

74
200



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

**PROYECTO DE REESTRUCTURACION DEL EDIFICIO DEL REGISTRO
CIVIL CENTRAL DE LA CD. DE MEXICO PARA SU
ADECUACION AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES
PARA EL DISTRITO FEDERAL 1987**

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL**

P R E S E N T A

ARMANDO HERNANDEZ SAGAHON



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

MEXICO, D. F.

1991



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.

I N D I C E

CAPITULO I. INTRODUCCION : DESCRIPCION GENERAL DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE

| | |
|---|----|
| Introducción..... | 1 |
| Criterios generales para revisión y diseño estructural..... | 3 |
| Criterios generales para revisión y diseño por sismo..... | 5 |
| Descripción del sistema de análisis estructural..... | 8 |
| Descripción general de la estructura existente: análisis y resultados..... | 9 |
| Conclusiones..... | 23 |

CAPITULO II. ALTERNATIVA 1 DE REFORZAMIENTO : AMPLIACION DE COLUMNAS

| | |
|--------------------------|----|
| Análisis preliminar..... | 24 |
| Conclusiones..... | 33 |

CAPITULO III. ALTERNATIVA 2 DE REFORZAMIENTO : TRABES METALICAS EN SECCION COMPUESTA Y AMPLIACION DE COLUMNAS

| | |
|--------------------------|----|
| Análisis preliminar..... | 34 |
| Conclusiones..... | 39 |

CAPITULO IV. ALTERNATIVA 3 DE REFORZAMIENTO : MUROS DE CONCRETO EN DOS DIRECCIONES ORTOGONALES

| | |
|--------------------------|----|
| Análisis preliminar..... | 40 |
| Conclusiones..... | 45 |

**CAPITULO V. ALTERNATIVA 4 DE REFORZAMIENTO : CONTRAVIENTOS
DIAGONALES METALICOS EN DOS DIRECCIONES ORTOGO-
NALES**

| | |
|--------------------------|----|
| Análisis preliminar..... | 46 |
| Conclusiones..... | 59 |

CAPITULO VI. ANALISIS ENTRE LAS ALTERNATIVAS DE REFUERZO

| | |
|--------------------------|----|
| Análisis preliminar..... | 61 |
| Conclusiones..... | 66 |

CAPITULO VII. CONCLUSIONES

| | |
|-------------------|----|
| Conclusiones..... | 68 |
|-------------------|----|

BIBLIOGRAFIA.....72

**CAPITULO I. INTRODUCCION : DESCRIPCION GENERAL DE LA ESTRUCTURA
EXISTENTE**

I N T R O D U C C I O N

La seguridad estructural de un inmueble reviste una relevante importancia por la gran responsabilidad que confiere la protección de vidas humanas y bienes. Sin embargo, a través de su vida útil la estructura sufre daños en ella que pueden ser causados por efectos de acciones tales como el sismo, viento, hundimientos, peso propio de la construcción y de las cargas adicionales que actúen sobre ella, deterioro de los materiales con que se construyó, accidentes externos a la estructura, etc.

La sensación de seguridad de los usuarios es un factor prioritario durante la vida útil de un edificio. Es por esto, que debemos cuidar que los niveles de servicio se encuentren dentro de rangos aceptables, y evitar apariencias de la estructura que den una inseguridad acerca de ella, tales como deflexiones o fisuras que puedan originar lo anterior. Este es un objetivo primordial al dictaminar el grado de seguridad estructural y no sólo cumplir con los requisitos de resistencia, por lo que debemos equilibrar la satisfacción tanto del nivel de seguridad como el de servicio. Por lo anterior, cada cierto periodo de tiempo es necesario hacer una revisión de la estructura para así poder dictaminar su grado de estabilidad y seguridad estructural

para, de esta forma, poder saber si existen daños que puedan afectar la estabilidad de la construcción o parte de ella para, en su caso, realizar un proyecto de refuerzo.

Este trabajo escrito comprende el análisis del grado de seguridad de la estructura existente del Registro Civil Central de la ciudad de México, D.F., el cual conllevó a la necesidad de un proyecto de refuerzo estructural de la construcción, el que deberá calcularse para que la estructura alcance, cuando menos, los niveles de seguridad establecidos para las construcciones nuevas estipuladas en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal publicado en el Diario Oficial de la Federación el 3 de julio de 1987, así como sus Normas Técnicas Complementarias respectivas.

Una etapa importante en este proyecto estructural la constituye una inspección detallada de los elementos estructurales, en la cual se deben hacer calas retirando los acabados y recubrimientos que puedan ocultar daños estructurales, así como para verificar el armado especificado en los planos estructurales. Asimismo, es importante el análisis sobre las hipótesis hechas acerca de la participación de la estructura existente y la de refuerzo en la seguridad del edificio. Todo el proceso anterior se debe fundamentar en el dictamen del estado de la estructura dañada y en la eliminación de los orígenes de los daños que se hayan presentado.

CRITERIOS GENERALES DE REVISION Y DISEÑO ESTRUCTURAL

El sistema estructural del edificio se revisará y, en su caso, se diseñará su reforzamiento con los objetivos siguientes:

- Obtener la seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida útil.
- No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que correspondan a condiciones normales de operación.

Las fuerzas internas y las deformaciones producidas por las acciones, se determinarán mediante un análisis estructural que tomará en cuenta las propiedades de los materiales ante los tipos de carga que se vayan a considerar. La resistencia de un elemento estructural se puede definir como la magnitud de una acción, o de una combinación de acciones, que provocaría la aparición de un estado límite de falla de la estructura o cualesquiera de sus componentes. En general, la resistencia se expresará en términos de la fuerza interna, o combinación de fuerzas internas, que corresponden a la capacidad máxima de las secciones críticas de la estructura. A las fuerzas axiales y cortantes, así como los momentos de flexión y torsión que actúan en una sección de la estructura se les hará referencia como fuerzas internas.

El proceso de cálculo para la determinación de la resistencia de diseño y de los factores de resistencia correspondientes a los materiales y sistemas constructivos más comunes, se obtendrán de las Normas Técnicas Complementarias respectivas del Reglamento. La determinación de la resistencia de los elementos estructurales existentes, se llevará a cabo por medio de ensayos diseñados para simular, en modelos físicos de la estructura o de porciones de ella, el efecto de las combinaciones de acciones que deban considerarse de acuerdo con el Reglamento. De igual forma, se revisará que para las distintas combinaciones de acciones especificadas en el artículo 188 del Reglamento y para cualquier estado límite de falla posible, la resistencia de diseño sea mayor o igual al efecto de las acciones que intervengan en la combinación de cargas en estudio, multiplicado por los factores de carga correspondientes, según lo especificado en el artículo 194 del Reglamento.

Asimismo, se considerarán como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo. Para la evaluación de las cargas muertas se emplearán las dimensiones especificadas de los elementos constructivos y los pesos unitarios de los materiales. Similarmente, las cargas vivas que se considerarán serán las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las construcciones y que no tienen carácter permanente.

Para la aplicación de las cargas vivas unitarias se deberá tomar en consideración las siguientes disposiciones:

- La carga viva máxima se asignará para la revisión y diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como en la revisión y diseño estructural de la cimentación ante cargas gravitacionales.
- La carga viva instantánea se usará para revisión y diseño sísmico y por viento, y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área.
- La carga viva media se empleará en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas.

CRITERIOS GENERALES PARA REVISION Y DISEÑO POR SISMO

Dentro del proceso de revisión y diseño estructural, es relevante cumplir con las bases y requisitos generales mínimos para que la estructura tenga una seguridad adecuada ante los efectos de los movimientos telúricos.

La estructura se analizará bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno. Las deformaciones y fuerzas internas que resulten se combinarán entre sí como lo especifican las Normas Técnicas

Complementarias, y también se combinarán con los efectos de fuerzas gravitacionales que establece el Reglamento. En el proceso del análisis estructural se tendrá en cuenta la rigidez de todo elemento sea estructural o no, que sea significativa. Asimismo, se calcularán las fuerzas sísmicas, deformaciones y desplazamientos laterales de la estructura, incluyendo los giros por torsión y teniendo en consideración los efectos de flexión de sus elementos y, cuando éstos sean significativos, los de fuerza cortante, fuerza axial y torsión de los elementos, así como los efectos de segundo orden, entendidos éstos como los de las fuerzas gravitacionales actuando en la estructura deformada ante la acción tanto de dichas fuerzas como de las laterales. También se verificará que la estructura y su cimentación no alcancen ningún estado límite de falla o de servicio a que se refiere el Reglamento.

De acuerdo al Reglamento, el coeficiente sísmico que se tomará para el análisis estructural por sismo, es el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la construcción por efecto del sismo, entre el peso de ésta sobre dicho nivel. Con este fin, se tomará como base de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos; para calcular el peso total de la estructura se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas que se citaron anteriormente. Se comprobará que tanto la estructura como su cimentación resistan las fuerzas cortantes, momentos torsionantes de entrepiso y

momentos de volteo inducidos por sismo combinados con los que correspondan a otras sollicitaciones, y afectados del correspondiente factor de carga.

El artículo 209 del Reglamento establece que las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debidos a las fuerzas cortantes horizontales -calculadas con algunos de los métodos de análisis sísmico como lo son el método simplificado, el método estático o uno de los dinámicos que describen las Normas Técnicas Complementarias- no deben exceder estos desplazamientos a 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que los elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como los muros de mampostería, estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por las deformaciones de ésta. En tal caso, el límite en cuestión será de 0.012.

Se empleará para toda la estructura en la dirección de análisis, el valor del factor de comportamiento sísmico Q que corresponda a los diversos entrepisos de la estructura en dicha dirección, el cual se explicará posteriormente. Los desplazamientos se calcularán multiplicando por el factor de comportamiento sísmico los causados por las fuerzas sísmicas reducidas que resulten del análisis estructural sísmico.

DESCRIPCION DEL SISTEMA DE ANALISIS ESTRUCTURAL

Para efectuar el análisis estructural, se empleará un sistema de programación que considera al edificio como un conjunto de elementos resistentes ubicados en planos verticales ortogonales entre sí. En cada plano se modela un esqueleto plano o marco, formado por elementos viga prismáticos sujetos a cargas nodales y/o de elementos. En cada nivel se supone la existencia de elementos losa con rigidez suficiente para considerarse como diafragmas infinitamente rígidos en su plano.

ANALISIS ESTATICO. Se utiliza el Método de las Rigideces para plantear ecuaciones que satisfacen el equilibrio, compatibilidad de deformaciones y resistencia de materiales en cada uno de los marcos componentes.

ANALISIS DINAMICO. La determinación de fuerzas laterales debidas a la acción del sismo se calculan suponiendo válidas las hipótesis de edificios regulares como las propuestas por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Se considera el comportamiento dinámico, independiente a lo largo de dos ejes ortogonales (coincidentes con los ejes principales de la estructura analizada). Se acepta el planteamiento de un sistema de masas y resortes (rigidez lateral) estrechamente acoplado. Para la estimación de las rigideces de entrepiso se aprovecha la herramienta de análisis y resuelve el problema de deformación de entrepiso de cada marco sujeto a las cargas laterales propuestas

con un método como el simplificado del Reglamento. La rigidez del edificio en cada dirección se supone igual a la suma de las rigideces laterales de todos los marcos (o muros) de cada dirección. Se acepta el método de superposición modal y se obtienen cortantes de entrepiso (en cada dirección) a partir de una combinación lineal de modos de vibrar escalados por valores del espectro de respuesta proporcionado por el Reglamento. Los cortantes de entrepiso se distribuyen en los marcos resistentes considerando su rigidez lineal relativa y los efectos de excentricidad calculada mas excentricidad accidental (propuesta por el Reglamento).

DESCRIPCION GENERAL DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE: ANALISIS Y RESULTADOS

El Registro Civil Central de la ciudad de México se encuentra ubicado en las calles de Dr. Andrade No. 15, esquina con Arcos de Belén, entre las calles de Dr. Andrade y Dr. Vertiz, colonia de los Doctores, México, D.F.

Este edificio, desde su fundación hasta la fecha, ha sido destinado para los servicios que le confiere el Departamento del Distrito Federal. La estructura está dividida por una junta constructiva en dos cuerpos principales, los cuales para una mejor referencia nombraremos en adelante como Cuerpo A y

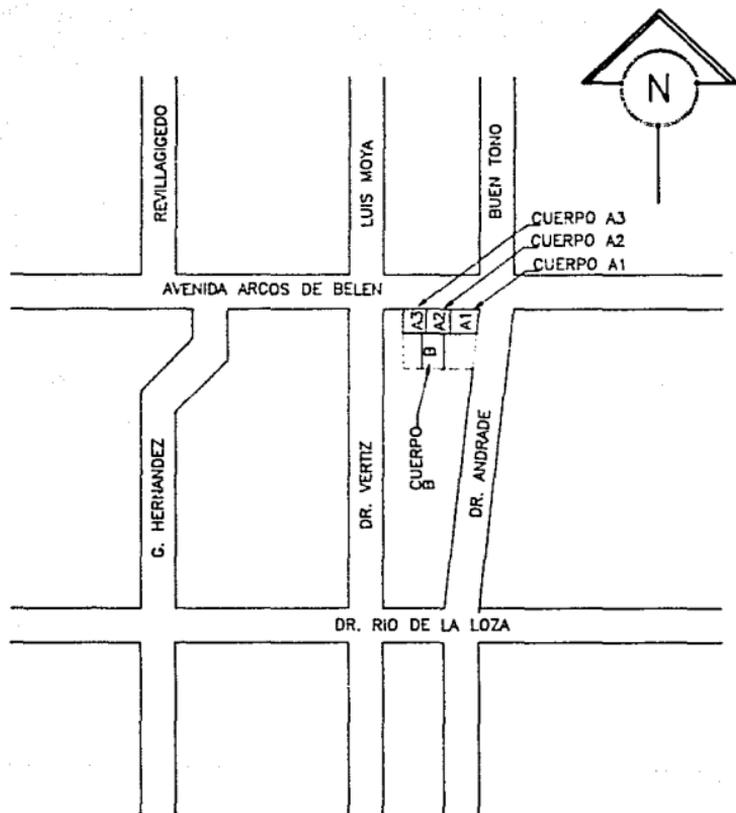
Cuerpo B. A su vez, el Cuerpo A se subdivide por juntas constructivas en tres cuerpos más, los cuales denominaremos como A1, A2 y A3.

El Cuerpo A está funcionando con servicios al público en general mediante oficinas administrativas, y el Cuerpo B está siendo empleado como bodega en donde se almacena toda la documentación que procesa esta institución, constituyendo un papel muy importante dado el valor de la información que alberga.

A continuación se esquematiza la ubicación del Registro Civil Central, en donde se indica además, las divisiones del edificio en los cuerpos anteriormente descritos.

El Registro Civil Central es propiedad del Departamento del Distrito Federal y empezó a construirse en el año de 1962 para concluir en 1964. En 1986 se realizó un reforzamiento de unas columnas que resultaron dañadas a consecuencia de los sismos registrados en la ciudad en septiembre de 1985.

El Departamento del Distrito Federal sólo cuenta con información contenida en planos estructurales de cimentación y de algunos elementos de la superestructura, así como parte del reforzamiento hecho posteriormente. Sin embargo, la información es muy incompleta para un total conocimiento acerca de la estructuración del inmueble, además de existir la posibilidad de



CROQUIS DE LOCALIZACION
DEL REGISTRO CIVIL CENTRAL

algún cambio en la estructuración del edificio, ya que estas modificaciones se suscitan debido a necesidades propias del uso al que se destina la construcción; estos cambios estructurales se hacen por lo general sin autorización por parte de la empresa que se encargó del diseño estructural, por lo que a través de la vida útil del inmueble se van originando modificaciones estructurales que podrían redundar en comportamientos estructurales diferentes al modelo con el que fue diseñado y construido el edificio.

Por lo anterior, es de relevante importancia el hacer un reconocimiento del estado actual de los elementos estructurales, por lo que se debe proceder a realizar un levantamiento geométrico de la estructura. El levantamiento geométrico estructural fue la primera etapa en el desarrollo de este proyecto; para esto se realizaron visitas al edificio con el fin de percatarse de variaciones con respecto a los planos originales del inmueble.

Se efectuó una serie de extracciones de corazones de concreto tanto en la losa reticular como en columnas representativas e importantes en el funcionamiento estructural. Estos corazones de concreto se analizaron posteriormente en ensayos diversos en laboratorio para conocer las propiedades mecánicas del concreto.

En adelante, se procederá a describir y analizar en forma particular cada uno de los edificios que conforman el Registro Civil Central para una mejor comprensión de la geometría y

distribución de sus elementos estructurales existentes de cada uno de ellos, así como todo el proceso de su análisis estructural cuyos resultados conllevaron a las conclusiones que se describirán al término de este proceso.

C U E R P O A 1

El Cuerpo A1 tiene dos niveles cuyo uso actual es de oficinas administrativas en la planta baja y en la alta. El área del predio es de 370 m², con una área construida de 630.8 m². La estructuración es a base de losas aligeradas con tubos de cartón comprimido apoyadas sobre columnas de concreto para, de este modo, formar marcos en las direcciones transversal y longitudinal.

El sistema de cimentación es a base de zapatas corridas en las direcciones transversal y longitudinal. Se realiza un regular mantenimiento y se puede calificar el estado de la cimentación como bueno, ya que no existen daños considerables apreciables y los hundimientos totales y diferenciales son mínimos.

Los datos concernientes al modelo estructural empleado se presentan en forma tabular, ya que de este modo se facilita la comprensión de la interrelación de dichos datos que guarda con el modelo, así como se hace más práctica la captura de datos en archivos informáticos para ser procesados en el sistema computarizado de análisis estructural.

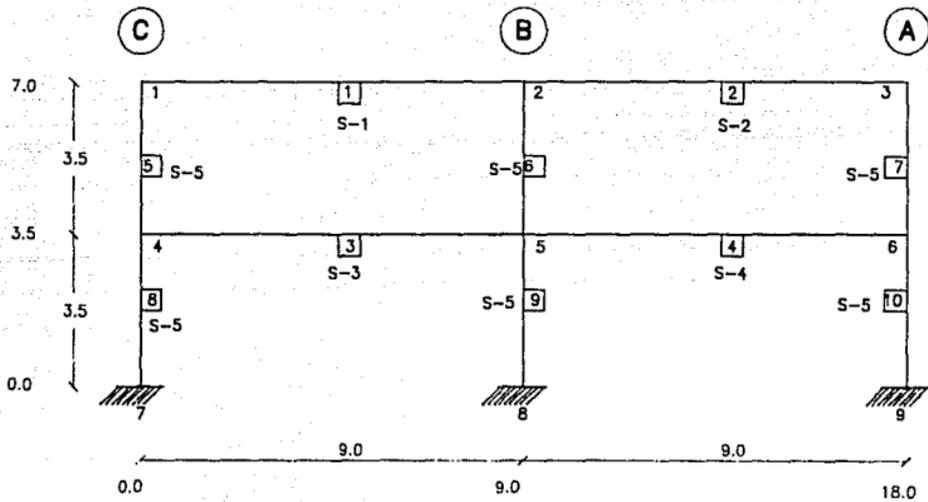
Las secciones de las trabes y columnas son las que se obtuvieron en el levantamiento geométrico. El módulo de elasticidad del concreto es el que se obtuvo a partir de la resistencia a la compresión ($f'c$), deducida de los ensayos a compresión de los corazones extraídos de los elementos estructurales.

Para fines del presente trabajo, sólo se mostrarán dos modelos, uno en la dirección longitudinal, la cual denominaremos como Dirección X, y otro en la dirección transversal, a la que nos referiremos como Dirección Y.

Para efectuar la revisión de los desplazamientos horizontales de la estructura existente, de acuerdo con el Reglamento, obtenemos los datos necesarios para realizar un análisis sísmico estático y así poder valuar dichos valores cinemáticos.

Se procesaron todos los modelos de los marcos en ambas direcciones, obteniéndose de esta forma las rigideces de entrepiso. Estos resultados se indican en las plantas del Cuerpo A1 que se presenta a continuación, en donde se indican las cotas entre ejes de columnas, centro de gravedad del nivel y su peso para análisis sísmico.

El coeficiente sísmico de base se tomó igual a 0.40, el cual corresponde a una estructura del grupo A ubicada en terreno tipo III. Este coeficiente se incrementó en un 50% como lo estipula el



CUERPO A1
MARCO EJE 2

CUERPO A1
ESTRUCTURA EXISTENTE
MARCO EJE 2

No. de nudos = 9

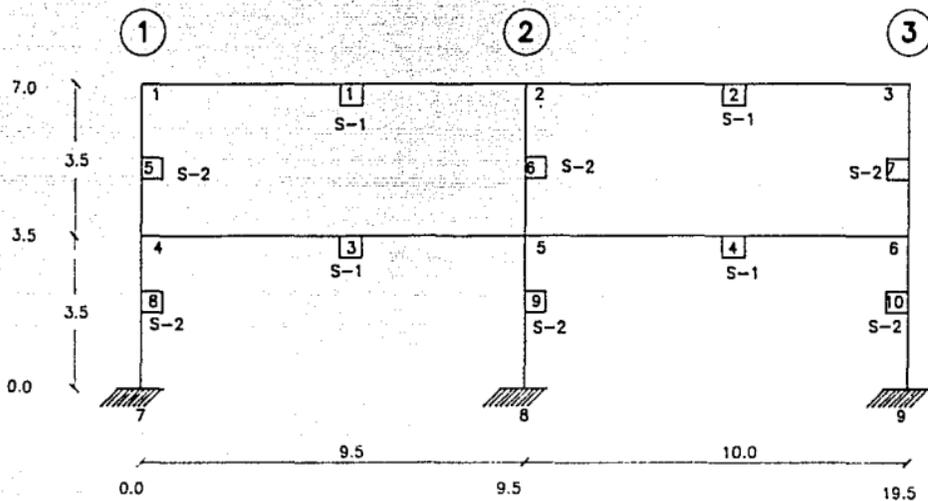
No. de barras = 10

Tabla de materiales

| No | Módulo de elasticidad (t/m ²) | Coefficiente de Poisson | Peso volumétrico (t/m ³) |
|----|--|----------------------------|---|
| 1 | 1'159,310 | 0.15 (Est. Exist.) | 2.40 |

Tabla de secciones

| No | Tipo | Ancho (cm) | Peralte (cm) | Espesor de alma (cm) | Espesor de patín (cm) |
|-----|-------------|---------------------------|-----------------|-----------------------------|-----------------------------|
| S-1 | I | 205.0 | 45.0 | 60.0 | 6.0 |
| S-2 | I | 205.0 | 45.0 | 100.0 | 6.0 |
| S-3 | ESPECIAL | A = 273.6 cm ² | | Iz = 67,922 cm ⁴ | |
| s-4 | I | 205.0 | 45.0 | 70.0 | 6.0 |
| S-5 | RECTANGULAR | 40.0 | 70.0 | | |



CUERPO A1
MARCO EJE B

CUERPO A1
ESTRUCTURA EXISTENTE
MARCO EJE B

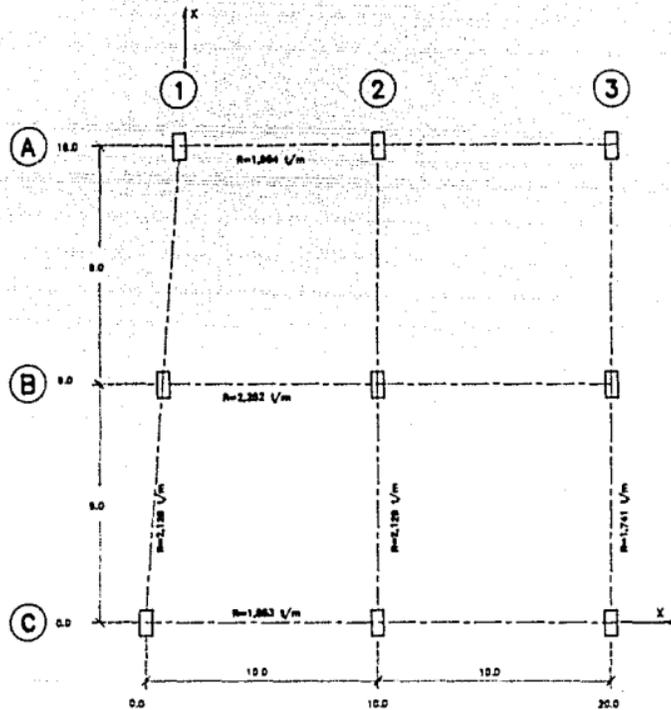
No. de nudos = 9
No. de barras = 10

Tabla de materiales

| No | Módulo de elasticidad (t/m ²) | Coefficiente de Poisson | Peso volumétrico (t/m ³) |
|----|--|----------------------------|---|
| 1 | 1'159,310 | 0.15 (Est. Exist.) | 2.40 |

Tabla de secciones

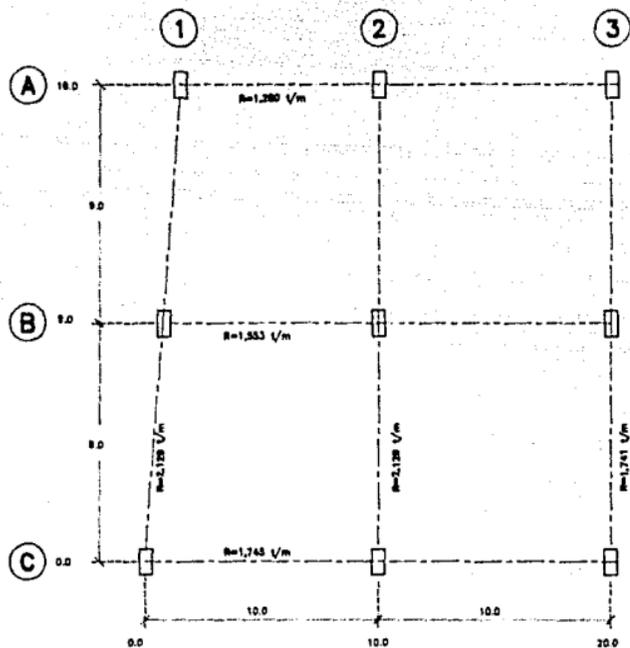
| No | Tipo | Ancho (cm) | Peralte (cm) | Espesor de alma (cm) | Espesor de patín (cm) |
|-----|-------------|---------------|-----------------|----------------------------|-----------------------------|
| S-1 | I | 205.0 | 45.0 | 60.0 | 6.0 |
| S-2 | RECTANGULAR | 70.0 | 40.0 | | |



PESO DEL NIVEL
 $w_{nivel} = 393.11$

CUERPO A1 ENTREPISO

CENTRO DE GRAVEDAD,
 $X_g = 10.20\text{m}$
 $Y_g = 8.10\text{m}$



PESO DEL NIVEL
 W_{nivel} = 378.71

CUERPO A1 AZOTEA

CENTRO DE GRAVEDAD:
 X_g = 10.20m
 Y_g = 8.10m

Reglamento, dando como resultado: $c = 0.50$. El factor de comportamiento sísmico se consideró igual a dos, debido a que la estructuración es a base de losas planas y columnas de concreto.

Se revisará la estructura del Cuerpo A1 por desplazamientos para verificar si cumple con los requerimientos del Reglamento.

PRIMER ENTREPISO

$$D \text{ permisible mínimo} = 0.006 \times 350 = 2.1 \text{ cm}$$

$$D \text{ permisible máximo} = 0.012 \times 350 = 4.2 \text{ cm}$$

Dirección X:

$$R = 5,799.0 \text{ t/m}$$

$$V = 230.9 \text{ t}$$

$$D = (230.9/5,799.0) \times 2 = 0.0796 \text{ m} = 7.96 \text{ cm};$$

por lo tanto, no cumple.

Donde:

R = Suma de rigideces del primer entrepiso en la Dirección X.

V = Fuerza cortante sísmica actuante en el primer entrepiso.

D = Desplazamiento relativo horizontal del entrepiso.

Dirección Y:

$$R = 11,439.0 \text{ t/m}$$

$$V = 230.9 \text{ t}$$

$$D = (230.9/11,439.0) \times 2 = 0.0403 \text{ m} = 4.03 \text{ cm};$$

por lo tanto, sí cumple.

Donde:

R = Suma de rigideces del primer entrepiso en la Dirección Y.

V = Fuerza cortante sísmica actuante en el primer entrepiso.

D = Desplazamiento relativo horizontal del entrepiso.

SEGUNDO ENTREPISO

$$D \text{ permisible mínimo} = 0.006 \times 350 = 2.1 \text{ cm}$$

$$D \text{ permisible máximo} = 0.012 \times 350 = 4.2 \text{ cm}$$

Dirección X:

$$R = 4,578.0 \text{ t/m}$$

$$V = 151.8 \text{ t}$$

$$D = (151.8/4,578.0) \times 2 = 0.0663 \text{ m} = 6.63 \text{ cm};$$

por lo tanto, no cumple.

Donde:

R = Suma de rigideces del segundo entrepiso en la Dirección X.

V = Fuerza cortante sísmica actuante en el segundo entrepiso.

D = Desplazamiento relativo horizontal del entrepiso.

Dirección Y:

$$R = 5,999.0 \text{ t/m}$$

$$V = 151.8 \text{ t}$$

$$D = (151.8/5,999.0) \times 2 = 0.0506 \text{ m} = 5.06 \text{ cm};$$

por lo tanto, no cumple.

Donde:

R = Suma de rigideces del segundo entrepiso en la Dirección Y.

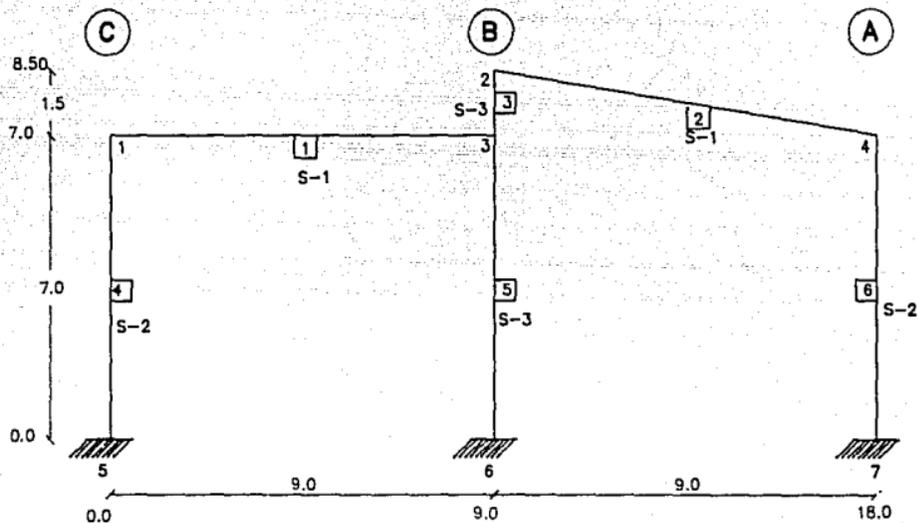
V = Fuerza cortante sísmica actuante en el segundo entrepiso.

D = Desplazamiento relativo horizontal del entrepiso.

C U E R P O S A 2 Y A 3

Los Cuerpos A2 y A3 tienen dos niveles cuyo uso actual es de oficinas administrativas. El área del terreno es de 1,080 m², con una área construida de 1,276.1 m². La estructuración se constituye de losas aligeradas con sonotubo apoyadas sobre columnas de concreto para, de esta forma, formar marcos en las direcciones ortogonales en planta. Se genera una doble altura en las columnas, ya que no es continua la losa del entrepiso.

El sistema de cimentación es a base de zapatas corridas en ambas direcciones. Se realiza un regular mantenimiento y puede dictaminarse el estado de la cimentación como bueno, ya que no existen daños considerables apreciables y los hundimientos totales y diferenciales son mínimos. Con objetivos de fin práctico, sólo se mostrarán dos modelos, uno en la dirección longitudinal, y otro en la dirección transversal.



CUERPO A2 Y A3
MARCO EJES 4 Y 5

CUERPO A2 Y A3
ESTRUCTURA EXISTENTE
MARCO EJES 4 Y 5

No. de nudos = 7

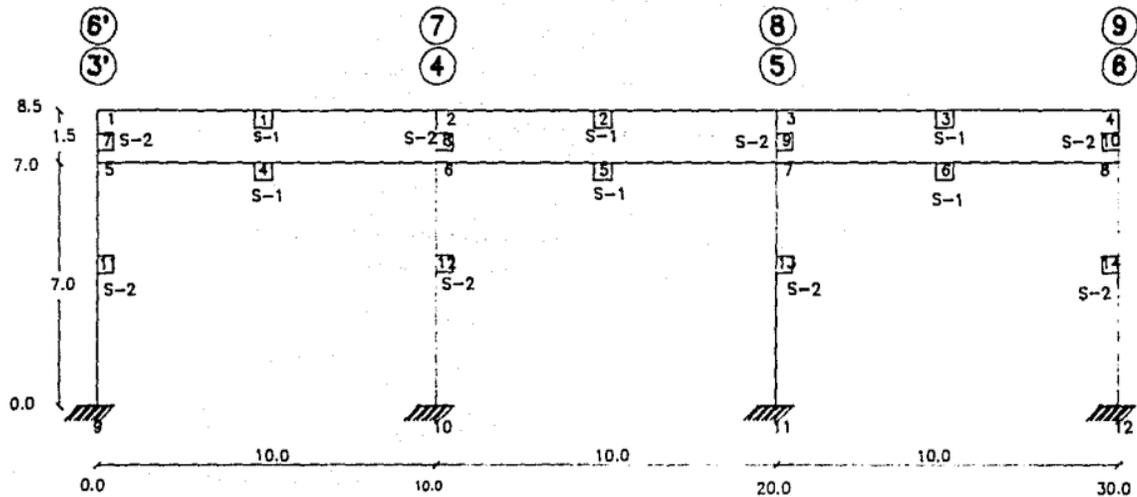
No. de barras = 6

Tabla de materiales

| No | Módulo de elasticidad (t/m ²) | Coefficiente de Poisson | Peso volumétrico (t/m ³) |
|----|--|----------------------------|---|
| 1 | 1'159,310 | 0.15 (Est. Exist.) | 2.40 |

Tabla de secciones

| No | Tipo | Ancho (cm) | Peralte (cm) | Espesor de alma (cm) | Espesor de patín (cm) |
|-----|-------------|---------------|-----------------|----------------------------|-----------------------------|
| S-1 | I | 205.0 | 45.0 | 60.0 | 6.0 |
| S-2 | RECTANGULAR | 80.0 | 130.0 | | |
| S-3 | RECTANGULAR | 40.0 | 70.0 | | |



CUERPO A2 Y A3
 MARCOS EJES B

CUERPO A2 y A3
ESTRUCTURA EXISTENTE
MARCO EJE B

No. de nudos = 12

No. de barras = 14

Tabla de materiales

| No | Módulo de elasticidad (t/m ²) | Coefficiente de Poisson | Peso volumétrico (t/m ³) |
|----|--|----------------------------|---|
| 1 | 1'159,310 | 0.15 (Est. Exist.) | 2.40 |

Tabla de secciones

| No | Tipo | Ancho (cm) | Peralte (cm) | Espesor de alma (cm) | Espesor de patín (cm) |
|-----|-------------|---------------|-----------------|----------------------------|-----------------------------|
| S-1 | I | 205.0 | 45.0 | 100.0 | 6.0 |
| S-2 | RECTANGULAR | 70.0 | 40.0 | | |

Para realizar el proceso de la revisión de los desplazamientos horizontales de la estructura existente, de acuerdo con el Reglamento, se obtuvieron los datos necesarios para realizar un análisis sísmico estático y así poder valorar dichos valores cinemáticos. Los resultados de las rigideces relativas de estrepiso se indican en las plantas de los Cuerpos A2 y A3 que se presenta a continuación, en donde se indican las distancias entre ejes de columnas, centro de gravedad del nivel y su peso para análisis sísmico. El factor de comportamiento sísmico se consideró igual a dos, debido a que se tiene una estructuración a base de losas planas aligeradas y columnas de concreto.

Se evaluará la estructura de los Cuerpos A2 y A3 por desplazamientos para verificar si cumple con los requerimientos del Reglamento.

PRIMER ENTREPISO

$$D \text{ permisible mínimo} = 0.006 \times 350 = 2.1 \text{ cm}$$

$$D \text{ permisible máximo} = 0.012 \times 350 = 4.2 \text{ cm}$$

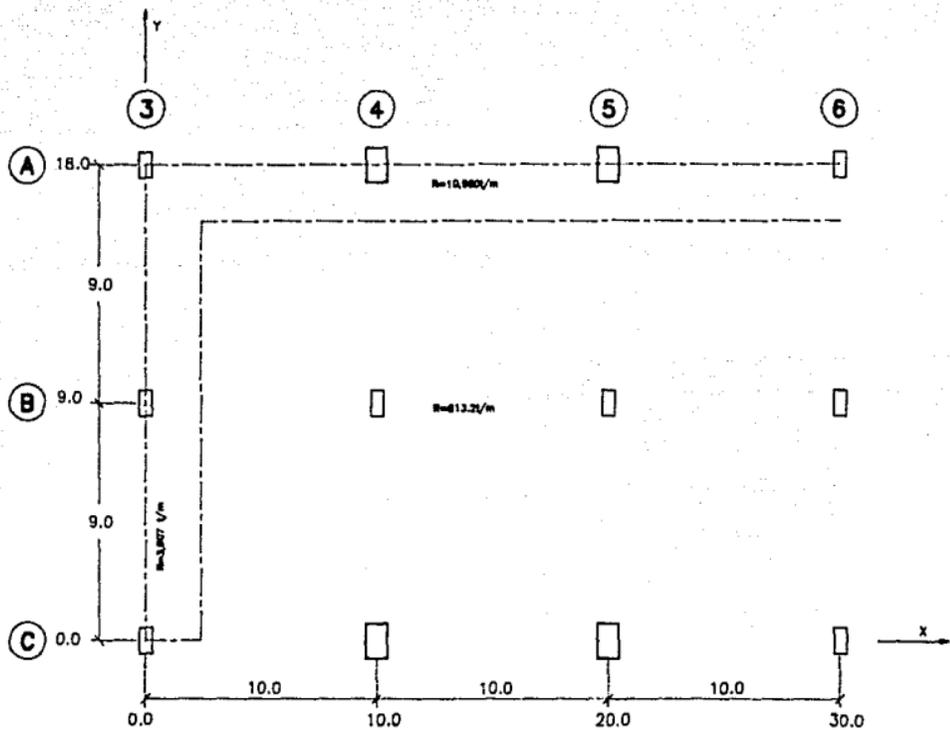
Dirección X:

$$R = 11,473.0 \text{ t/m}$$

$$V = 253.7 \text{ t}$$

$$D = (253.7/11,473.0) \times 2 = 0.0442 \text{ m} = 4.42 \text{ cm};$$

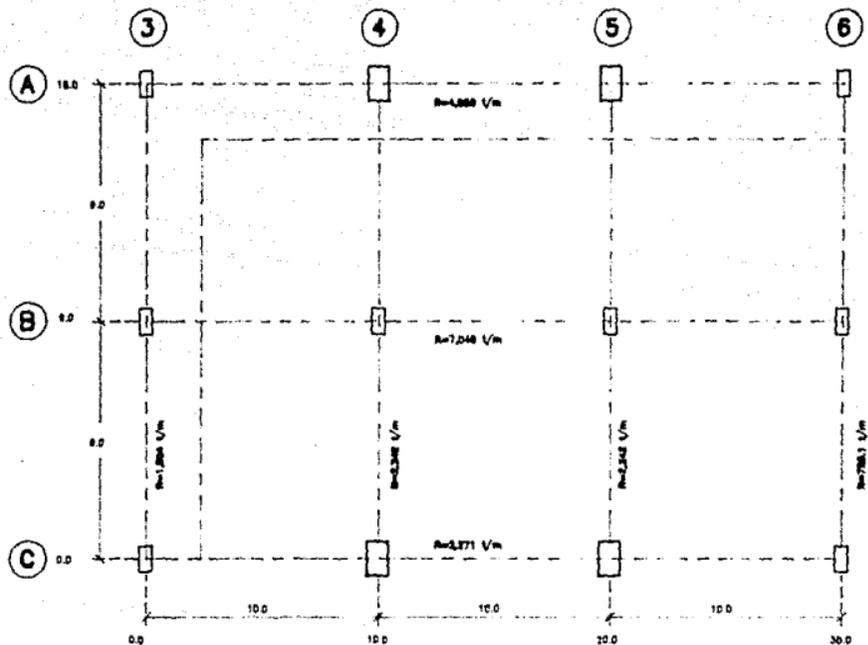
por lo tanto, no cumple.



PESO DEL NIVEL
 W_{nivel} = 185.8t

**CUERPOS A2 Y A3
 ENTREPISO**

CENTRO DE GRAVEDAD.
 X_g = 10.35m
 Y_g = 13.80m



PESO DEL NIVEL
W_{nivel}=659.8t

CUERPOS A2 Y A3 AZOTEA

CENTRO DE GRAVEDAD.
X_g=13.0m
Y_g=0.0m

Donde:

R = Suma de rigideces del primer entrepiso en la Dirección X.

V = Fuerza cortante sísmica actuante en el primer entrepiso.

D = Desplazamiento relativo horizontal del entrepiso.

Dirección Y:

$$R = 3,907.0 \text{ t/m}$$

$$V = 253.7 \text{ t}$$

$$D = (253.7/3,907.0) \times 2 = 0.1298 \text{ m} = 12.98 \text{ cm};$$

por lo tanto, no cumple.

Donde:

R = Suma de rigideces del primer entrepiso en la Dirección Y.

V = Fuerza cortante sísmica actuante en el primer entrepiso.

D = Desplazamiento relativo horizontal del entrepiso.

SEGUNDO ENTREPISO

$$D \text{ permisible mínimo} = 0.006 \times 350 = 2.1 \text{ cm}$$

$$D \text{ permisible máximo} = 0.012 \times 350 = 4.2 \text{ cm}$$

Dirección X:

$$R = 14,273.0 \text{ t/m}$$

$$V = 222.4 \text{ t}$$

$$D = (222.4/14,273.0) \times 2 = 0.0311 \text{ m} = 3.11 \text{ cm};$$

por lo tanto, sí cumple.

Donde:

R = Suma de rigideces del segundo entrepiso en la Dirección X.

V = Fuerza cortante sísmica actuante en el segundo entrepiso.

D = Desplazamiento relativo horizontal del entrepiso.

Dirección Y:

$$R = 7,043.0 \text{ t/m}$$

$$V = 222.4 \text{ t}$$

$$D = (222.4/7,043.0) \times 2 = 0.0631 \text{ m} = 6.31 \text{ cm};$$

por lo tanto, no cumple.

C U E R P O B

El Cuerpo B tiene dos niveles cuyo uso actual es de organización y clasificación de documentos de tipo legal en la planta baja y de oficinas administrativas en la planta alta. El área del predio es de 1,241 m², con una área construida de 2,398.7 m².

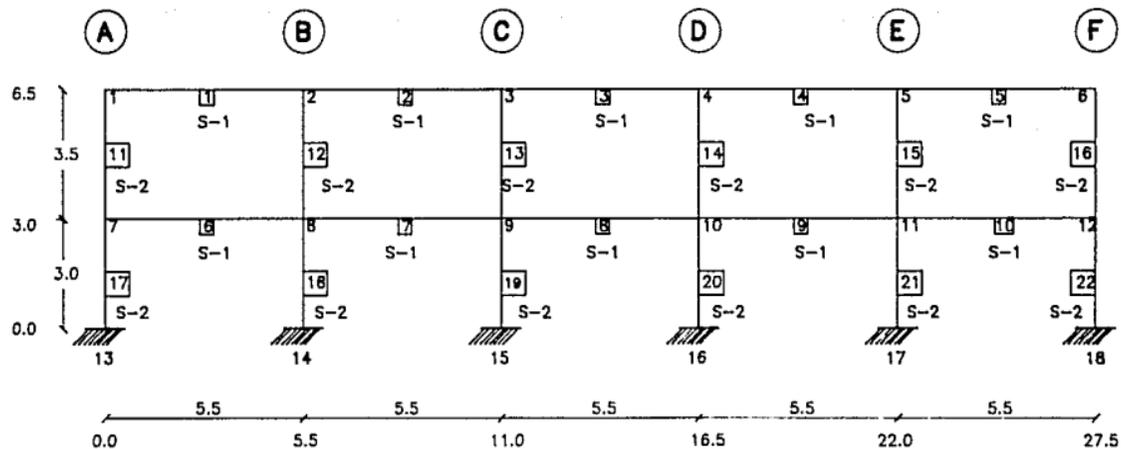
La estructuración está integrada a base de losas aligeradas con tubos de cartón comprimido y algunas zonas de losa de concreto maciza, las cuales se apoyan sobre columnas de concreto para, de esta forma, formar marcos en las direcciones transversal y longitudinal.

El sistema de cimentación es a base de zapatas corridas en las direcciones transversal y longitudinal. Se realiza un regular mantenimiento y puede determinarse el estado de la cimentación como aceptable, ya que no existen daños considerables apreciables y los hundimientos totales y diferenciales son despreciables.

Los datos de la geometría de trabes y columnas son las que se recabaron en el levantamiento geométrico de la estructura. El módulo de elasticidad del concreto es el que se obtuvo a partir de la resistencia a la compresión ($f'c$), deducida de los ensayos a compresión de los corazones extraídos de los elementos estructurales. Considerando la brevedad de este trabajo escrito, sólo se ejemplificarán dos modelos, uno en la dirección longitudinal, y otro en la dirección transversal.

Se calcularon todos los modelos de los marcos en ambas direcciones, obteniéndose de esta forma las rigideces de entrepiso. Estos resultados se indican en la planta del Cuerpo B que se presenta a continuación, en donde se indican las cotas entre ejes de columnas, centro de gravedad del nivel y su peso para análisis sísmico. El factor de comportamiento sísmico se consideró igual a dos, debido a que la estructuración es a base de losas planas aligeradas y columnas de concreto.

Se evaluará la estructura del Cuerpo B por desplazamientos para verificar si cumple con los requerimientos del Reglamento.



CUERPO B MARCO EJE 4

CUERPO B
ESTRUCTURA EXISTENTE
MARCO EJE 4

No. de nudos = 18

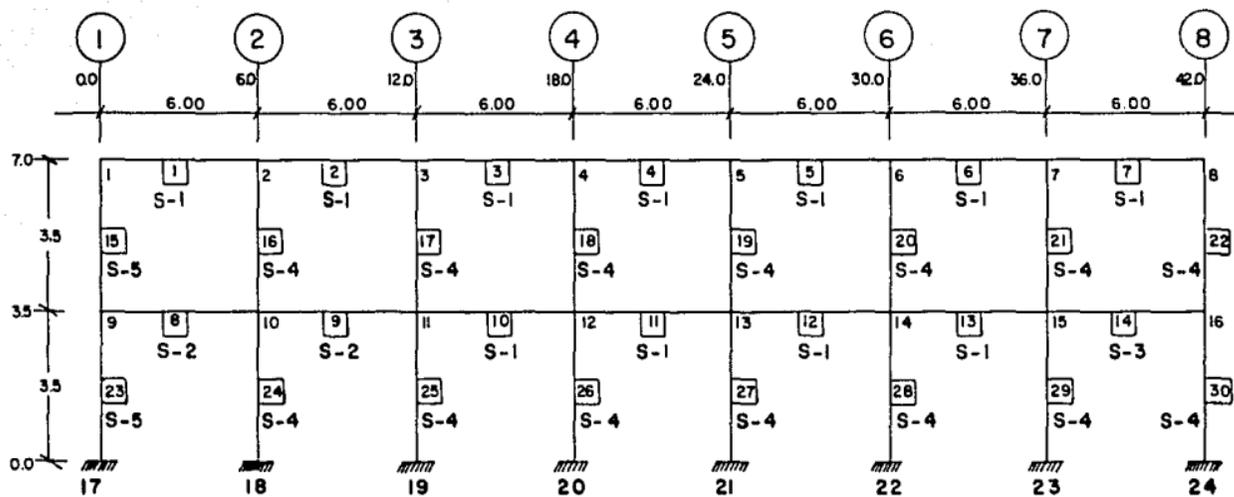
No. de barras = 22

Tabla de materiales

| No | Módulo de elasticidad (t/m ²) | Coefficiente de Poisson | Peso volumétrico (t/m ³) |
|----|--|----------------------------|---|
| 1 | 1'159,310 | 0.15 (Est. Exist.) | 2.40 |

Tabla de secciones

| No | Tipo | Ancho (cm) | Peralte (cm) | Espesor de alma (cm) | Espesor de patín (cm) |
|-----|-------------|---------------|-----------------|----------------------------|-----------------------------|
| S-1 | I | 107.5 | 45.0 | 60.0 | 6.0 |
| S-2 | RECTANGULAR | 40.0 | 40.0 | | |



CUERPO B MARCO EJE C

CAPITULO I**CUERPO B
ESTRUCTURA EXISTENTE
MARCO EJE C**

No. de nudos = 24

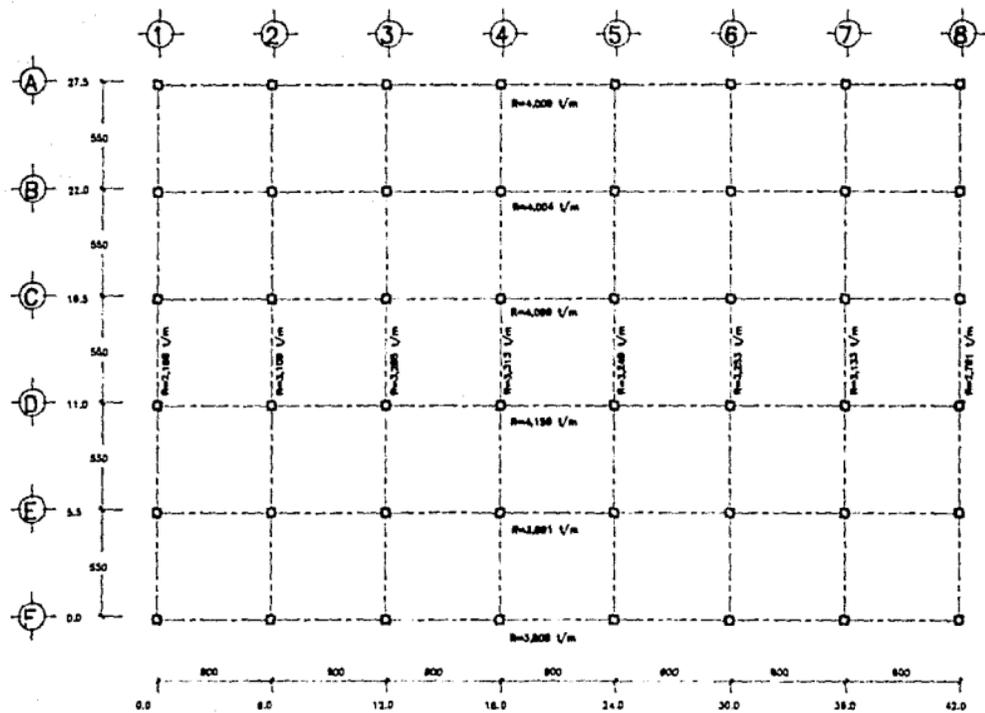
No. de barras = 30

Tabla de materiales

| No | Módulo de elasticidad (t/m ²) | Coefficiente de Poisson | Peso volumétrico (t/m ³) |
|----|--|----------------------------|---|
| 1 | 1'159,310 | 0.15 (Est. Exist.) | 2.40 |

Tabla de secciones

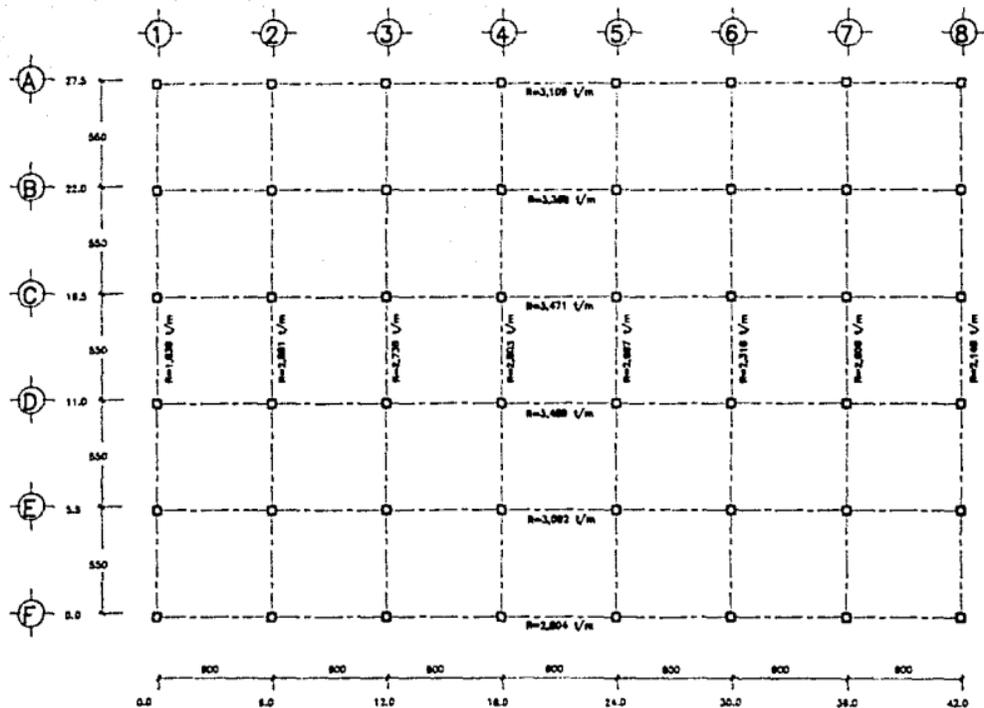
| No | Tipo | Ancho (cm) | Peralte (cm) | Espesor de alma (cm) | Espesor de patín (cm) |
|-----|-------------|---------------|-----------------|----------------------------|-----------------------------|
| S-1 | I | 175.0 | 45.0 | 60.0 | 6.0 |
| S-2 | I | 107.5 | 45.0 | 60.0 | 6.0 |
| S-3 | RECTANGULAR | 70.0 | 45.0 | | |
| S-4 | RECTANGULAR | 40.0 | 40.0 | | |
| S-5 | RECTANGULAR | 35.0 | 35.0 | | |



PESO DEL NIVEL
 $W_{niveo}=1,815,81$

CUERPO B ENTREPISO
ESTRUCTURA EXISTENTE

CENTRO DE GRAVEDAD
 $X_g=22,0m$
 $Y_g=14,1m$



PESO DEL NIVEL
 $W_{niveo}=1,313.0t$

CUERPO B AZOTEA
 ESTRUCTURA EXISTENTE

CENTRO DE GRAVEDAD
 $X_g=18.8m$
 $Y_g=13.9m$

PRIMER ENTREPISO

$$D \text{ permisible m\u00ednimo} = 0.006 \times 350 = 2.1 \text{ cm}$$

$$D \text{ permisible m\u00e1ximo} = 0.012 \times 350 = 4.2 \text{ cm}$$

Direcci\u00f3n X:

$$R = 24,161.0 \text{ t/m}$$

$$V = 878.7 \text{ t}$$

$$D = (878.7/24,161.0) \times 2 = 0.073 \text{ m} = 7.3 \text{ cm};$$

por lo tanto, no cumple.

Donde:

R = Suma de rigideces del primer entrepiso en la Direcci\u00f3n X.

V = Fuerza cortante s\u00edsmica actuante en el primer entrepiso.

D = Desplazamiento relativo horizontal del entrepiso.

Direcci\u00f3n Y:

$$R = 24,289.0 \text{ t/m}$$

$$V = 878.7 \text{ t}$$

$$D = (878.7/24,289.0) \times 2 = 0.072 \text{ m} = 7.2 \text{ cm};$$

por lo tanto, no cumple.

Donde:

R = Suma de rigideces del primer entrepiso en la Direcci\u00f3n Y.

V = Fuerza cortante s\u00edsmica actuante en el primer entrepiso.

D = Desplazamiento relativo horizontal del entrepiso.

SEGUNDO ENTREPISO

$$D \text{ permisible m\u00ednimo} = 0.006 \times 350 = 2.1 \text{ cm}$$

$$D \text{ permisible m\u00e1ximo} = 0.012 \times 350 = 4.2 \text{ cm}$$

Direcci\u00f3n X:

$$R = 19,330.0 \text{ t/m}$$

$$V = 544.0 \text{ t}$$

$$D = (544.0/19,330.0) \times 2 = 0.0563 \text{ m} = 5.63 \text{ cm};$$

por lo tanto, no cumple.

Donde:

R = Suma de rigideces del segundo entrepiso en la Direcci\u00f3n X.

V = Fuerza cortante s\u00edsmica actuante en el segundo entrepiso.

D = Desplazamiento relativo horizontal del entrepiso.

Direcci\u00f3n Y:

$$D \text{ permisible m\u00ednimo} = 0.006 \times 350 = 2.1 \text{ cm}$$

$$D \text{ permisible m\u00e1ximo} = 0.012 \times 350 = 4.2 \text{ cm}$$

$$R = 19,525.0 \text{ t/m}$$

$$V = 544.0 \text{ t}$$

$$D = (544.0/19,525.0) \times 2 = 0.0557 \text{ m} = 5.57 \text{ cm};$$

por lo tanto, no cumple.

Donde:

R = Suma de rigideces del segundo entrepiso en la Direcci\u00f3n Y.

V = Fuerza cortante s\u00edsmica actuante en el segundo entrepiso.

D = Desplazamiento relativo horizontal del entrepiso.

CONCLUSIONES

Por lo anterior, se obtuvo que las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debidos a las fuerzas horizontales excedieron a 0.012 veces la diferencia de elevaciones correspondientes. El proceso de revisión de desplazamientos efectuado anteriormente, así como la revisión de los elementos estructurales ante las nuevas solicitudes, conlleva a dictaminar que la estructura carece de un grado de seguridad aceptable de acuerdo a lo estipulado en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal actual, y dado por lo que esto mismo determina, se concluye que las estructuras existentes del Cuerpo A1, Cuerpo A2, Cuerpo A3 y Cuerpo B del Registro Civil Central, no cumplen con los requisitos de seguridad y servicio en lo referente al rubro de desplazamientos y de resistencias; por lo tanto, es prioritario efectuar un proyecto de reforzamiento de la estructura con el fin de garantizar el cumplimiento de los niveles de seguridad y servicio exigidos por el Reglamento.

**CAPITULO II. ALTERNATIVA 1 DE REFORZAMIENTO : AMPLIACION DE
COLUMNAS**

ANALISIS PRELIMINAR

Este capítulo comprenderá la descripción del análisis y conclusiones de una primera propuesta para la realización del proyecto del refuerzo de la estructura existente del Registro Civil Central.

El contenido del capítulo I que antecede al presente, conllevó a la prioridad del reforzamiento estructural con el fin de obtener un pleno funcionamiento en condiciones de servicio. Es por lo anterior que prosiguiendo con el proceso del requerimiento, procederemos a obtener propuestas para analizar todas y cada una de ellas para elegir la más óptima en lo referente a garantizar la seguridad estructural; además de que esta alternativa se connote por ser económica.

Una primera alternativa de refuerzo, que cumple con las características antes mencionadas, sería la opción de ampliar la sección transversal de las columnas de concreto existentes la cual en adelante detallaremos para explicar el origen de su aceptación, en lo referente a los aspectos preponderantes enfocados a matizar la optimización de la solución económica, la cual no debe eximirse en algún momento.

En adelante, por cuestiones de tipo práctico, y para fines de este trabajo escrito, sólo analizaremos el Cuerpo B para concluir acerca de la alternativa óptima de reforzamiento. De igual forma, consideramos que el Cuerpo B nos puede proporcionar los parámetros necesarios para extrapolarlos al Cuerpo A y, de este modo, poder definir una solución global para el refuerzo de la estructura existente.

Por lo anterior, el análisis estructural y las conclusiones acerca de la opción para el reforzamiento en cuestión, se referirán sólo a la estructura del Cuerpo B en todos los capítulos subsecuentes.

Habiendo explicado los criterios tomados para el desarrollo de este proyecto de refuerzo estructural que en adelante se aplicarán, procederemos con el análisis y conclusiones de la propuesta de reforzamiento con la ampliación de la sección transversal de las columnas de concreto existentes.

Ahondaremos a continuación acerca de los aspectos significativos por los que se considero esta alternativa de refuerzo, con la que aumentamos la contribución rigidizante y de resistencia de todas las columnas.

Una consideración muy importante que debemos tener presente por sus implicaciones en el aspecto económico, es el de evitar, en lo posible, la concentración de esfuerzos actuantes en la

cimentación tales que fuese necesario reforzarla para que tuviera la capacidad suficiente de absorber los esfuerzos adicionales originados.

Por su mismo carácter, en el reforzamiento de la cimentación subyacen grandes costos que contravienen con el fin de alcanzar una solución óptima en el aspecto económico. Así, si aumentamos la sección transversal de las columnas de concreto existentes, la distribución de esfuerzos -tanto los originados por las cargas permanentes como por las cargas accidentales- se efectuará de una manera casi homóloga al modelo estructural con el que fue idealizado originalmente para su posterior análisis y diseño estructural.

De esta forma, en primera instancia, la concentración de esfuerzos en la cimentación será de cierto modo uniforme y podemos hacer posible el no afectar la capacidad de la cimentación, evitando así con esta opción de refuerzo, costos adicionales a ella.

Otro punto de análisis sobresaliente es el que implica el tiempo de ejecución del refuerzo estructural. Aunque este aspecto está ligado con el costo, debemos de analizarlo desde otros puntos de vista para evitar eximir alguno de ellos.

Nuestra primera alternativa de refuerzo nos podría ofrecer poco tiempo de ejecución de obra, ya que la ampliación de las columnas requiere disposiciones menores en lo referente a los conceptos básicos de construcción, como lo son la mano de obra, los materiales y el equipo que habrá de emplearse.

Dentro de este mismo contexto, un rubro relevante es el concerniente con el funcionamiento del edificio. Por tratarse de un edificio en el que se genera una actividad muy intensa, es de suma importancia el que la alternativa de refuerzo de la estructura, permita el continuo funcionamiento de las actividades cotidianas, para que de esta forma evitar el origen de trastornos administrativos que produzcan un retraso en los procesos de actividad diaria efectuada en este centro de servicio a la comunidad.

La presente alternativa de refuerzo precisamente nos ofrece la ventaja anterior, ya que el proceso de ejecución puede llevarse a cabo sin afectar el funcionamiento arquitectónico, y de esta manera, conservaríamos la misma distribución de elementos estructurales y, de este modo, se minimizan las molestias causadas a usuarios y empleados de este organismo administrativo, y queda intacto el funcionamiento arquitectónico del edificio.

Como habíamos enfatizado anteriormente, la primera propuesta de refuerzo que estamos analizando, nos ofrece un procedimiento constructivo muy sencillo que redonda en un costo de obra mínimo.

Dicho proceso constructivo requerirá de cantidades mínimas con respecto a los componentes básicos de la construcción, que como habíamos mencionado anteriormente, los conforman los materiales, la mano de obra y el equipo.

De los materiales, sólo serían necesarios concreto y acero en un porcentaje aproximado del 70 % con respecto a la sección transversal existente, en promedio, por cada columna que conforma la estructura existente de este edificio.

Asimismo, las cantidades de cimbra serían menores ya que sólo cubriríamos las cuatro caras de cada columna, para de esta forma, obtener una área unitaria que si totalizamos por el número de columnas de la estructura, nos resulta un costo mínimo por área de cimbra total para este programa de obra.

Con respecto al equipo, se emplearía solamente el convencional y cuyo uso implica costos menores, por ejemplo, herramienta diversa, mezcladoras de concreto, etc, por lo que el costo horario en lo referente al equipo se reduce ampliamente para ofrecernos una gama de posibilidades del manejo del programa de obra con el fin de abatir costos innecesarios.

En lo referente a la mano de obra, observamos que únicamente serían necesarias una cuantas cuadrillas para poder llevar a cabo sin retrasos el programa de obra, ya que el volumen de trabajo

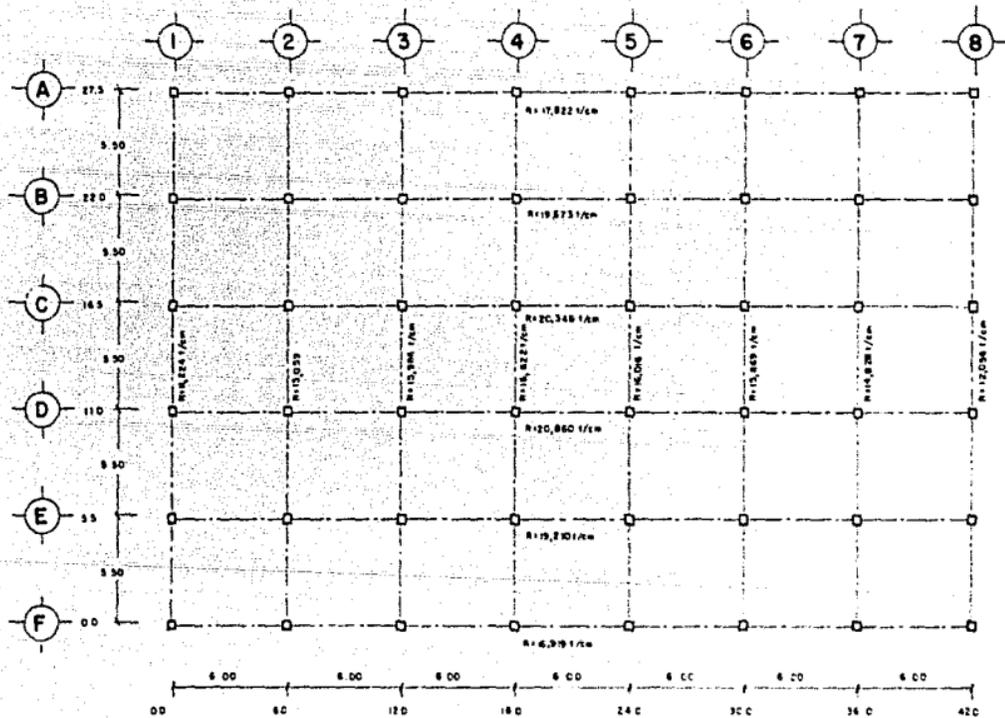
así lo permite, por la relativa facilidad del proceso constructivo. Asimismo, nos representa un costo menor por número reducido de horas hombre.

Por lo anteriormente explicado, se tomará en consideración esta opción de refuerzo estructural. Se efectuó una estimación aproximada para la obtención de una propuesta de la sección transversal de columnas para poder así cumplir con los elementos cinemáticos necesarios. Así, aumentando la sección transversal de las columnas existentes en 30 cm en cada dimensión de éstas, satisfacíamos lo anterior.

El modelo estructural con el que realizó su respectivo análisis, fue completamente similar al mostrado en el capítulo anterior, a excepción de la sección transversal de las columnas.

Asimismo, se presentan los resultados de las rigideces de entrepiso en unidades de toneladas por metro de longitud, en donde también se indican las cotas entre ejes de columnas, centro de gravedad del nivel y su peso para análisis sísmico.

Se evaluará la estructura del Cuerpo B por desplazamientos para verificar si cumple con los requerimientos del Reglamento.

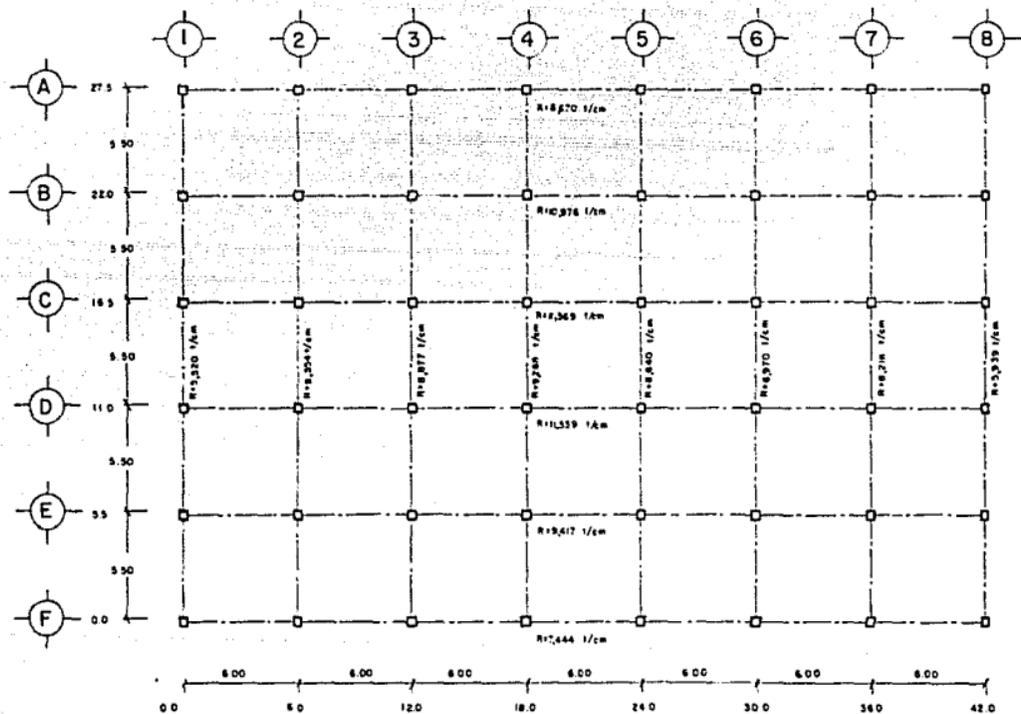


PESO DEL NIVEL
W_n = 165.9 t

CUERPO B ENTREPISO

CENTRO DE GRAVEDAD
X_g = 22.0 m
Y_g = 14.1 m

PRIMERA PROPUESTA DE REFUERZO



PESO DEL NIVEL
 $W_{nivo} = 1313.0$ t

CUERPO B AZOTEA
PRIMERA PROPUESTA DE REFUERZO

CENTRO DE GRAVEDAD
 $X_g = 19.8$ m
 $Y_g = 13.9$ m

PRIMER ENTREPISO

$$D \text{ permisible m\u00ednimo} = 0.006 \times 350 = 2.1 \text{ cm}$$

$$D \text{ permisible m\u00e1ximo} = 0.012 \times 350 = 4.2 \text{ cm}$$

Direcci\u00f3n X:

$$R = 114,830.0 \text{ t/m}$$

$$V = 878.7 \text{ t}$$

$$D = (878.7/114,830.0) \times 2 = 0.0077 \text{ m} = 0.77 \text{ cm};$$

por lo tanto, s\u00ed cumple.

Donde:

R = Suma de rigideces del primer entrepiso en la Direcci\u00f3n X.

V = Fuerza cortante s\u00edsmica actuante en el primer entrepiso.

D = Desplazamiento relativo horizontal del entrepiso.

Direcci\u00f3n Y:

$$D \text{ permisible m\u00ednimo} = 0.006 \times 350 = 2.1 \text{ cm}$$

$$D \text{ permisible m\u00e1ximo} = 0.012 \times 350 = 4.2 \text{ cm}$$

$$R = 117,670.0 \text{ t/m}$$

$$V = 878.7 \text{ t}$$

$$D = (878.7/117,670.0) \times 2 = 0.0075 \text{ m} = 0.75 \text{ cm};$$

por lo tanto, s\u00ed cumple.

Donde:

R = Suma de rigideces del primer entrepiso en la Direcci\u00f3n Y.

V = Fuerza cortante s\u00edsmica actuante en el primer entrepiso.

D = Desplazamiento relativo horizontal del entrepiso.

SEGUNDO ENTREPISO

$$D \text{ permisible m\u00ednimo} = 0.006 \times 350 = 2.1 \text{ cm}$$

$$D \text{ permisible m\u00e1ximo} = 0.012 \times 350 = 4.2 \text{ cm}$$

Direcci\u00f3n X:

$$R = 59,221.0 \text{ t/m}$$

$$V = 544.0 \text{ t}$$

$$D = (544.0/59,221.0) \times 2 = 0.0092 \text{ m} = 0.92 \text{ cm};$$

por lo tanto, s\u00ed cumple.

Donde:

R = Suma de rigideces del segundo entrepiso en la Direcci\u00f3n X.

V = Fuerza cortante s\u00edsmica actuante en el segundo entrepiso.

D = Desplazamiento relativo horizontal del entrepiso.

Direcci\u00f3n Y:

$$D \text{ permisible m\u00ednimo} = 0.006 \times 350 = 2.1 \text{ cm}$$

$$D \text{ permisible m\u00e1ximo} = 0.012 \times 350 = 4.2 \text{ cm}$$

$$R = 61,786.0 \text{ t/m}$$

$$V = 544.0 \text{ t}$$

$$D = (544.0/61,786.0) \times 2 = 0.0088 \text{ m} = 0.88 \text{ cm};$$

por lo tanto, s\u00ed cumple.

Donde:

R = Suma de rigideces del segundo entrepiso en la Direcci\u00f3n Y.

V = Fuerza cortante s\u00edsmica actuante en el segundo entrepiso.

D = Desplazamiento relativo horizontal del entrepiso.

Efectuando la revisión por elementos cinemáticos, verificamos que nuestra alternativa de reforzamiento ayudara a la estructura del edificio a restringir los desplazamientos ante acciones accidentales, para de este modo, cumplir con los requerimientos estipulados por el código de construcciones que rige al inmueble.

Por lo anterior, la etapa de revisión que debemos efectuar se refiere a los elementos mecánicos que resiste nuestra estructura. Para desarrollar este proceso de verificación, calcularemos los elementos mecánicos resistentes de una nervadura cuyo armado y sección transversal es predominante en la estructuración, para de esta manera, conocer de forma general si las nervaduras en cuestión cumplen con los requisitos marcados por el Reglamento.

Acatando lo prescrito en el RCDF-87, se realizaron las combinaciones de acciones -permanentes, variables y accidentales- para obtener la condición más crítica de diseño. Se efectuó la comparación de las resistencias de diseño con los efectos de las acciones últimas; de acuerdo con los resultados obtenidos de esta revisión, se concluyó que las nervaduras de la losa reticular existente no cuentan con la capacidad suficiente para resistir los elementos mecánicos que les están asignados.

CONCLUSIONES

Como podemos deducir en base a los resultados del análisis y revisión de la estructura del Cuerpo B de l Registro Civil Central, podemos dictaminar que la primera alternativa de reforzamiento de la estructura que consistió en aumentar la sección transversal de las columnas de ésta, no cumple con los requisitos requeridos por el Reglamento de Construcciones, ya que a pesar de cumplir en el rubro de elementos cinemáticos, obtenemos que los elementos mecánicos que con la nueva distribución están asignados a las nervaduras del diafragma horizontal existente, no alcanzamos los elementos mecánicos mínimos necesarios para resistir las acciones a las que están sometidas las nervaduras de la estructura, es decir, las resistencias de diseño de éstas al compararlas con las fuerzas internas de diseño -que se obtuvieron multiplicando las cargas actuantes en estos elementos por sus respectivos factores de carga prescritos-, fueron significativamente menores, por lo que es necesario efectuar otra propuesta para el reforzamiento de la estructura, para así poder garantizar un grado de seguridad adecuado.

**CAPITULO III. ALTERNATIVA 2 DE REFORZAMIENTO : TRABES METALICAS
EN SECCION COMPUESTA Y AMPLIACION DE COLUMNAS****ANALISIS PRELIMINAR**

La alternativa de refuerzo explicada en el capítulo anterior confiere la necesidad de reforzar las trabes que constituyen los marcos debido a que los elementos mecánicos necesarios son superiores a los permitidos por el código de construcción vigente (RCDF-87).

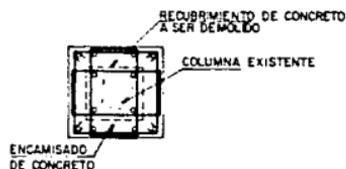
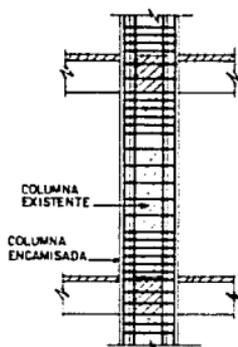
Debido a lo anterior, en este capítulo complementaremos la anterior opción de refuerzo adicionando trabes metálicas, las cuales se idealizarán en un modelo estructural que contemplará la conexión de las trabes metálicas a la estructura existente con el fin de que funcione como sección compuesta.

Análogamente, conservaremos la consideración de la ampliación de la sección transversal de las columnas para aprovechar las ventajas anteriormente explicadas que nos ofrece, así como para reforzar las columnas para mejorar su ductilidad, considerando la importancia de proveer de pequeñas discontinuidades en los extremos de las columnas reforzadas de tal forma que la resistencia a los esfuerzos cortantes sea incrementada de tal forma que se logre una ductilidad adecuada.

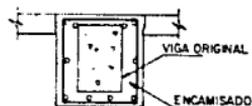
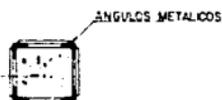
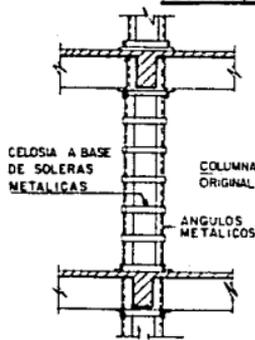
Debemos cuidar que las columnas cuenten con un comportamiento dúctil adecuado, ya que se ha observado que generalmente existe una tendencia de falla por cortante; este aspecto podría cumplirse haciendo que el miembro empezara a ceder por flexión antes de fallar por cortante. Algunas técnicas para reforzar las columnas son las que se describen brevemente a continuación (ver esquemas anexos) :

- 1) Adicionando armado suplementario a la columna y encamisarla con mortero de concreto.
- 2) Encamisar la columna con una malla electrosoldada y mortero nuevo.
- 3) Cubriendo la columna con una sección a base de perfiles metálicos.
- 4) Encamisar la columna con soleras metálicas soldadas a ángulos en cada esquina de la columna en forma de celosía.

Es importante mencionar que el aumento de la sección transversal de las columnas es uno de los métodos más comunes y eficientes para incrementar la capacidad para carga vertical de la estructura. Si se incrementa la resistencia a cortante del miembro más que su capacidad a flexión, de esta forma, se puede aumentar significativamente la propiedad de ductilidad de la columna.

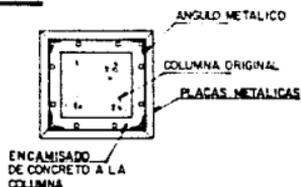
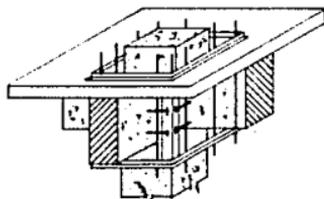


CAMISA DE CONCRETO PARA COLUMNAS



VIGA REFORZADA

REFORZAMIENTO METALICO DE COLUMNAS



REFORZAMIENTO ESPECIAL PARA JUNTAS

VIGA - COLUMNA

Como hemos expuesto anteriormente, debemos poner una especial atención para limitar el incremento en la capacidad a flexión en la misma proporción en que la resistencia a cortante ha sido aumentada, para de esta forma, conservar un nivel de ductilidad adecuado en nuestra estructura.

En referencia al concepto relacionado con el tipo de modelación de la presente alternativa de refuerzo estructural, enunciarnos que una viga de sección compuesta es la formada por la conjugación de un elemento estructural prefabricado -que en este caso lo serían las trabes de sección metálica- y concreto, el cual lo representaría el referente a la estructura existente, particularmente, el concreto perteneciente a las nervaduras de nuestro sistema estructural existente.

Las partes que constituyen la sección compuesta -la trabe metálica y la nervadura de concreto- estarán interconectadas de tal forma que actúen como una unidad para resistir las nuevas solicitaciones a las que estará expuesta. Esta modelación está regida por las disposiciones que se refieren a secciones compuestas con elementos de acero, dictaminadas en las Normas para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas, en la sección 3.6 que se refiere al diseño de miembros estructurales formados por perfiles de acero que trabajen en conjunto con elementos estructurales de concreto reforzado, los cuales deben de estar interconectados de tal manera que ambos materiales

componentes de la sección funcionen conjuntamente para poder resistir las solicitaciones a las que esté expuesta la estructura a través de su vida útil.

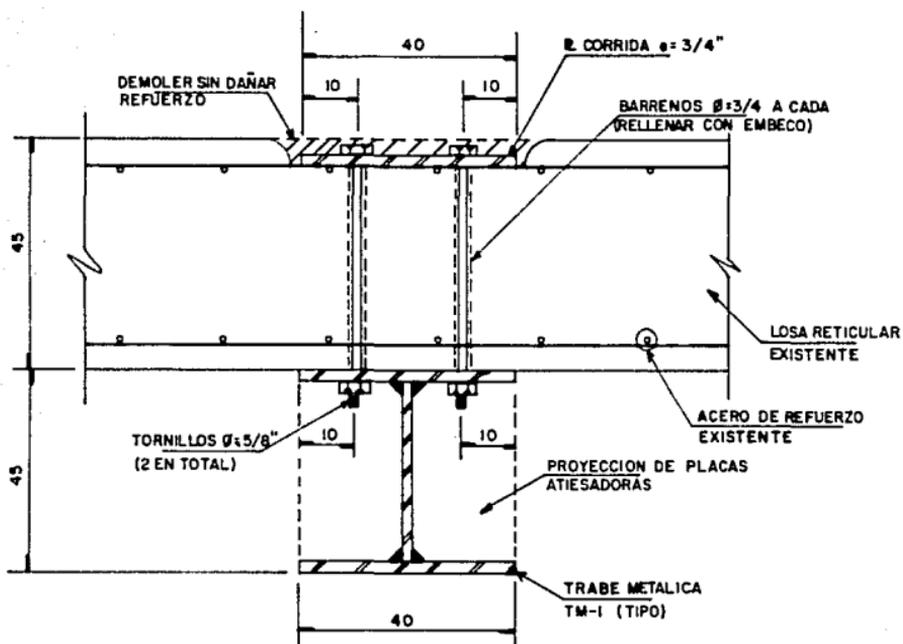
El tipo de modelo propuesto comprende vigas continuas ligadas con los elementos estructurales existentes de concreto por medio de conectores de cortante. Asimismo, se consideraron las hipótesis de diseño que se refieren a las distribuciones de esfuerzos en zonas donde se alcanza la resistencia última de la sección. De igual forma, en las distribuciones de esfuerzos en el intervalo elástico, se supone que las deformaciones unitarias en el acero y en el concreto varían linealmente con la distancia al eje neutro. Los esfuerzos se obtuvieron multiplicando las deformaciones unitarias por el módulo de elasticidad del material que se esté considerando, siguiendo las limitaciones marcadas para los esfuerzos máximos en el acero, ya sea de tensión o de compresión, y las compresiones en el concreto, despreciando la resistencia a la tensión del concreto.

Prosiguiendo con estos criterios, se idealizó el modelo estructural de tal manera que tuvieran las trabes un comportamiento descrito como construcción compuesta completa, que ocurre cuando los conectores de cortante son colocados en el número y con la resistencia suficientes para desarrollar la resistencia a flexión de la sección compuesta, en cuyo caso, se calcularon las distribuciones de esfuerzos en el intervalo

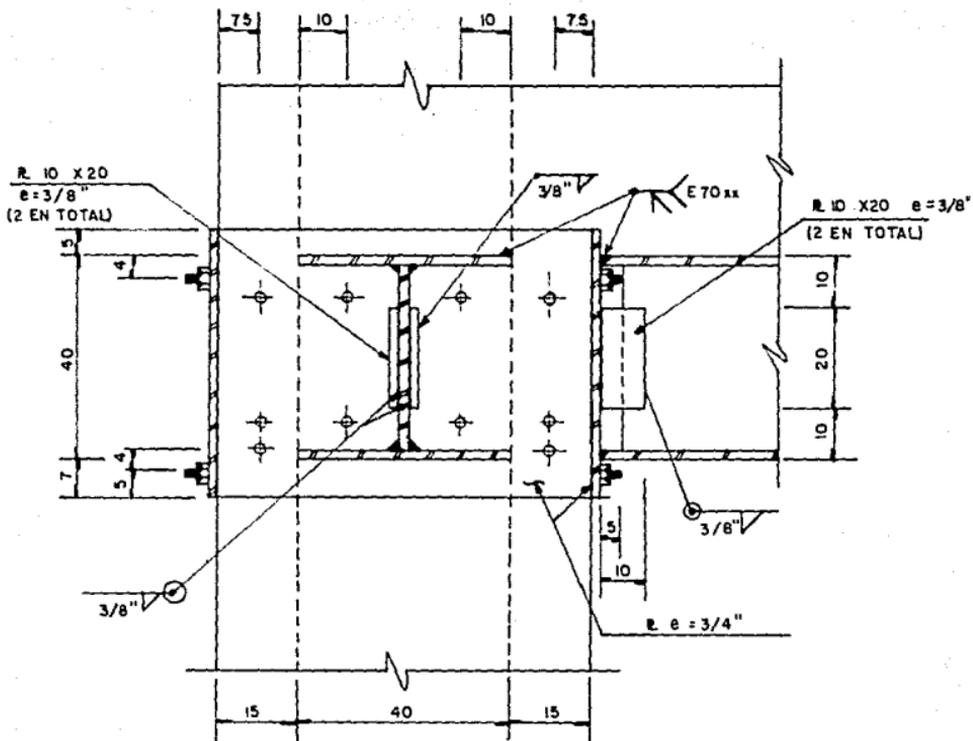
elástico realizando la hipótesis de la inexistencia del deslizamiento entre el elemento de concreto y el perfil de acero.

A continuación, se presentan una serie de detalles de conexión de la trabe metálica TM-1, la cual se tipifica en toda la estructura para conformar una sección compuesta junto con la losa reticular existente.

Las secciones transversales metálicas se propusieron de tal forma que la losa existente no contribuyera considerablemente a resistir las acciones ocasionadas por la carga vertical y horizontal. Después de seguir todo el procedimiento anteriormente expuesto, se reestructuró el inmueble para realizar posteriormente el análisis estructural para conocer los elementos mecánicos y cinemáticos resultantes de nuestra alternativa de refuerzo.



DETALLE DE CONEXION DE TRABE
METALICA TM-I CON LOSA RETICULAR
EXISTENTE



ELEVACION DE DETALLE DE
CONEXION DE TRABE METALICA
TIPO TM-I CON LA COLUMNA AMPLIADA

CONCLUSIONES

Se efectuaron las revisiones de nuestros elementos estructurales, tanto trabes como columnas, determinando que estas últimas cumplieran con los requisitos de resistencia que exige nuestro Código de Construcciones. Asimismo, se revisó la estructura para conocer sus desplazamientos horizontales provocados por fuerzas laterales y se comprobó que nuestra opción de refuerzo cumplía cabalmente con este rubro. Cabe mencionar que estas revisiones se esperaban satisfactorias, ya que en el capítulo anterior se demostró que se cumplía por desplazamientos y, en cuanto a las columnas, su sección transversal aumentada nos permite una mayor resistencia, por lo que también cubrimos este renglón.

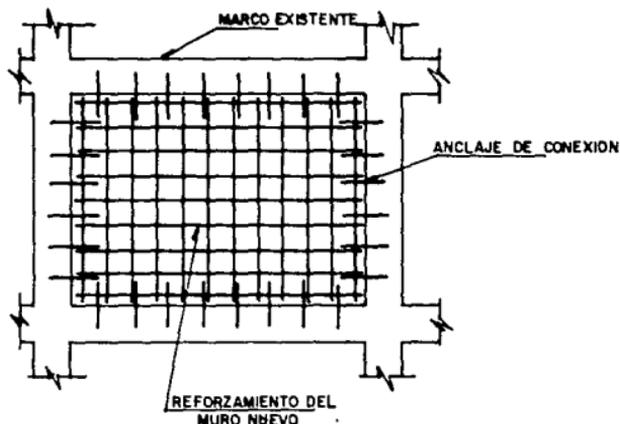
Por lo que respecta a las trabes, dado que éstas se comportan como sección compuesta, se incrementa en una gran proporción su resistencia, no obstante, se dictamina que esta alternativa de refuerzo no es óptima, ya que implica grandes costos y, sobre todo, la sección metálica sólo toma aproximadamente el 50 % de las solicitaciones horizontales, por lo que la losa reticular existente recibirá un porcentaje alto de efectos sísmicos, lo cual no es deseable ya que el objetivo del reforzamiento de la estructura existente es que los elementos estructurales adicionales sean sólo los que resistan las fuerzas laterales, por lo que esta opción de refuerzo no cumple con estos requisitos.

CAPITULO IV. ALTERNATIVA 3 DE REFORZAMIENTO : MUROS DE CONCRETO EN DOS DIRECCIONES ORTOGONALES**ANALISIS PRELIMINAR**

En adelante, se analizará la alternativa de refuerzo consistente en adicionar muros de concreto a los marcos existentes en las dos direcciones ortogonales.

La adición de muros de refuerzo dentro de marcos existentes puede llevarse a cabo mediante diversas técnicas siendo la más común el colar el muro de concreto en obra, confinándolo con las trabes y muros existentes, habiendo también la opción de colocar elementos prefabricados. Es importante diseñar los muros con el espesor adecuado para evitar problemas de esbeltez y para poder resistir los efectos por momento de volteo. Asimismo, es recomendable unir estos muros con las columnas existentes, las cuales soportando cargas verticales, ayudarán a mejorar la estabilidad del muro. También los sistemas de piso deben ser verificados para definir la resistencia del diafragma, así como los daños que presente la losa para que sean considerados para la determinación de los esfuerzos que transfiere ésta en cada nivel.

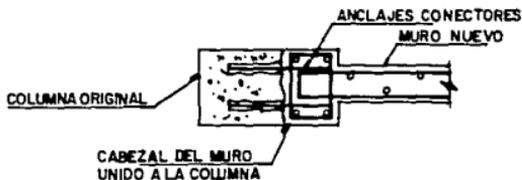
La continuidad entre el muro y el marco se lleva a cabo, generalmente a través de anclajes de acero de grado duro confinado con resina epóxica (ver figura adyacente).



CONEXION DEL MURO AL MARCO EXISTENTE



MURO DE CORTANTE CONECTADO A LA COLUMNA ORIGINAL



MURO CONECTADO A UNA COLUMNA REFORZADA

Para cuidar el incremento de la carga axial en las columnas perimetrales originado por el gran momento de volteo -ahora tomado por los muros de cortante los cuales son muy rígidos-, se requerirá un refuerzo longitudinal en las columnas. Podrían usarse varios métodos para el encamisado de las columnas, los cuales se mencionaron en el capítulo anterior.

El incremento de la capacidad lateral de la estructura propicia la transmisión de cargas considerables a la cimentación. Esta situación es particularmente crítica donde las cargas laterales son resistidas por un número reducido de muros de cortante, generándose así momentos de volteo importantes en la base de los muros. La adición de elementos estructurales en la cimentación, así como el reforzamiento local de contratraveses serán necesarios en la generalidad de casos.

Es de relevante importancia al realizar la distribución de los muros de cortante, ubicar a éstos respetando lo más posible el proyecto arquitectónico original, con el fin de no alterar el funcionamiento del edificio y sus características en cuanto a la distribución de espacios, fuentes de iluminación, ventilación, etc. Para esto, es recomendable ubicar los muros de concreto donde haya muros de mampostería de la forma mas simétrica posible. Dependiendo de las características del edificio, se estudiará el mejor método constructivo para cumplir con los requerimientos del propietario o de la funcionalidad del inmueble.

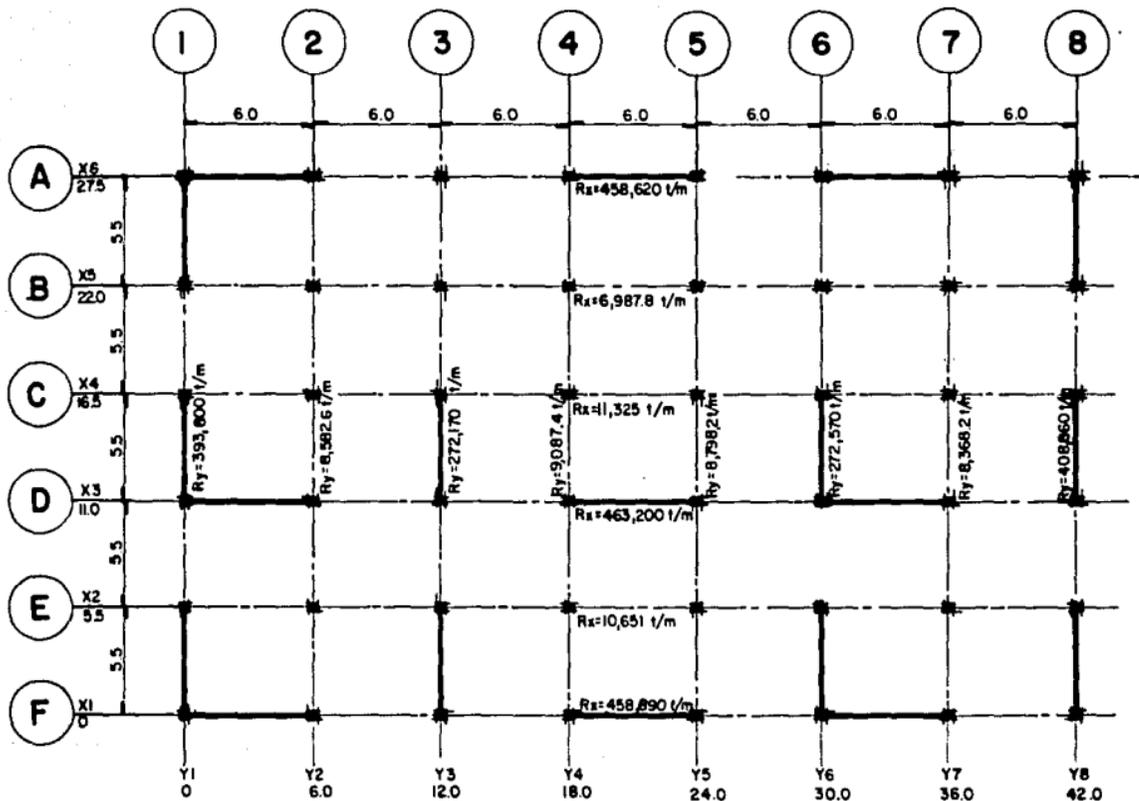
Esta alternativa para la reestructuración, está propuesta para proporcionar la rigidez necesaria a la estructura existente, añadiendo muros de cortante en direcciones ortogonales en planta de nuestra edificación. Estos elementos estructurales proporcionan porcentajes elevados de rigidez, de tal manera, que toman la mayor parte de las acciones telúricas y disminuyen los efectos de estas fuerzas en el resto de la estructura existente. Por lo anterior, es muy importante tomar en cuenta la acción de los efectos torsionantes en la estructura, para la cual se realizaron varias alternativas posibles de distribución de elementos de rigidez de tal modo que se presentaran valores mínimos para las excentricidades que dan origen a dichos efectos.

Las consideraciones sísmicas para el análisis estructural consistieron en el peso propio de la estructura, así como la geometría de los elementos estructurales reforzados, y la adición de los muros de concreto -tomando en cuenta en éstos su rigidez por flexión y por cortante-; además el efecto del 30 % del momento torsionante ocasionado por el sismo actuante en la dirección normal al considerado que especifica el RCDF-87, así como los efectos debidos a las cargas vivas y muertas.

A continuación (ver figuras siguientes), se presentan las plantas que contienen los resultados de las rigideces relativas de entrepiso, así como sus centros de gravedad y pesos para análisis sísmico. Asimismo, se indica la distribución adoptada para los muros de concreto.

Con respecto al análisis de los muros de rigidez, se tomaron en cuenta las hipótesis y teorías de la elasticidad y, por tanto, sus propiedades elásticas, tales como el módulo de elasticidad, módulo de cortante y módulo de Poisson, todo esto con el fin de integrar los muros de rigidez a los marcos que forman la estructura existente. El modelo estructural empleado contempló la idealización de los muros de concreto en base al método del elemento finito, así como la ampliación de las columnas.

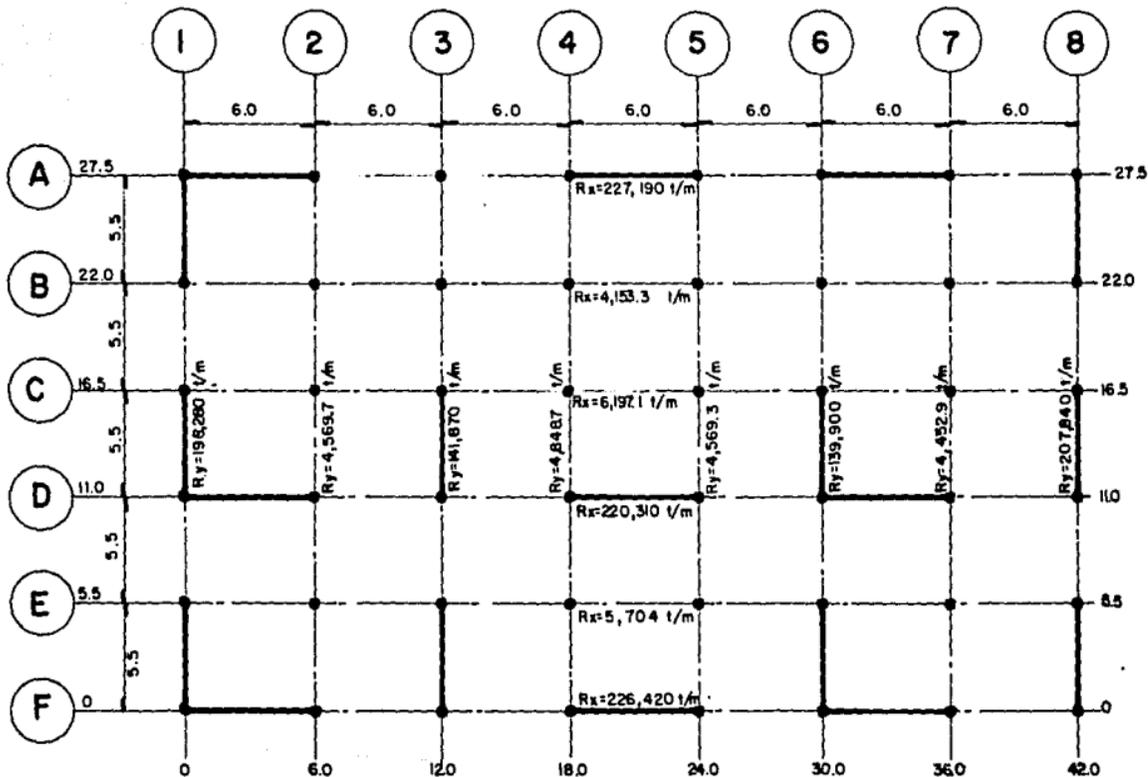
Con los resultados definitivos de los análisis de cargas permanentes y su combinación con las cargas accidentales, se verificó que los elementos estructurales resistieran las fuerzas cortantes, momentos torsionantes de entrepiso, momentos flexionantes, fuerzas axiales y momentos de volteo, afectados de sus correspondientes factores de carga. El diseño de los nuevos muros de rigidez de concreto reforzado sujetos a fuerzas de compresión, flexión y cortante, fue realizado mediante diagramas de interacción momento-carga axial, los cuales muestran las cargas de compresión o tensión, así como los momentos flexionantes que puede admitir una sección.



$\Sigma R_x = 1,409,673.8 \text{ t/m}$
 $\Sigma R_y = 1,382,236.4 \text{ t/m}$
 PESO PARA SISMO = 1733.6 t
 $X_6 = 22.0$; $X_6 = 14.10 \text{ m}$

NIVEL ENTREPISO

REGISTRO CIVIL
CUERPO B
REESTRUCTURACION



$\Sigma R_x = 689,574.4 \text{ t/m}$

$\Sigma R_y = 706,330.6 \text{ t/m}$

PESO PARA SISMO = 14,30.7 t

X6 = 19.8 m; Y6 = 13.9 m.

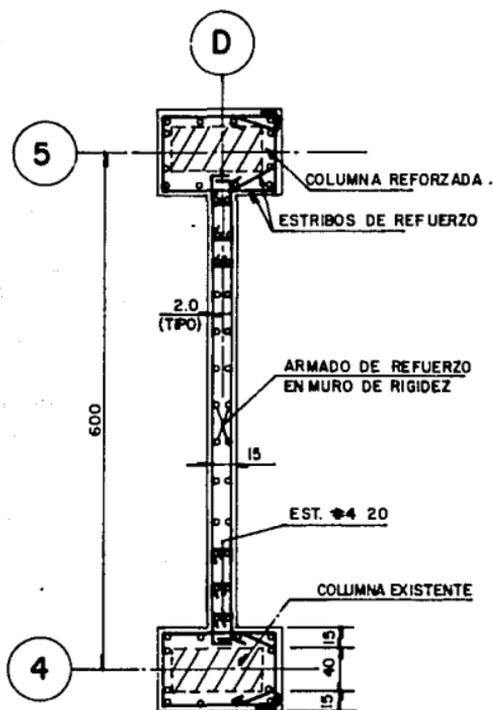
NIVEL AZOTEA

REGISTRO CIVIL
CUERPO B
REESTRUCTURACION.

Para lograr un mejor trabajo en este tipo de muros sujetos a momentos considerables, el refuerzo a flexión se colocó próximo a ambos extremos debido a las inversiones de momentos originados bajo cargas laterales, con cantidades iguales de refuerzo y así se resiste el momento flexionante mediante el par de acero interno, lo que produce una mayor eficiencia de ductilidad.

Se presentarán unos detalles constructivos a continuación que fueron creados con esta opción de refuerzo, en los cuales se trata de esquematizar parte del proceso constructivo que está implícito en lo anteriormente descrito.

ARMADO DE REFUERZO EN COLUMNA $\Phi 8$
CONCRETO $f_c=250 \text{ kg/cm}^2$
ACERO DE REFUERZO $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
COTAS EN CENTIMETROS



REFORZAMIENTO ESPECIAL PARA JUNTAS MURO - COLUMNA

CONCLUSIONES

En la revisión de esta alternativa de refuerzo -que como se mencionó, es muy apreciada entre otras opciones-, rigió el efecto de resistencia sobre el efecto de desplazamientos debidos a sollicitaciones sísmicas -que nuevamente era esperado este comportamiento, ya que en las opciones de refuerzo anterior cubríamos este requisito-. Asimismo, para el buen funcionamiento de los muros son esenciales dos puntos: una cimentación adecuada que dé una fijación suficiente a su base, y continuidad en la conexión de los muros con las columnas y traveses en cada nivel para resistir conjuntamente las cargas horizontales. Lo anterior implicará un reforzamiento especial en el sistema de cimentación, así como en las conexiones de los muros con la estructura existente, lo que conlleva un costo muy considerable al presupuesto de la rehabilitación del edificio. A esto se aunará el costo del reforzamiento de las traveses y columnas existentes contiguas a tales muros de cortante, ya que debido a la gran rigidez de éstos, absorben un alto porcentaje de fuerza sísmica, especialmente cuando se ligan a marcos o miembros de menor rigidez -como fue este caso-, por lo que en dichos muros se inducen momentos flexionantes de gran magnitud. Concluyendo, esta alternativa de refuerzo nos ofrece grandes ventajas de comportamiento ante acciones sísmicas, por lo que representa una excelente opción para proteger el inmueble, a expensas de compararla con otras alternativas para optimizar una solución satisfactoriamente.

**CAPITULO V. ALTERNATIVA 4 DE REFORZAMIENTO : CONTRAVENTEOS
DIAGONALES METALICOS EN DOS DIRECCIONES ORTOGONALES****ANALISIS PRELIMINAR**

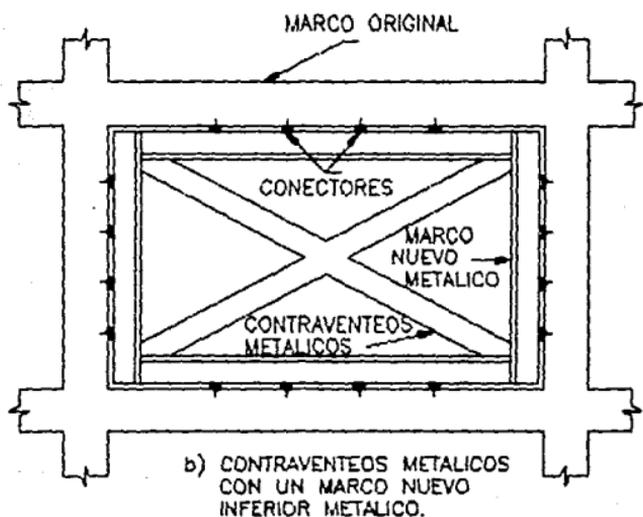
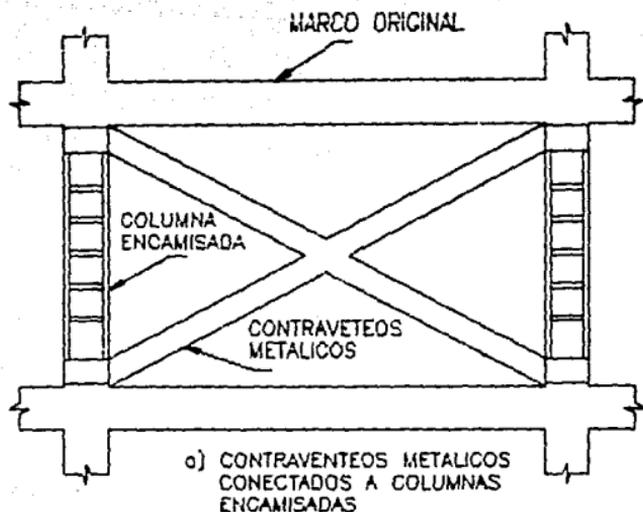
En adelante, analizaremos la alternativa de refuerzo estructural referente a contraventeos metálicos en dos direcciones perpendiculares. Diversas investigaciones han concluido que la configuración de los contraventeos como "X" desarrolla una mejor respuesta que la que tiene la forma de "V". Asimismo, se ha observado que la configuración en "X" en la que los contraventeos se encuentran en un sólo entrepiso, es decir, empiezan y terminan limitados por el entrepiso correspondiente, se requieran perfiles metálicos más pesados que si los contraventeos actuasen a través de dos entrepisos contiguos. Para ser más explícitos, la configuración en forma de "X" implica perfiles metálicos más económicos cuando los contraventeos empiezan en un entrepiso y terminan en el siguiente, ya que de esta forma resulta una relación de esbeltez menor para los contraventeos y, además, la losa del entrepiso intermedio -que está precisamente en el punto de cruce de los contraventeos-, nos arriestra totalmente el sistema de refuerzo, por lo que nos ofrece una solución más económica.

No obstante, la forma en que se dispondrá el contraventeo está en función del grado de dificultad técnica del método constructivo. Asimismo, se observó que los contraventeos

incrementan sustancialmente las fuerzas axiales en las columnas y se recomienda que se emplee un sistema estructural de resistencia contra sismo adecuado, empero, aún restan por realizar avances dentro de este campo para poder evolucionar las recomendaciones de diseño y detalles constructivos apropiados.

La reestructuración a base de contraventeos metálicos es apreciada debido a que representa una adición menor de peso que otras alternativas para de esta forma, prevenir un significativo incremento de la masa de la estructura y, por consiguiente, de las acciones laterales resultantes, así como minimizar el reforzamiento potencial de la cimentación causado por la adición de cargas verticales, lo cual puede demostrarse que resulta ser muy caro; y a que implica un tiempo de construcción más corto ya que en los trabajos de adecuación a la estructura existente debemos tener como prioridad factores tales como el costo, la funcionalidad, el espacio, la estética, etc.

La conexión de los contraventeos metálicos a la estructura de concreto existente es de particular importancia, dado que precisamente en estos puntos del marco se concentrarán fuerzas de gran magnitud, para lo cual es frecuente emplear placas y anclas metálicas; así también, generalmente se requiere el encamisado de las columnas donde se encuentra los contraventeos. Se ilustran a continuación los dos tipos de contraventeos antes descritos que suelen ser los más frecuentes dentro de este tipo de reforzamiento estructural.



TIPOS DE MARCOS DE CONCRETO
REFORZADOS CON CONTRAVENTEOS
METALICOS

La distribución de los contraventeos es usualmente ideada para ser compatible con los sitios donde se encuentren puertas y ventanas, de tal manera de proveer una apariencia estéticamente agradable durante el servicio del inmueble. Así, los contraventeos metálicos han demostrado poder proporcionar una excelente absorción de energía a efecto de movimientos sísmicos; puede, asimismo, ofrecer una mayor adaptabilidad de la distribución de los contraventeos para compaginarla con las fuentes de iluminación con las que cuenta la edificación.

Otra consideración importante para el reforzamiento de estructuras de concreto con un sistema estructural metálico, se refiere a las rigideces relativas de entrepiso de la estructura existente y los nuevos contraventeos metálicos. Generalmente, la estructura original resultante tendrá una rigidez mayor, no obstante, también le asignamos a este sistema metálico -relativamente flexibles-, propiedades tales como para reforzar, dar estabilidad y ductilidad a nuestro sistema estructural existente. En la ocurrencia de un sismo, caben esperar fallas en la estructura existente, y después de esta fase, el sistema de contraventeo metálico tendrá una rigidez similar y funcionará en una forma eficiente.

Para todo tipo de contraventeos metálicos, las consideraciones de diseño más importantes se refieren en cuanto a la transferencia de fuerzas entre los contraventeos y la estructura existente. Esto implica a las cargas horizontales que

están aplicadas en cada nivel de la estructura a los contraventeos metálicos, así como también la transferencia de reacciones verticales aplicadas en las columnas para contrarrestar los efectos de volteo propiciados por el sistema de contraventeo metálico. Los conectores y trabes metálicas para el diafragma horizontal frecuentemente deben ser adicionados; así también es recomendable que los contraventeos metálicos deban proveer un sistema completo, consistente en elementos metálicos horizontales a nivel de piso para coleccionar las sollicitaciones sísmicas, así como miembros metálicos continuos -probablemente adyacentes a las columnas existentes- para resistir los efectos del volteo; de igual manera, los miembros metálicos colectores -tanto horizontales como verticales-, transfieren las cargas y producen una buena interacción entre los contraventeos y el marco existente, además, los miembros metálicos adyacentes a las columnas incrementan a éstas su resistencia y rigidez. Como un componente principal de este sistema de resistencia sísmica se encuentran los miembros diagonales entre los elementos verticales y horizontales, los cuales tienen la función de resistir el mayor porcentaje del cortante sísmico.

Las conexiones entre la estructura metálica y la original entrañan consideraciones especiales, tales como pernos confinados con un aglomerado epóxico, anclas para cortante de expansión diseñadas conservadoramente o un encamisado con concreto y acero de refuerzo para ligarlos a la estructura existente. De igual manera, la incombustibilidad del sistema de acero adicionado a la

estructura debe ser considerado y reglamentado para contener los compuestos necesarios para lograr esta propiedad tan importante. No obstante, el que sean incombustibles dichos contraventeos, está realmente más allá de la probabilidad de un incendio simultáneo con un sismo; dado que los contraventeos metálicos se adicionaron sólo para resistir efectos sísmicos y no carga vertical, se podría pensar que el acero estructural adicional no necesita ser inflamable. Sin embargo, si el sismo provoca un incendio en la estructura, los contraventeos metálicos deben mantener su integridad tal que puedan resistir los efectos más importantes de este fenómeno.

Otro punto a considerar, fue el de tratar de tener una distribución de los contraventeos metálicos de manera uniforme, para así crear una nueva clasificación de los efectos de descargas en la cimentación, con objeto de evitar zonas locales críticas en la reestructuración y el refuerzo consiguiente que se le debería proporcionar a la misma, para adecuarla a las nuevas condiciones de sollicitación sísmica.

Dado que los defectos constructivos en las soldaduras reducen la ductilidad del marco contraventeado, la fabricación y/o diseño de las conexiones que implique un proceso de soldado, debe de tener una rigurosa inspección. La construcción, soldado y fabricación del sistema de contraventeos metálicos, deben de ser cuidadosamente ejecutados y supervisados para asegurar un comportamiento satisfactorio durante su vida útil.

Todas las premisas anteriores conllevaron a prever la alternativa de reforzar la estructura existente mediante la rigidización de algunos marcos tanto en la dirección transversal como en la longitudinal. Así, para ligar los elementos estructurales de refuerzo, se conectaron a la estructura existente a través de placas de acero y tornillos de alta resistencia. A continuación, se presentan unos esquemas conteniendo los detalles constructivos referentes a este tipo de refuerzo estructural, para así poder visualizar el proceso constructivo de la reestructuración del inmueble, así como también la idealización de los marcos que componen la estructura.

Habiéndose modelado los marcos de la estructura existente se obtuvieron mediante un análisis estructural los valores de las rigideces relativas de entrepiso y los elementos mecánicos debidos a carga vertical y horizontal, así como los elementos cinemáticos de la reestructuración. Se anexan a continuación las elevaciones de los modelos estructurales con los que se analizó el refuerzo del edificio, presentando un marco en la dirección transversal y otro en la longitudinal.

Para poder evaluar la magnitud de las sollicitaciones debidas a movimientos telúricos, se realizó un análisis sísmico dinámico,

considerando para ello: las cargas muertas debidas al peso propio, acabados, muros, rellenos, etc., así como las cargas vivas mencionadas en el Capítulo I; las rigideces de todos los elementos de la estructura reforzada; y las recomendaciones del RCDF-87.

El coeficiente sísmico que se empleó fue igual a $0.40 \times 1.5 = 0.60$, el cual corresponde a una estructura del grupo A ubicada en terreno tipo 3 (zona de lago, es decir, terreno blando). El factor de comportamiento sísmico que se consideró fue de $Q = 2.0$, que corresponde a una estructuración a base de marcos contraventeados.

Posteriormente, se efectuó la revisión de los elementos cinemáticos horizontales de la estructura reforzada de acuerdo con el Reglamento de Construcciones. Se verificó que las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debidos a las fuerzas horizontales -calculados conforme a lo establecido anteriormente-, no excedieron a 0.006 y a 0.012 veces la diferencia de elevaciones correspondiente, por lo que la estructura reforzada cumple con los requisitos mencionados en el Artículo 209 del RCDF-87.

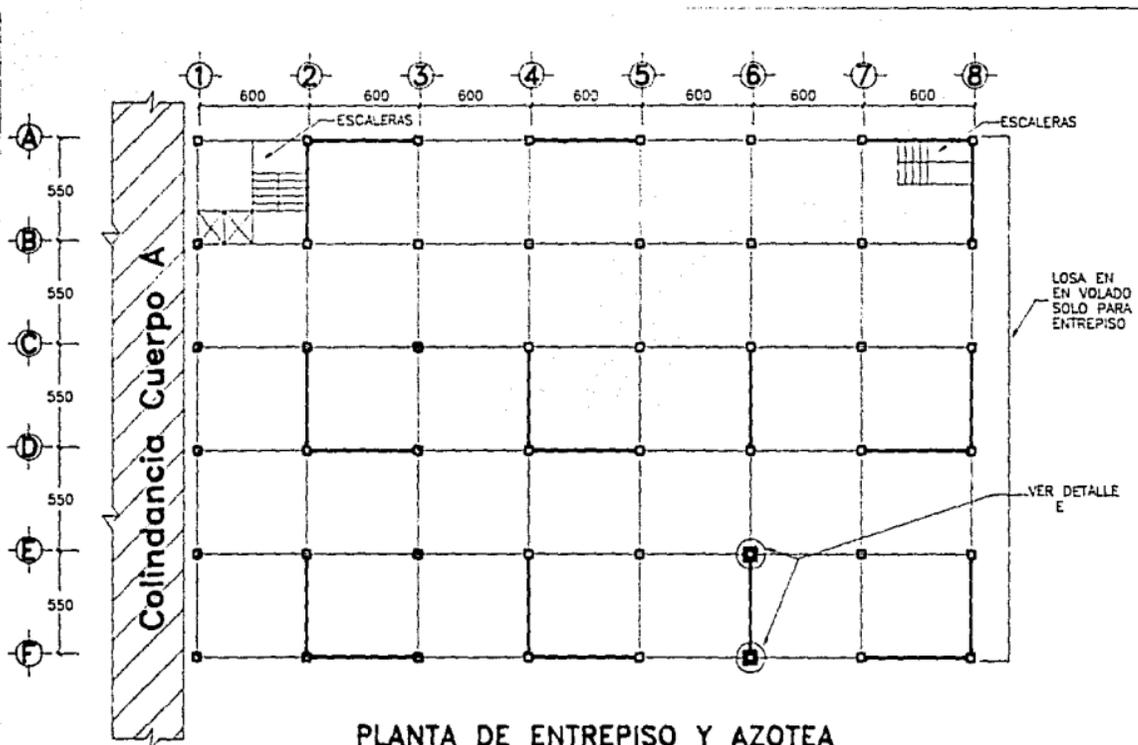
Con el fin de mostrar las revisiones antes mencionadas, se enlista el archivo de resultados del análisis sísmico dinámico, el cual contiene las rigideces relativas de entrepiso de los marcos, los elementos cinemáticos en tres direcciones, las

acciones generadas por la distribución de fuerzas sísmicas, el análisis del espectro de diseño sísmico y la revisión por desplazamientos horizontales.

Asimismo, se presentan las plantas de la estructura que contienen la distribución de los marcos contraventeados junto con los que no se reforzaron. Es importante mencionar que la distribución de los contraventeos no es completamente simétrica, debido a las restricciones motivadas por el funcionamiento arquitectónico del edificio y para evitar problemas constructivos en las colindancias.

Con respecto a la etapa de diseño, se calcularon los elementos estructurales que se refuerzan, acatando siempre los criterios señalados en el RCDF-87, junto con sus Normas Técnicas Complementarias, considerando los factores de carga y resistencia especificados en los citados textos.

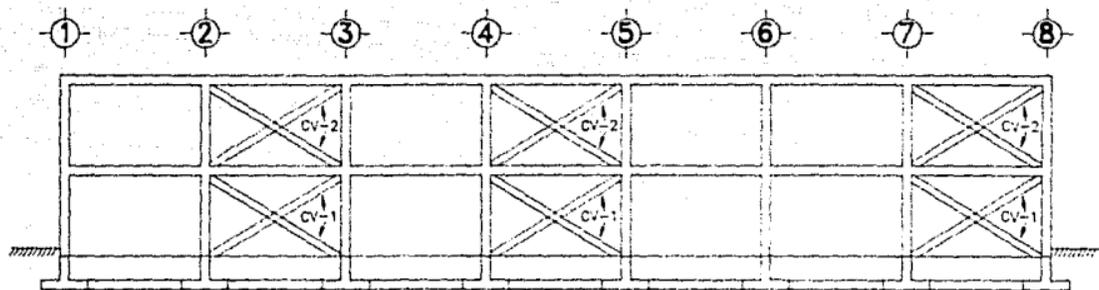
En lo referente a la fase de revisión de los elementos estructurales que se consideró que no se reforzarían, se siguieron los criterios descritos en el Reglamento y en las Normas. Prosiguiendo con el proceso de revisión, se verificó la cimentación existente de acuerdo con los criterios señalados en el Código de Construcciones antes citado, comprobándose que las resistencias de los elementos estructurales de la cimentación fuesen mayores que las acciones últimas.



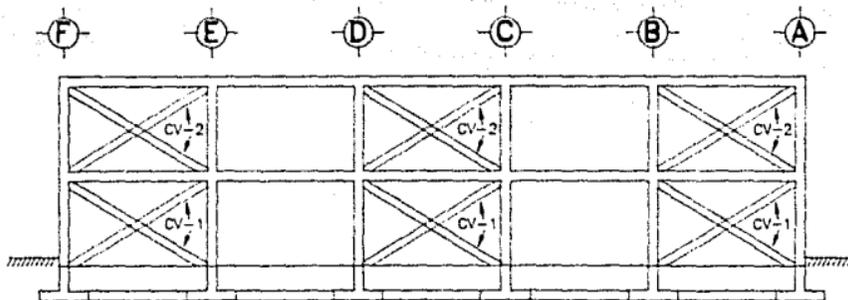
PLANTA DE ENTREPISO Y AZOTEA

SIMBOLOGIA

- COLUMNA DE CONCRETO EXISTENTE
- AMPLIACION DE COLUMNA EXISTENTE
- MARCO CONTRAVENTEAADO



ELEVACION MARCOS CONTRAVENTADOS EJES A, D Y F



ELEVACION MARCOS CONTRAVENTEADOS EJES 2 Y 8

| | | | | | |
|---|---|---|---------|-------------|---------|
| 6 | X | 1 | 669.001 | .178686E-01 | 98317.9 |
| 6 | X | 2 | 1087.80 | .376760E-01 | 54918.7 |
| 1 | Y | 1 | 669.001 | .554653 | 3167.39 |
| 1 | Y | 2 | 1087.80 | .996055 | 2464.42 |
| 2 | Y | 1 | 669.001 | .178864E-01 | 98219.8 |
| 2 | Y | 2 | 1087.80 | .386949E-01 | 52276.8 |
| 3 | Y | 1 | 669.001 | .515321 | 3409.14 |
| 3 | Y | 2 | 1087.80 | .897631 | 2845.33 |
| 4 | Y | 1 | 669.001 | .278922E-01 | 62985.3 |
| 4 | Y | 2 | 1087.80 | .590677E-01 | 34892.8 |
| 5 | Y | 1 | 669.001 | .554653 | 3167.39 |
| 5 | Y | 2 | 1087.80 | .996055 | 2464.42 |
| 6 | Y | 1 | 669.001 | .278922E-01 | 62985.3 |
| 6 | Y | 2 | 1087.80 | .590677E-01 | 34892.8 |
| 7 | Y | 1 | 669.001 | .554653 | 3167.39 |
| 7 | Y | 2 | 1087.80 | .996055 | 2464.42 |
| 8 | Y | 1 | 669.001 | .180510E-01 | 97324.2 |
| 8 | Y | 2 | 1087.80 | .392573E-01 | 51296.0 |

Parámetros para Análisis Dinámico Espectral Modal:

Norma empleada :

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (3 de julio de 1987) con Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (5 de noviembre de 1987).

Zona de ubicación III
 Tipo de estructuración 1
 Grupo según uso A
 Factor Ductilidad (Qx) .. 2.000
 Factor Ductilidad (Qy) .. 2.000
 Acelerac. gravedad (g) .. 9.810
 Coeficiente sísmico (c) .. .400
 Factor amplific. (Fa) .. 1.500
 Ordenada para T = 0 (a0) .. .100
 Período caract. A (TA) .. .600
 Período caract. B (TB) .. 3.900
 Exponente ord. spec.(r) .. 1.000

Fuerzas Estáticas, Masas, Propiedades de cada Nivel

| Niv Estático | Fuerza | | Dimensiones | | | | |
|--------------|--------|-------|-------------|-------|-------|-------|-------|
| | Masa | X(M) | Y(M) | B | H | l | |
| 1 | 669.0 | 164.6 | 22.00 | 14.10 | 42.00 | 27.50 | 3.500 |
| 2 | 1088. | 133.8 | 19.80 | 13.90 | 42.00 | 27.50 | 3.500 |

Datos del Modelo (Modif.) resultante:

| Rig.Piso | Dirección X | | | Dirección Y | | |
|----------|-------------|-------------|--|-------------|------------|----------|
| | Diag.Ppal. | Subdiagonal | | Rig.Piso | Diag.Ppal. | Subdiag. |
| 310077. | 2960.63 | .000000 | | 334426. | 3146.63 | .000000 |
| 177326. | 1324.88 | -1194.60 | | 183597. | 1371.73 | -1236.85 |

=====

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

=====

Análisis Dinámico Sísmico para Edificios

Proyecto : **Registro Civil Central** Archivo : D.ADS
 Cliente : D.D.F. Fecha : 20/JN/91
 Obra : Refuerzo estructural a base de Revisión : Definitiva
 contraventeos metálicos

Solución al Eigenproblema. Sismo en dirección X

| | | | |
|---------|---------|---------|--------|
| Modo: 1 | W (Rad) | T (seg) | F (Hz) |
| | 26.363 | .23833 | 4.1958 |

Forma : .36351E-01 .76460E-01

| | | | |
|---------|---------|---------|--------|
| Modo: 2 | W (Rad) | T (seg) | F (Hz) |
| | 59.921 | .10486 | 9.5367 |

Forma : .68941E-01 -.40315E-01

=====

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

=====

Análisis Dinámico Sísmico para Edificios

Proyecto : **Registro Civil Central** Archivo : D.ADS
 Cliente : D.D.F. Fecha : 20/JN/91
 Obra : Refuerzo estructural a base de Revisión : Definitiva
 contraventeos metálicos

Solución al Eigenproblema. Sismo en dirección Y

| | | | |
|---------|---------|---------|--------|
| Modo: 1 | W (Rad) | T (seg) | F (Hz) |
| | 27.146 | .23146 | 4.3204 |

| | | | |
|---------|---------|---------|--------|
| Modo: 2 | W (Rad) | T (seg) | F (Hz) |
| | 61.494 | .10218 | 9.7870 |

=====

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

=====

Análisis Dinámico Sísmico para Edificios

Proyecto : **Registro Civil Central** Archivo : D.ADS
 Cliente : D.D.F. Fecha : 20/JN/91
 Obra : Refuerzo estructural a base de Revisión : Definitiva
 contraventeos metálicos

Resultados del Análisis Espectral Modal:

Coefficientes de Participación Modal:

| Modo | X | Y |
|------|--------|--------|
| 1 | 16.218 | 16.151 |
| 2 | 5.9538 | 6.1321 |

Nivel Coordenadas Centro Rigidez Excentricidad Calculada

| | X(C.R.) | Y(C.R.) | ESX | ESY |
|---|---------|---------|--------|---------|
| 2 | 23.557 | 12.939 | 3.7568 | -.96141 |
| 1 | 23.716 | 12.905 | 1.7158 | -1.1949 |

Rigidez lateral, Factor $S(KY \cdot X^2) + S(KX \cdot Y^2)$, Fuerzas

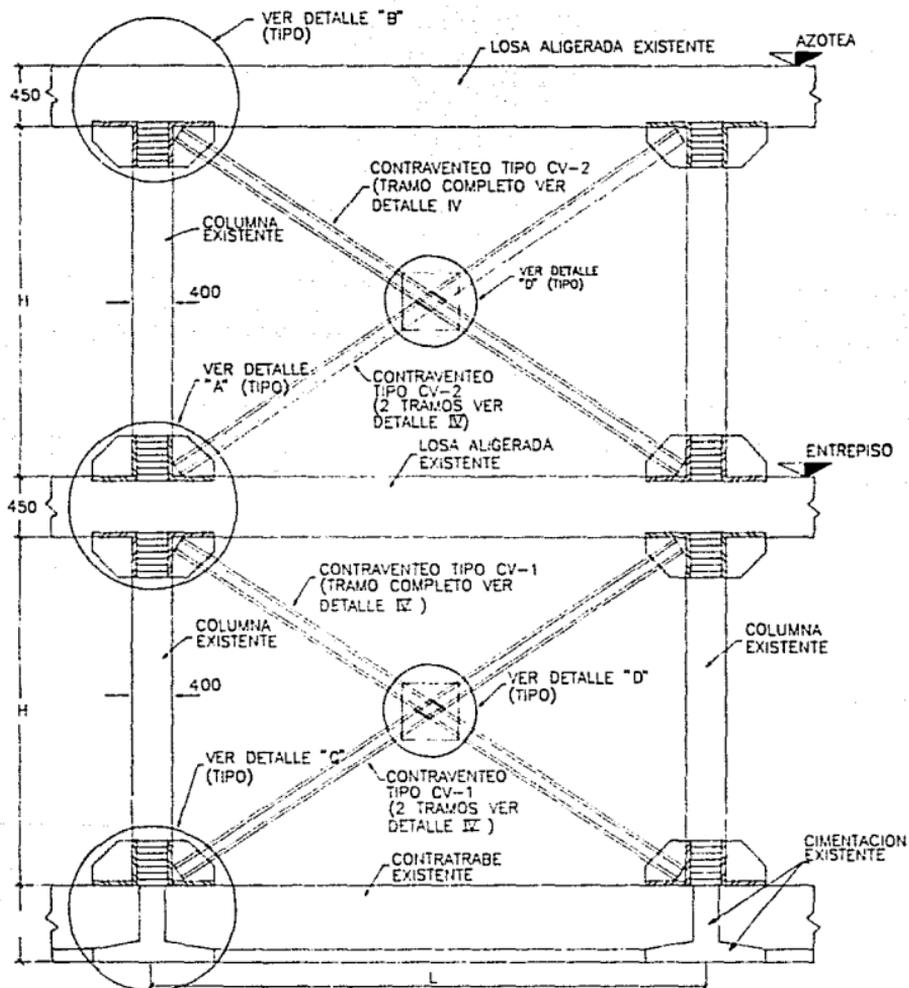
| Nivel | Rigidez lateral KX | Rigidez lateral KY | Factor | Fuerza Estática | Fuerza Dinámica FX | Fuerza Dinámica FY |
|-------|-----------------------|-----------------------|-----------|--------------------|-----------------------|-----------------------|
| 2 | .1773E+06 | .1836E+06 | .5984E+08 | 1088.0 | 351.6 | 348.3 |
| 1 | .3101E+06 | .3344E+06 | .1090E+09 | 669.0 | 202.7 | 195.7 |

| | | | | |
|------------|---|--------|-------|-------|
| V | : | 1757.0 | | |
| A0x/C*V/Qx | : | 437.2 | 554.2 | |
| A0y/C*V/Qy | : | 428.8 | | 544.0 |
| ξ | : | | 126.8 | 126.9 |

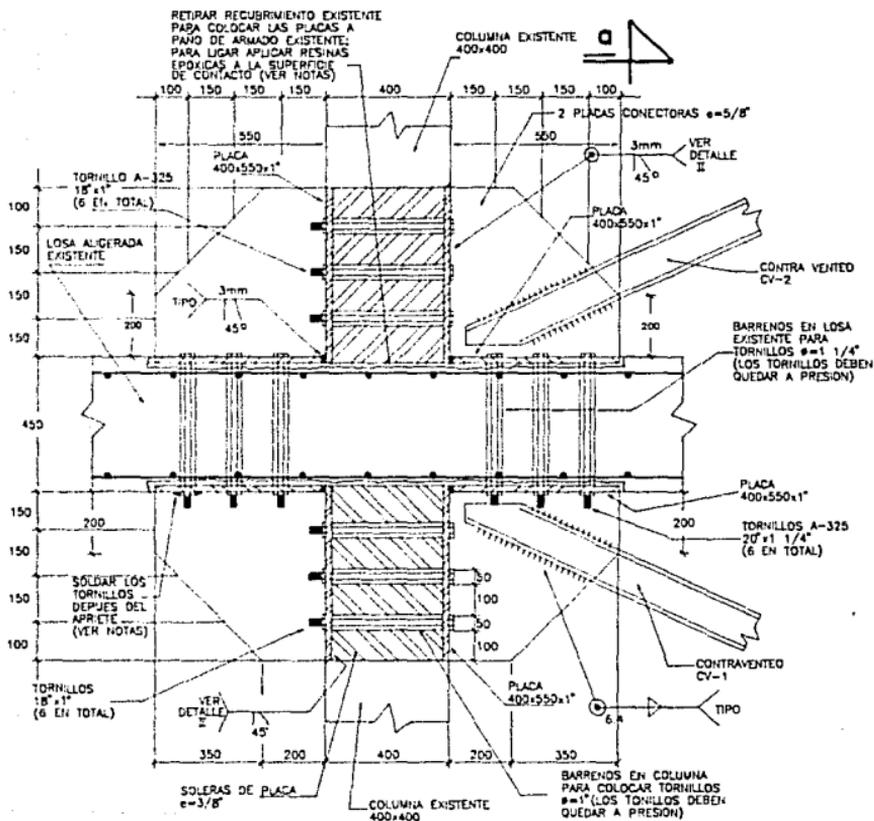
Cociente A0x/C = .4976867
 Cociente A0y/C = .4881392

Desplazamientos laterales generados por Fuerzas Dinámicas.

| Nivel | DX | Rel | DY | Rel | Per |
|-------|-----------|-----------|-----------|-----------|---------------------|
| 2 | .3770E-02 | .1983E-02 | .3524E-02 | .1897E-02 | .2100E-01 Permitido |
| 1 | .1787E-02 | .1787E-02 | .1627E-02 | .1627E-02 | .2100E-01 Permitido |



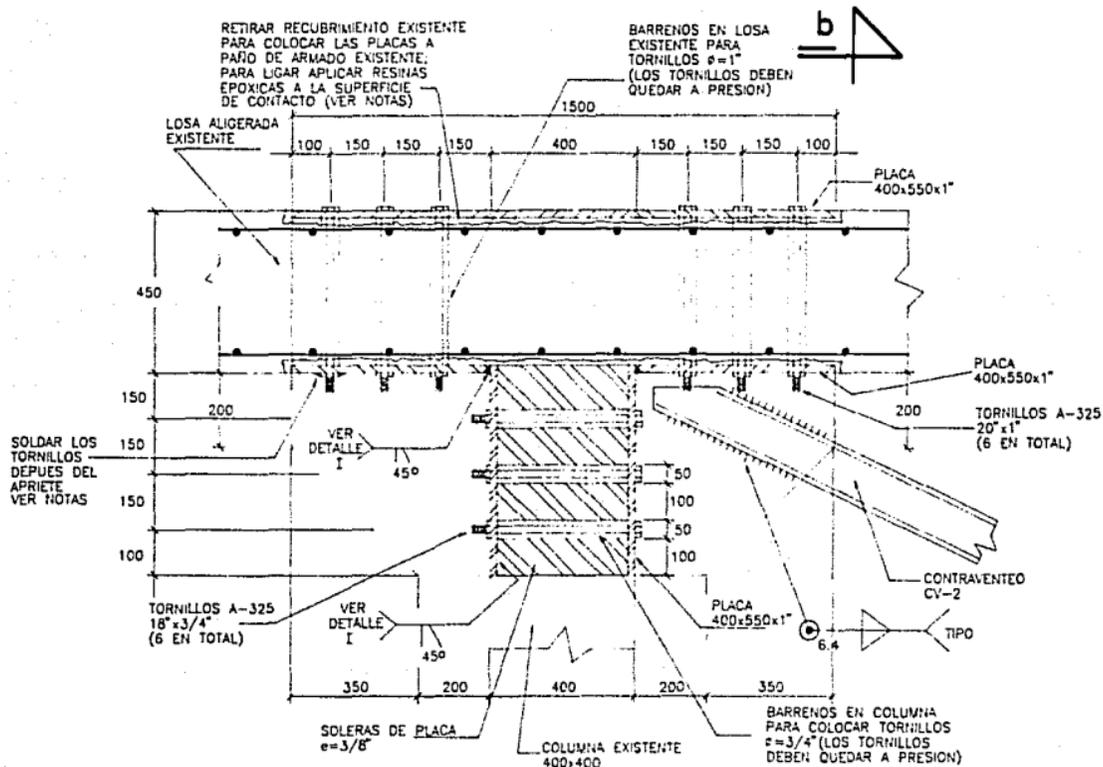
**ELEVACION ESQUEMATICA
DE MARCOS CONTRAVENTEADOS**



DETALLE A

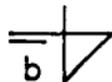
(ELEVACION)

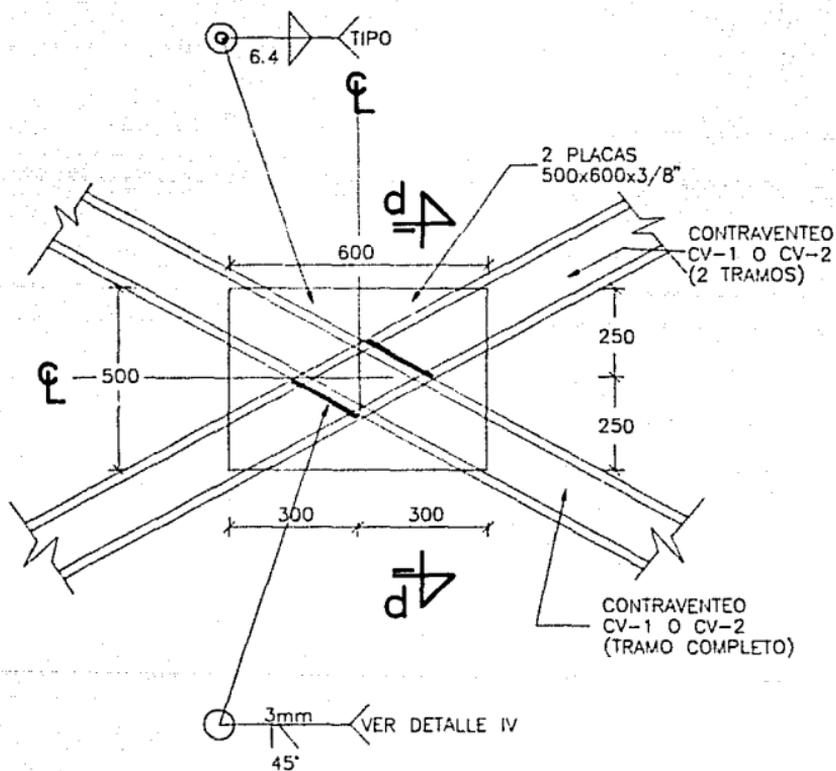




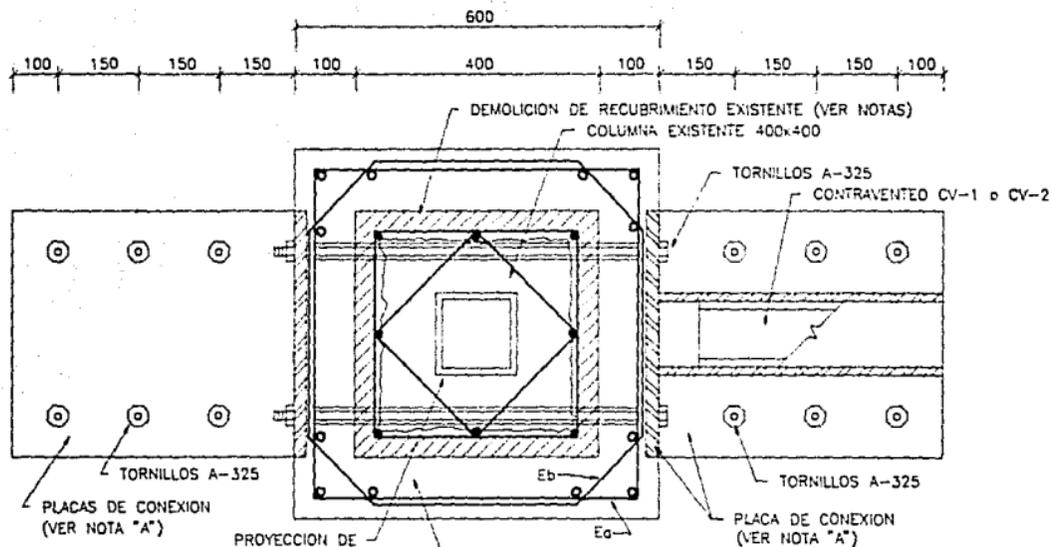
DETALLE B

(ELEVACION)





DETALLE D



PROYECCION DE
COLUMNA METALICA
EXISTENTE EN 2º
ENTREPISO

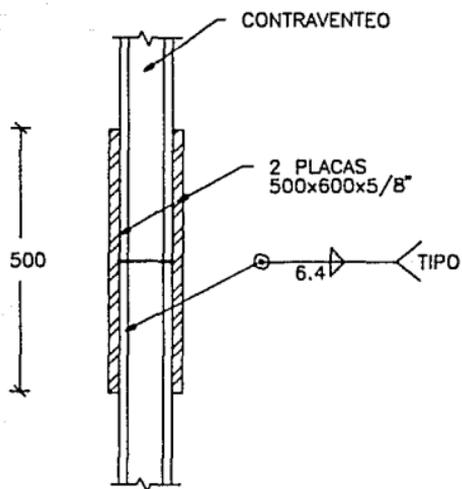
AMPLIACION DE COLUMNA EXISTENTE
LA COLUMNA AMPLIADA SERA DE
600x600 EN TODA SU ALTURA (EN
EL 2º ENTREPISO AHOGARA A LA
COLUMNA METALICA EXISTENTE.) LA
COLUMNA SE ARMARA CON:

12#8
Eg#3Ø20
Eb#3Ø20

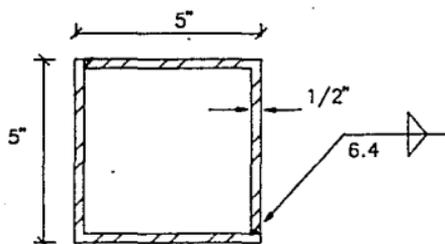
NOTA "A" IMPORTANTE

LAS COLUMNAS DE LOS EJES 6-E Y 6-F
DEBERAN AMPLIARSE SEGUN SE INDICA
EN EL DETALLE E; LAS CONEXIONES
PARA CONTRAVENTEO EN ESTAS COLUMNAS
(PLACAS, TORNILLOS, SOLDADURAS ETC)
SE HARAN CON LOS MISMOS CRITERIOS
QUE SE SEÑALAN EN LOS DETALLES
A, B, C Y D.

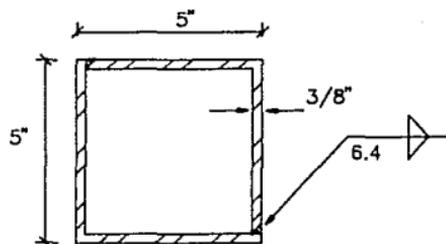
DETALLE E
(PLANTA)



SECCION d-d



**CONTRAVENTO
CV-1**



**CONTRAVENTO
CV-2**

CONCLUSIONES

El sistema de reforzamiento sísmico consistente en los contraventeos metálicos, en gran parte optimizan el funcionamiento del modelo reestructurado de concreto. Los contraventeos están diseñados para resistir las cargas laterales causadas por efectos de movimientos telúricos. Los elementos estructurales, tanto horizontales como verticales, desempeñan la función de transferir las cargas y producen una buena interacción entre los marcos de concreto existentes y el sistema de contraventeo metálico. Además de lo anterior, fue estimado que los contraventeos metálicos resisten entre el 60 y el 70 % de la carga horizontal, mientras las columnas cargan con las fuerzas restantes, por lo tanto, la losa reticular existente está expuesta sólo a pequeños esfuerzos adicionales, con lo que estamos logrando no sobrecargar este diafragma horizontal.

Otro punto a considerar como positivo para esta opción de refuerzo estructural, fue que se logró obtener una distribución de manera uniforme de los efectos de descargas en la cimentación, con objeto de evitar zonas críticas locales en la reestructuración y refuerzo que se le debía proporcionar a la misma, para adecuarla a las nuevas condiciones de sollicitaciones sísmicas. Este propósito se logró en la medida deseada, siempre cumpliendo con las Normas Técnicas Complementarias para Cimentaciones; de esta forma se minimizó el costo del proceso constructivo del refuerzo estructural.

Asimismo, esta opción de reestructuración nos proporciona una capacidad suficiente ante cargas laterales para el evento más grande posible, así como un incremento en la ductilidad de la estructura y también se presenta una distribución balanceada de la rigidez y resistencia de los elementos estructurales.

Esta alternativa, adicionalmente, es compatible con los requisitos referentes a la funcionalidad, la estética, el espacio, las dificultades técnicas, el tiempo de ejecución y el costo; por lo que se considera que la presente opción de refuerzo estructural cumple cabalmente con los suficientes requisitos como para convertirse en una solución óptima de refuerzo del edificio.

CAPITULO VI. ANALISIS ENTRE LAS ALTERNATIVAS DE REFUERZO**ANALISIS PRELIMINAR**

La presente sección ahondará con respecto al análisis global entre las alternativas de refuerzo estructural previamente estudiadas, lo cual conlleva a la elección del sistema de reestructuración óptimo para el edificio en cuestión.

Existen varios métodos para reforzar inmuebles dañados por sismo. El método seleccionado debe ser compatible con el aspecto estético, la funcionalidad del edificio, el diseño arquitectónico original y, además, con las propiedades mecánicas de la estructura existente, tales como su resistencia, ductilidad, rigidez, etc. De esta forma, las actividades propias del edificio durante el reforzamiento del inmueble -como es nuestro caso-, darán pauta para la elección del sistema de reforzamiento.

Cabe mencionar que existen otras alternativas de refuerzo estructural. Una de éstas, que consideramos importante mencionar, es la que contempla adicionar una estructura exterior a la edificación existente. Esta opción de refuerzo es útil cuando no es posible o conveniente modificar el interior de la estructura existente con el fin de incrementar la resistencia ante efectos sísmicos. La estructura adicional cuenta con una resistencia

incrementada ante cargas laterales y con una rigidez mayor, la cual puede ser usada para resistir las acciones sísmicas generadas en la estructura original.

Por otra parte, en la implementación de estos sistemas de refuerzo, es vital que las conexiones entre la nueva y vieja estructura sean capaces de transmitir las fuerzas que serán generadas. La compatibilidad geométrica y el equilibrio de fuerzas llegan a ser las más grandes preocupaciones en el diseño de la estructura auxiliar. Sin embargo, este sistema de refuerzo estructural no se considera adecuado para nuestro inmueble, tanto por el aspecto técnico como en el económico.

Generalmente, para elegir la opción más conveniente, es trascendental tomar en consideración criterios que impliquen el costo, la funcionalidad, la importancia social, el espacio, las dificultades técnicas, el tiempo de ejecución y la estética. A continuación analizaremos la importancia de cada uno de estos aspectos.

El costo de la alternativa de refuerzo estructural a base de contraventeos metálicos, optimiza económicamente el proceso de reestructuración, comparándolo con las alternativas previas que se analizaron y, sobre todo, con la opción de muros de concreto, la cual se consideró que cumplía en cuanto a requisitos de desplazamientos y resistencias.

Nuestra alternativa de contraventeos metálicos nos ofrece grandes ventajas como las siguientes:

- Las columnas existentes son suficientes para complementar nuestro sistema de refuerzo y, por lo tanto, no será necesario encamisarlas.
- Los elementos estructurales a flexión de la losa aligerada resisten el porcentaje de acciones correspondientes residuales de las que toman los contraventeos.
- Se genera una distribución uniforme de esfuerzos en la cimentación, y así no definimos zonas locales críticas, con esto evitando reforzar el sistema de cimentación existente.

Lo anterior conllevó a la optimización del presupuesto destinado a la reestructuración del edificio, para así proporcionar una solución económica.

La funcionalidad del inmueble no se verá afectada, ya que el proceso constructivo permite continuar la actividad cotidiana de la edificación, siendo mínimas las molestias causadas a los usuarios, lo que nos permite no alterar el funcionamiento normal del edificio.

La importancia social de la edificación radica en el volumen de documentos legales que se encuentran almacenados en el Registro Civil Central, y que implica un número elevado de documentos relevantes dentro del marco legal que día a día se

incrementa. Es por esto que se considera de vital importancia proteger adecuadamente esta estructura para que esté dentro de los límites marcados para el nivel de seguridad y de servicio permitidos por el Reglamento de Construcciones.

El diseño arquitectónico original no está afectado por el reforzamiento en base a contraventeos metálicos, ya que nos permite una mayor compatibilidad para los ajustes necesarios y así no afectar los espacios distribuidos en la estructura original, y de esta manera, poder compaginar la distribución del refuerzo estructural con el diseño arquitectónico original del edificio.

Referente al aspecto técnico de la elección de este tipo de refuerzo estructural, mencionaremos que una premisa principal fue el evitar al máximo el reforzamiento de la estructura existente, implicando que los elementos estructurales existentes contaran con la capacidad de resistir las nuevas solicitaciones impuestas. El sistema sismo-resistente con base a los contraventeos metálicos nos proporcionó rigideces relevantes que toma la mayor parte de las fuerzas sísmicas, disminuyendo el efecto de éstas en la estructura existente. Así también, se tomó en cuenta la acción de los efectos de torsión, y se propuso una distribución tal de elementos de refuerzo que fuera compatible con los requerimientos del propietario del edificio, para de esta forma, continuar prestando la misma funcionalidad y, simultáneamente, generar excentricidades mínimas que producirían efectos torsionantes.

El tiempo de ejecución se reduce notablemente, ya que el proceso constructivo es de relativa rapidez en la colocación de los contraventeos metálicos; además, no se colocarán elementos estructurales adicionales a los contraventeos, así como tampoco prácticamente se reforzará la estructura existente -a excepción del encamisado de dos columnas-, lo que incide en una reducción notable del tiempo de ejecución del refuerzo estructural.

Los contraventeos metálicos tienden a tener un buen aspecto, ya que suelen ser discretos y se pueden aprovechar para dar una vista estética del refuerzo estructural, por lo que si se les dá una apariencia agradable, causarán una impresión que está dentro del rubro de la estética del edificio.

Adicionalmente, comentaremos algunos aspectos sobre el costo de la reestructuración de edificaciones dañadas por efectos telúricos. Datos fidedignos acerca del costo de la rehabilitación de edificios han revelado que el presupuesto requerido para reforzar un inmueble es aproximadamente del 50 % del costo total de la construcción de un edificio nuevo con las mismas características. El reemplazo de los acabados y de los elementos no estructurales constituyen la mayor parte del costo total.

CONCLUSIONES

Particularizando, en cuanto al costo de las dos alternativas viables para reforzar la edificación, haremos una comparación entre la opción mediante la adición de muros de concreto y la alternativa de reforzar con contraventeos metálicos.

Reestructurar con muros de concreto requiere del desalojo parcial del edificio para que proceda la construcción y, adicionalmente, se presenta una pérdida de luz natural, ya que los muros obstruyen las fuentes de iluminación. Este sistema de reforzamiento se podría considerar probablemente más grato estéticamente, pero su costo estimado estriba en el 35 % aproximadamente del costo total de reconstrucción del edificio.

La alternativa de refuerzo a base de contraventeos metálicos, permite la mayor parte del trabajo de ejecución que se lleve a cabo sin desocupar el edificio. Así también, los marcos contraventeados no permiten una pérdida de iluminación natural ya que no obstruyen los claros de luz, siendo más compatible su distribución con el diseño arquitectónico original del inmueble. Este tipo de reestructuración está estimado con un costo aproximado del 25 % del costo total del reemplazo de la edificación.

CAPITULO VI

Si comparamos las ventajas y desventajas de las viables alternativas de refuerzo estructural, se enaltece la opción de reestructuración mediante el sistema de contraventeos metálicos, por lo que se exalta esta selección como óptima para solucionar la rehabilitación del edificio.

CONCLUSIONES

CAPITULO VII

CONCLUSIONES

Los fenómenos extraordinarios ocurridos el 19 y 20 de septiembre de 1985 en la ciudad de México, hizo patente que las estructuras bien concebidas, diseñadas y construidas o han sido reparadas adecuadamente, además de que cuenten con un buen programa de mantenimiento preventivo, tienen una resistencia mucho mayor que la que se previó al diseñarlas. Pero, asimismo, demostró que esa resistencia adicional, sin la cual los daños hubiesen sido mucho mayores de lo que fueron, puede perderse fácilmente al existir torsiones excesivas, cambios bruscos de rigidez de un entrepiso a otro, fallas por cortante o por pandeo, detalles o conexiones diseñadas y/o construidas de manera inadecuada. Todo esto cobra una importancia vital cuando suceden sismos de larga duración, los cuales exigen niveles elevados de ductilidad y de capacidad de absorción de energía sin daños apreciables en la estructura.

Aunado a lo anterior, los reglamentos de construcción deben requerir que las estructuras se diseñen con coeficientes sísmicos razonablemente altos en función del tipo de terreno donde se desplante la estructura y del grado de probabilidad sísmica de la

zona, siempre tratando de optimizarlos económicamente. Así también, se debe exigir que se empleen métodos de análisis y diseño estructural que vayan acorde con la importancia de la construcción. Pero existen otros puntos aún más importantes: se debe prestar atención especial a todo aquello que hace posible que los edificios tengan esa resistencia adicional que les permite soportar movimientos telúricos más intensos que el de diseño sin fallar y, en la mayoría de los casos, sin sufrir daños de consideración. Muchos de estos aspectos no reciben toda la atención requerida para mejorarlos en pro de la seguridad estructural, en la elaboración de los códigos de construcción.

En los proyectos de edificios nuevos, se debe prestar atención muy especial a su configuración; deben eliminarse las irregularidades geométricas y estructurales, tanto horizontales como verticales, para evitar torsiones excesivas y concentraciones de la demanda de ductilidad en zonas localizadas que serían probablemente incapaces de proporcionarla. Los elementos estructurales y no estructurales tienen que diseñarse cuidadosamente, prestando atención especial a su interacción, para evitar fallas locales que disminuyan la rigidez lateral de la estructura, incrementen las torsiones e inicien daños progresivos. Se deben elegir los materiales y sistemas estructurales más adecuados, así como los modelos analíticos más representativos del inmueble para su análisis y diseño. La revisión de todas las causas posibles de inestabilidad y el diseño de conexiones, son de importancia primordial en

CONCLUSIONES

estructuras de acero, y en las de concreto, se habrá de poner especial cuidado en la distribución del refuerzo, anclaje de las varillas y refuerzo por cortante, para evitar fallas frágiles.

El proceso de construcción requiere una supervisión estricta a detalle para detectar o corregir errores y prácticas incorrectas.

Se debe enfatizar en la relación existente entre resistencia y ductilidad, que debe ser cuidadosamente revisada para lograr el mayor equilibrio posible. En los últimos años se le ha dado relevancia a la ductilidad. Es verdad que su importancia radica, frecuentemente, en proporcionar una propiedad económica de resistir acciones sísmicas severas, y proporcionar una mayor capacidad de absorción de energía, la cual se necesitaría bajo sismos muy intensos; pero también es cierto que no es, teóricamente, una propiedad esencial, puesto que pueden construirse estructuras no dúctiles si tienen una resistencia suficiente, siempre y cuando los elementos estructurales requieran características que contravengan con la economía de la estructura.

Todo lo anterior implica una colaboración mucho mayor que la que ha habido hasta ahora entre propietarios, arquitectos, especialistas en mecánica de suelos, ingenieros estructurales, constructores y supervisores, durante todo el proceso de

CONCLUSIONES

construcción, desde las etapas de planeación conceptual y proyecto arquitectónico hasta el diseño estructural, la construcción, supervisión y mantenimiento.

Cabe hacer mención de la necesidad de que los reglamentos de construcción deben dirigirse, al tratar de seguridad estructural, a todos los especialistas que participan en el proceso de diseño y construcción, y no sólo a los ingenieros estructurales, que son considerados siempre responsables del proyecto, sin tener en consideración que frecuentemente tienen que trabajar dentro de un marco que ha sido definido por investigadores universitarios, arquitectos y otros especialistas.

Asimismo, es tangible la necesidad de distribuir equitativamente, la responsabilidad entre quienes definen los reglamentos, las autoridades de la ciudad que los aprueban y les dan carácter legal, los propietarios, arquitectos, ingenieros especialistas en mecánica de suelos y cimentaciones, ingenieros estructurales y constructores; puesto que todos ellos conforman el grupo multidisciplinario que determinan las características finales en la construcción de todo edificio y en su comportamiento durante su vida útil, con el fin de forjar un ámbito que implique una mayor colaboración entre este grupo multidisciplinario para que exista equidad en sus funciones, y así, alcanzar conjuntamente el grado máximo posible de seguridad estructural.

BIBLIOGRAFIA

1. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Diario Oficial de la Federación, México, D.F., julio 1987.
2. S.K. Singh y G. Suárez, "Review of the Seismicity of Mexico with Emphasis on the September 1985, Michoacan Earthquakes, the Mexico Earthquakes 1985, Factors Involved and Lessons Learned", American Society of Civil Engineering, New York, 1987.
3. E. Rosenblueth y R. Meli, "The 1985 earthquake: causes and effects in Mexico City", Concrete International, Vol 8, No 5, Detroit, Michigan, May 1986.
4. Robles F., J. Iglesias, C. Hernández and R. García, "Repair of Concrete Structures in Mexico City", Concrete International, Vol 8, No 5, May 1986.
5. Sugano, Shunsuke, "Seismic Strengthening of Existing Reinforced Concrete Buildings in Japan", Bull of the New Zealand Nat. Soc. for Earthq. Eng., Vol 14, No 4, Dec. 1981.
6. Hanson, Robert D., "Repair and Strengthening of Reinforced Concrete Members and Buildings", Proceedings of Workshop on Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings Construction (ERCBC), University of California, Berkeley, July 1977.
7. Hayashi, Toshio, Hideakira Niwa and Masashi Fukuhara, "The Strengthening Methods of the Existing Reinforced Concrete Buildings", 7WCEE, Istanbul, Turkey, 1980.
8. "Efectos de los sismos de septiembre de 1985 en las construcciones de la Ciudad de México. Aspectos estructurales", Segundo informe del Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D F, noviembre de 1985.