_x+0.3V_y$
1X	94.40	38.98	1Y	80.65	39.47
2X	82.02	29.26	2Y	72.20	30.83
3X	63.22	15.15	3Y	30.38	10.57
4X	67.78	10.94	4Y	29.76	8.50
			5Y	68.30	17.82
			6Y	74.14	17.79

Estructuración Propuesta: (Solución 2).

MARCO	$V_x+0.3V_y$	$V_y+0.3V_x$	MARCO	$V_y+0.3V_x$	$V_x+0.3V_y$
1X	71.10	34.19	1Y	46.29	20.96
2X	144.82	47.49	2Y	111.05	43.39
3X	12.88	3.43	3Y	4.67	1.50
4Y	50.55	11.60	4Y	5.35	1.35
			5Y	141.48	28.94
			6Y	15.80	2.71

CAPITULO V

COMPORTAMIENTO ROTACIONAL DE
EDIFICIOS CON PLANTA ALARGADA.

5171

CAPITULO V

COMPORTAMIENTO ROTACIONAL DE EDIFICIOS CON PLANTA ALARGADA

En este caso a diferencia de los capítulos anteriores, no se trata de encontrar una estructuración óptima para reducir las excentricidades y por lo tanto los efectos sísmicos, sino más bien se trata de establecer una comparación entre diferentes edificios alargando la planta cada vez más en cada uno de ellos.

Para realizar este análisis se estudiaron edificios con 4, 5, 6 y 7 claros. La rigidez de los marcos que los componen, así como sus longitudes fueron definidas con literales, ya que lo que interesa en este capítulo es observar como aumentan o disminuyen las fuerzas sísmicas conforme se va alargando la planta cada vez más.

También cabe señalar que los edificios se consideraron simétricos en cuanto a rigideces y cargas, forzando a que no hubiera excentricidades para establecer únicamente que tanto aumentan los momentos torsionantes al irse alargando la planta.

En este tipo de edificios debe considerarse el tener una losa rígida (de gran peralte), ya que de otra manera esta ya no trabajaría como diafragma y aumentaría las posibilidades de excentricidad en la distribución de rigideces.

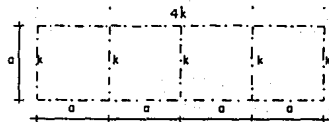
Los edificios en estudio se presentan a continuación en la figura presentada en la siguiente página.

Cabe hacer notar que los resultados obtenidos de las tablas siguientes están en función de variables, tal es el caso de las excentricidades de diseño, momentos, cortantes directos y de torsión; ya que los datos iniciales también se manejan como variables multiplicadas por un factor de proporción.

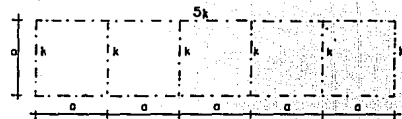
Al final se muestra un esquema comparativo en el que las fuerzas sísmicas obtenidas de las tablas se tomaron con un 25% extra para considerar que al alargarse la planta el edificio aumentará por consiguiente su peso.

PLANTAS.

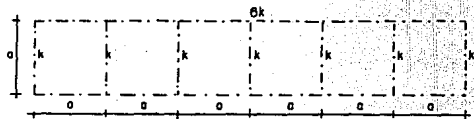
EDIFICIO 1



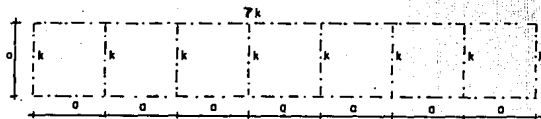
EDIFICIO 2



EDIFICIO 3



EDIFICIO 4



Cálculo de los momentos sísmicos (efecto torsión)
Edificio Tipo 1

ETIQUETA	V	v _o	b	ECCENTRICIDADES e ₁ =1.5e _o +0.1b	DE DISEÑO e ₂ =e _o -0.1b	INERTIA EJE X MI=I _x V	INERTIA EJE Y MI=I _y V
1	0.33	0.00	1.00	0.10	-0.10	0.05	-0.05
2	1.00	0.00	1.00	0.40	-0.40	0.40	-0.40

LE	X	Y	X ² Y	Vt	Kx Vt	Kx Vt ²	DIRECTO	EFECTO Vx TORSION	TOTAL	EFECTO Vy TORSION	Vx + 0.3Vy	Vy + 0.3Vx
1	4.00	0.00	0.00	-0.50	-2.00	1.00	0.25	0.01	0.26	0.07	0.29	0.14
2	4.00	1.00	4.00	0.50	2.00	1.00	0.25	0.01	0.26	0.07	0.29	0.14
SUM	8.00	1.00	4.00			2.00						
SUM R =						12.00						

LE	Ky	X	Ky X	Vt	Vy Vt	Ky Vt ²	DIRECTO	EFECTO Vy TORSION	TOTAL	EFECTO Vx TORSION	Vy + 0.3Vx	Vx + 0.7Vy
1	1.00	0.00	0.00	-2.00	-2.00	4.00	0.20	0.07	0.27	0.01	0.27	0.09
2	1.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	1.00	0.20	0.03	0.23	0.00	0.23	0.07
3	1.00	2.00	2.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.20	0.05
4	1.00	3.00	3.00	1.00	1.00	1.00	0.20	0.03	0.23	0.00	0.23	0.07
5	1.00	4.00	4.00	2.00	2.00	4.00	0.20	0.07	0.27	0.01	0.27	0.09
SUM	5.00		10.00			10.00						

Cálculo de los momentos sísmicos (efecto torsión)
Edificio Tipo 2

DIRIGIDO	V	v_x	b	IDENTIFICACIONES $e_1=1.5v_x+1.1b$	TC. DISEÑO $e_2=e_1-0.1b$	MOMENT. EJE DE TORSION $M_1=e_1 V$	$M_2=e_2 V$
Y	0.50	0.00	1.00	0.10	-0.10	0.05	-0.05
X	1.00	0.10	5.00	0.50	-0.50	0.50	-0.50

EJE	I_x	Y	$I_x Y$	Y^2	$K_x Y^2$	$K_x Y^2/2$	DIRECTO	EFFECTO V_x TORSION	TOTAL	EFFECTO V_y TORSION	$V_x + 0.3V_y$	$V_y + 0.3V_x$
Y	5.00	0.00	0.00	-0.50	-2.50	1.25	0.25	0.01	0.26	0.06	0.29	0.14
X	5.00	1.00	5.00	11.50	2.50	1.25	0.25	0.01	0.26	0.06	0.38	0.14
SUM	10.00		5.00			2.50						

SUM R = 20.00

EJE	I_y	X	$I_y X$	X^2	$K_y X^2$	$K_y X^2/2$	DIRECTO	EFFECTO V_y TORSION	TOTAL	EFFECTO V_x TORSION	$V_y + 0.3V_x$	$V_x + 0.3V_y$
Y	1.00	0.00	0.00	-0.50	-2.50	1.25	0.17	0.06	0.23	0.01	0.29	0.09
X	1.00	1.00	1.00	-0.50	-2.50	1.25	0.17	0.04	0.20	0.01	0.21	0.09
Y	1.00	2.00	2.00	-0.50	-2.50	1.25	0.17	0.18	0.35	0.01	0.36	0.09
X	1.00	3.00	3.00	1.50	0.50	0.25	0.17	0.01	0.18	0.01	0.18	0.06
Y	1.00	4.00	4.00	1.50	0.50	0.25	0.17	0.04	0.20	0.01	0.21	0.06
X	1.00	5.00	5.00	2.50	2.50	1.25	0.17	0.06	0.23	0.01	0.29	0.06
SUM	6.00		15.00			17.50						

Cálculo de los centroides sísmicos (efecto torsión)
Edificio Tipo 3

ETIQUETA	X	Y	b	IG EMPÍRICAS w _i =1,5w _i h _i ³	IG DISEÑO w _i =w _i h _i ³	MOMENT. EJE DE TORSIÓN M _i =1 V	MOMENT. EJE DE TORSIÓN M _i =2 V
R	0,50	0,00	1,00	0,10	0,10	0,05	-0,05
Y	1,00	0,00	6,00	0,60	-0,60	0,60	-0,60

EJE	K _x	Y	K _x Y	Y ²	K _x Y ²	K _x Y ³	DIRECTO	EFFECTO V _x TORSION	TOTAL	EFFECTO V _y TORSION	V _x + 0,3V _y	V _y + 0,3V _x
R	6,00	0,00	0,00	-0,50	-3,00	1,50	0,25	.00	0,25	0,05	0,20	0,13
Y	6,00	1,00	6,00	0,50	3,00	1,50	0,25	.00	0,25	0,05	0,20	0,13
SUM	12,00		12,00						3,00			

SUM R = 31,00

EJE	K _y	X	K _y X	X ²	K _y X ²	K _y X ³	DIRECTO	EFFECTO V _y TORSION	TOTAL	EFFECTO V _x TORSION	V _y + 0,3V _x	V _x + 0,3V _y
R	1,00	0,00	0,00	-3,00	-3,00	9,00	0,14	0,05	0,30	.00	0,20	0,07
2	1,00	1,00	1,00	-2,00	-2,00	4,00	0,14	0,04	0,18	.00	0,18	0,05
3	1,00	2,00	2,00	-1,00	-1,00	1,00	0,14	0,02	0,16	.00	0,16	0,05
4	1,00	3,00	3,00	0,00	0,00	0,00	0,14	0,00	0,14	0,00	0,14	0,04
5	1,00	4,00	4,00	1,00	1,00	1,00	0,14	0,02	0,16	.00	0,16	0,05
6	1,00	5,00	5,00	2,00	2,00	4,00	0,14	0,04	0,18	.00	0,18	0,05
7	1,00	6,00	6,00	3,00	3,00	9,00	0,14	0,05	0,30	.00	0,30	0,07
SUM	7,00		21,00						20,01			

Tabla de los coeficientes mínimos respecto torsión
Edificio Tipo 4

ETIQUETA	X	Y	Z	RESUMEN DE COEFICIENTES REL. A LOS EJES X, Y, Z	COEFICIENTE REL. A LOS EJES X, Y, Z	INVENTARIO DE MASAS V	COEFICIENTE REL. A LOS EJES X, Y, Z
1	0.50	0.00	1.00	0.10	-0.10	0.05	-0.05
2	1.00	0.00	2.00	0.20	-0.20	0.10	-0.10

ETIQUETA	Lx	Ly	Lz	Xc	Yc	Zc	EX	EY	EZ	EFECTO DIRECTO	EFECTO Vx TORSION	TOTAL	EFECTO Vy TORSION	Vx + 0.3Vz	Vy + 0.3Vz
1	2.00	0.00	0.00	-0.50	-3.50	1.75	0.25	.00	0.25	0.25	.00	0.25	0.05	0.27	0.13
2	2.00	1.00	2.00	0.50	3.50	1.75	0.25	.00	0.25	0.25	.00	0.25	0.05	0.27	0.13
SUM	4.00	1.00	2.00						3.50						

SUM R = -6.50

151

ETIQUETA	Lx	Ly	Lz	Xc	Yc	Zc	EX	EY	EZ	EFECTO DIRECTO	EFECTO Vy TORSION	TOTAL	EFECTO Vx TORSION	Vy + 0.3Vz	Vx + 0.3Vy
1	1.00	0.00	0.00	-3.50	-3.50	12.25	0.13	0.05	0.18	0.13	0.05	0.18	.00	0.18	0.05
2	1.00	1.00	1.00	-2.50	-2.50	6.25	0.13	0.04	0.16	0.13	0.04	0.16	.00	0.16	0.05
3	1.00	2.00	2.00	-1.50	-1.50	2.25	0.13	0.02	0.15	0.13	0.02	0.15	.00	0.15	0.05
4	1.00	3.00	3.00	-0.50	-0.50	0.25	0.13	0.01	0.13	0.13	0.01	0.13	.00	0.13	0.04
5	1.00	4.00	4.00	0.50	0.50	-2.25	0.13	0.01	0.13	0.13	0.01	0.13	.00	0.13	0.04
6	1.00	5.00	5.00	1.50	1.50	-6.25	0.13	0.02	0.15	0.13	0.02	0.15	.00	0.15	0.05
7	1.00	6.00	6.00	2.50	2.50	-12.25	0.13	0.04	0.16	0.13	0.04	0.16	.00	0.16	0.05
8	1.00	7.00	7.00	3.50	3.50	-12.25	0.13	0.05	0.18	0.13	0.05	0.18	.00	0.18	0.05
SUM	4.00	1.00	2.00						-6.00						

COMPARACION DE FUERZAS SISMICAS.

DIRECTO
TORSION
TOTAL

--	--	--	--

10.20F	10.20F	10.20F
10.07F	10.03F	10
10.27F	10.23F	10.20F

DIRECTO
TORSION
TOTAL

--	--	--	--

10.21F	10.21F	10.21F
10.06F	10.04F	10.01F
10.27F	10.25F	10.22F

DIRECTO
TORSION
TOTAL

--	--	--	--

10.21F	10.21F	10.21F	10.21F
10.09F	10.06F	10.03F	10
10.30F	10.27F	10.24F	10.21F

DIRECTO
TORSION
TOTAL

--	--	--	--

10.23F	10.23F	10.23F	10.23F
10.09F	10.07F	10.04F	10.02F
10.32F	10.30F	10.27F	10.25F

C O N C L U S I O N E S .

CONCLUSIONES.

Cabe mencionar antes que nada, que los edificios con una planta irregular presentan muchos problemas para analizarlos y poder predecir su comportamiento ante los efectos de un sismo. además de los ya mencionados con anterioridad a lo largo de este trabajo, como son: la distribución asimétrica de rigideces en la estructura debido a la existencia de muros de colindancia o cuerpos de escaleras y elevadores que son los elementos que suelen causar los mayores problemas debido a su alta rigidez y a la dificultad de colocarlos en el lugar mas conveniente, lo que trae como consecuencia que se presenten excentricidades considerables en ambas direcciones lo que hace que aumente el efecto sísmico. En este tipo de estructuras lo mas conveniente es dejar juntas constructivas para dividir a la estructura en varios cuerpos que presenten una forma de planta mas regular.

Este trabajo se realizó para considerar edificios en donde por proyecto o por cualquier otra causa no es posible dejar dichas juntas constructivas:

Se analizó un edificio con muros de colindancia ligados a la estructura obteniendo las fuerzas sísmicas, posteriormente se efectuaron comparaciones con el análisis del mismo edificio, pero con los muros de colindancia desligados de la estructura, y con muros colocados en el lugar conveniente del lado opuesto a la colindancia. Cabe mencionar el gran aporte de los muros hacia los marcos en cuanto a rigidez se refiere, ya que tiende a mover de manera muy considerable el centro de rigideces o de torsión hacia ellos.

En resumen se estudiaron tres casos en los capítulos 3 y 4 para cada tipo de edificio:

1. Edificio con los muros de colindancia ligados a la estructura. Para observar que tan grandes son las excentricidades y la magnitud de los cortantes sísmicos en cada marco. (Problema a solucionar)

2. Edificio con los muros de colindancia desligados de la estructura. (Solución 1).

3. Edificio con los muros de colindancia ligados a la estructura y con muros de concreto o tabique, según convenga, ligados también a la estructura y colocados en el lugar adecuado en el lado opuesto a las colindancias. (Solución 2). Aquí no se puede poner muro en la totalidad del lado opuesto a la colindancia ya que de ser así se taparía toda la fachada del edificio.

Edificio con Planta Trapezoidal:

En este tipo de edificio se puede observar que la solución 2 reduce casi al mínimo las excentricidades y además también se reduce de gran manera los cortantes sísmicos en todos los marcos exceptuando aquellos donde se colocaron los muros de concreto tomando dichos marcos la mayor parte del efecto sísmico debido a su alta rigidez, pero habría que garantizar que dichos marcos fueran lo suficientemente rígidos para soportar tal carga. Además tiene el inconveniente de que se crea un cuarto cerrado en el centro de la estructura que sólo sería de utilidad si se utiliza como cubo de elevadores, ya que de otra manera solo crearía asimetría en cuanto a la estructuración además de que estorbaría.

La solución 1 presenta excentricidades también mínimas pero tiene la diferencia de que, si bien no se reducen tanto los cortantes sísmicos, si se distribuyen de una manera más uniforme entre todos los marcos de la estructura, teniendo una respuesta sísmica mas favorable que la solución 2.

Edificios con Planta en L:

Aquí la solución 1 presenta las excentricidades más pequeñas, además de que como ya se menciono anteriormente presenta una distribución más uniforme de los cortantes, reduciendo en gran medida el cortante que afecta a los marcos donde se tiene el muro de colindancia, ya que al desligar estos se distribuyen mejor las rigideces.

La solución 2c, también reduce bastante las excentricidades, pero, como en el caso anterior, se presenta un cuarto cerrado. Las soluciones 2d y 2e se pueden tomar como buenas ya que además de reducir las excentricidades (no tanto como la solución 1) también presenta una distribución uniforme de cortantes entre todos los marcos de la estructura, aunque sus cortantes se reducen un poco menos en los marcos de las orillas, se reducen más en los marcos centrales. Probablemente si se optase por la solución 2d la distribución de cortante no sería tan uniforme ya que el muro de concreto hace que aumente de manera muy grande la rigidez del marco y este tomaría la mayor parte del cortante; el que sea un marco muy rígido no es garantía de que sea resistente.

Edificios con Planta en U:

En este caso al igual que en los anteriores, la solución 1 resulta la mejor, puesto que sus excentricidades son más pequeñas que las de la solución 2, además de que se distribuyen mejor los cortantes entre todos los marcos; ya que en la solución 2 los marcos con muros de concreto toman la mayor parte del cortante sísmico, aunque si esta solución se hubiese hecho con muros de tabique probablemente la distribución de cortante hubiese sido más uniforme.

Hay que hacer notar también en lo dicho anteriormente que es de suma importancia considerar un factor de riesgo sísmico Q bajo para evitar que unos muros fallen antes que otros, ya que esto provocaría que el centro de torsión se recorriera súbitamente hacia los muros que no han fallado provocando nuevamente las excentricidades. Esto si se opta por las soluciones 2.

En caso que se opte por las soluciones 1 es de primordial importancia que se garantice a la hora de construir el que los muros estén perfectamente desligados para evitar que estos interactuen con la estructura ante movimientos sísmicos, cosa que no se consideró en el análisis. Existen para este propósito muy diversos procedimientos; así como dejar muy claro en cada uno de los planos estructurales la separación necesaria y el material a emplear en la unión (materiales deformables). También es conveniente asegurarse de que los muros tengan suficiente resistencia al volteo, pues en el momento de desligarlos de la estructura tienden a ser vulnerables ante esta situación.

Edificio con Planta Alargada:

De este estudio se obtiene que entre más alargada sea la planta del edificio el efecto sísmico se va distribuyendo entre un mayor número de marcos y como los cortantes están en función de la suma de rigideces de los marcos, entre más marcos tenga el edificio el cortante que le toca a cada marco va disminuyendo. Lo mismo sucede con el efecto de torsión.

Pero conforme se va alargando la planta del edificio, también aumenta su peso y si lo consideramos en este estudio se puede concluir que entre más alargada sea la planta de un edificio sus cortantes sísmicos aumentan en la medida que indican los factores calculados.

En este estudio es necesario tener una losa de rigidez infinita (gran peralte) ya que en edificios alargados la losa ya no se comporta como cuerpo rígido y no actúa como diafragma.

BIBLIOGRAFIAS

1. Bazán Z. Enrique, Melli P. Roberto. "Manual de Diseño Sísmico de Edificios.", Ed. Limusa. 1a Edición. México 1985.
2. Melli P. Roberto. "Diseño Estructural", Ed. Limusa. 1a Edición. México 1985. Capítulo 6.
3. Park R., Paulay T. "Estructuras de Concreto Reforzado", Ed. Limusa. México 1978. Capítulos 2 y 11.
4. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo". Departamento de D.F. Gaceta Oficial. 5 de Nov. de 1967.
5. "Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos". Editor: Emilio Rosenblueth. IMCYC. México 1982.