



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

"COMPARACION DE LA RESPUESTA SISMICA DE UN EDIFICIO DE CONCRETO DE CUATRO NIVELES CON RESULTADOS DE PROPIEDADES DINAMICAS OBTENIDAS EXPERIMENTALMENTE"

T E S I S

PRESENTADA A LA DIVISION DE INGENIERIA CIVIL TOPOGRAFICA Y GEODESICA DE LA FACULTAD DE INGENIERIA

Por

ENRIQUE SILVA LANG

PARA OBTENER EL TITULO DE LICENCIADO EN

INGENIERIA CIVIL



DIRIGIDA POR: M.I. OCTAVIO GARCIA DOMINGUEZ

MEXICO, D. F.,

2005

m. 344540



Universidad Nacional
Autónoma de México



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 esta 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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MÉXICO

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: Silva Lang Enrique

FECHA: 26 de Mayo del 2005

FIRMA: [Firma]

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/079/04

Señor
ENRIQUE SILVA LANG
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SISMICA DE UN EDIFICIO DE CONCRETO DE CUATRO NIVELES CON RESULTADOS DE PROPIEDADES DINÁMICAS OBTENIDAS EXPERIMENTALMENTE"

- INTRODUCCIÓN
- I. ANTECEDENTES
- II. OBJETIVOS Y ALCANCES
- III. DESCRIPCIÓN Y CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO
- IV. INSPECCIÓN E IDENTIFICACIÓN GEOMÉTRICO ESTRUCTURAL
- V. DETERMINACIÓN DE PROPIEDADES DINÁMICAS MEDIANTE UN ESTUDIO DE VIBRACIÓN AMBIENTAL
- VI. DESARROLLO DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO
- VII. ANÁLISIS DE RESULTADOS
- VIII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
- BIBLIOGRAFÍA

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"

Cd. Universitaria, a 6 de julio 2004.
EL DIRECTOR

[Firma]
M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/AJP/crc.

[Firma]
04/MAYO/2005

[Firma]
RODOLFO GARCÍA GÓZ
12/05/05

[Firma]
M. I. OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ

04-05-05



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL,
TOPOGRÁFICA Y GEODÉSICA

OFICIO FING/DCTG/SEAC/UTIT/079/04

ASUNTO: Solicitud de Jurado para
Examen Profesional.

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
DIRECTOR
FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM
Presente.

El señor ENRIQUE SILVA LANG, registrado en esta facultad con el número de cuenta 09852309-2, en la carrera de INGENIERO CIVIL, quien ha cubierto los requisitos académicos necesarios para realizar sus trámites de Examen Profesional, le solicita atentamente autorice el siguiente jurado:

ASIGNACIÓN	NOMBRE	R.F.C
PRESIDENTE:	M.I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA	DECA-470126
VOCAL:	M.I. OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ	GADO-660629
SECRETARIO:	M.I. MIGUEL ÁNGEL RODRÍGUEZ VEGA	ROVM-591030
1er. SUPLENTE:	ING. JORGE LUIS GRAJALES ESCARPILLI	GAJE-560627
2do SUPLENTE:	ING. JUAN LUIS UMAÑA ROMERO	UARJ-670210

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria, a 2 de julio de 2004.
EL JEFE DE LA DIVISIÓN

DR. ALBERTO JAIME P.

AJP/MTH/crc

ENTERADO

SR. ENRIQUE SILVA LANG

EP-4

AGRADECIMIENTOS

A Dios, gracias por las alegrías, las dificultades y el júbilo que vienen con la dicha de experimentar esta aventura que es la vida.

A mis padres José Amado y Aída que con su ejemplo, consejo y esperanzas, contribuyeron en gran medida a formar mi carácter, que con su sacrificio me permitieron realizar mis estudios y como familia junto con mi hermano Agustín, me brindan en todo momento su amor y respaldo para poder abatir toda dificultad.

A mi alma mater la Universidad Nacional Autónoma de México que a través de la Facultad de Ingeniería me ha dado la oportunidad de superarme, permitiéndome en el proceso experimentar la dicha de formar parte de la comunidad puma; dejando en mí marcando el compromiso de trabajar en beneficio de mi país, como una pequeña retribución de lo mucho que me ha dado esta institución.

Al Maestro Octavio, por brindarme su guía, confianza y disposición para la elaboración de este trabajo, de igual forma por ser un ejemplo manifiesto de calidad humana.

A mis sinodales por su respaldo y consejos, quienes en cumplimiento de una vocación social como docentes, transmiten en las aulas sus conocimientos y experiencia, labor de la cual tuve la fortuna de resultar beneficiado.

A los amigos de la facultad y la EPT con los que compartiendo la inquietud de hacer una carrera universitaria establecí una amistad entrañable, compartiendo por igual momentos de angustia que de diversión, instantes que persistirán atesorados en mi memoria.

ÍNDICE

	<i>Página</i>
INTRODUCCIÓN	3
I. ANTECEDENTES	9
II. OBJETIVO Y ALCANCES	13
III. DESCRIPCIÓN Y CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO	14
IV. INSPECCIÓN E IDENTIFICACIÓN GEOMÉTRICO ESTRUCTURAL.....	20
IV.1. Geometría	21
IV.2. Identificación de los elementos estructurales	23
IV.3. Determinación del tipo y características de los materiales ..	27
IV.4. Daños presentes en la estructura	35
IV.5. Requisitos establecidos por el RCDF y sus NTC.....	41
V. DETERMINACIÓN DE PROPIEDADES DINÁMICAS MEDIANTE UN ESTUDIO DE VIBRACIÓN AMBIENTAL	42
VI. DESARROLLO DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO.....	58
VI.1. Cargas requeridas para el análisis de los edificios	61
VI.2. Simulación y calibración del comportamiento del edificio	67
VI.3. Análisis sísmico del edificio.....	71
VII. ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	80
VIII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	88
ANEXOS	91
BIBLIOGRAFÍA	107

INTRODUCCIÓN

La república mexicana se sitúa entre dos regiones sísmicas, la primera, en el extremo norte del golfo de California en la falla transformante imperial que resulta de la prolongación de la falla de San Andrés que penetra en el golfo y, la segunda, en la costa del Pacífico, zona donde se libera gran cantidad de energía sísmica producida por la subducción entre la placa de cocos y la placa de Norteamérica.

Los efectos de propagación de las ondas sísmicas dependen en gran parte del tipo de suelo y rocas por el que viajan. Por las características particulares del Valle de México, como un vaso natural asolvado con material proveniente de procesos volcánicos, se ocasiona la amplificación de dichas ondas, provocando mayores aceleraciones del terreno (fig. I.1).

Los ingenieros civiles y otros especialistas tratan de prepararse para afrontar de manera eficiente y segura los riesgos planteados por vivir en estas zonas. Para ello, desde hace tiempo, los reglamentos de construcción contemplan algunos criterios para el diseño de las edificaciones, considerando que debe suministrárseles cierta resistencia lateral bajo niveles de ocupación estándar, para que exhiban un desempeño estructural adecuado cuando sean sujetas a excitaciones sísmicas de alta intensidad. Es de interés mencionar que, los códigos actuales permiten disminuir la resistencia lateral de una estructura conforme se aumenta su capacidad de deformación plástica. Con base en lo anterior, el diseño de las estructuras estándar contempla la posibilidad de proporcionarles una capacidad importante de deformación plástica, como una forma de disipar las energías actuantes principalmente las generadas por sismos y mantener su resistencia lateral de diseño dentro de un intervalo de valores que la hagan segura y asequible desde un punto de vista monetario.



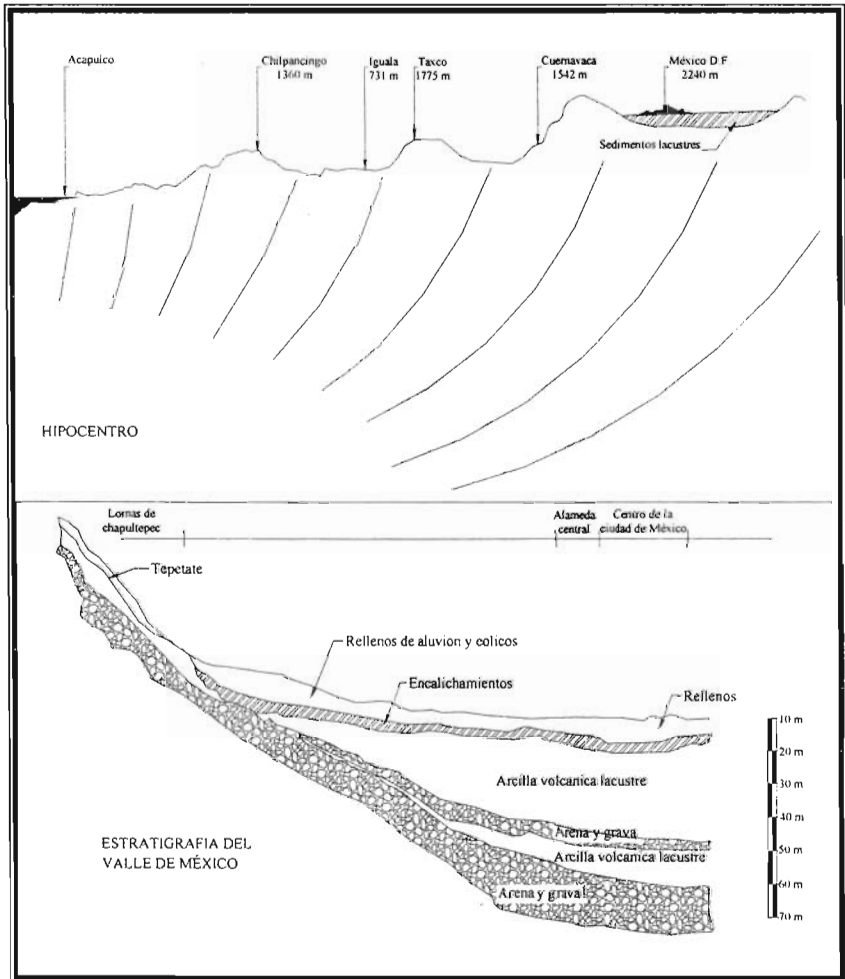


Figura 1.1. Características del Valle de México

Sin embargo, ante las dolorosas lecciones dadas por los desastrosos sismos tales como: Chile 1960, Alaska 1964 y en especial, para los habitantes de la



Ciudad de México en 1957 y 1985, entre otros, han hecho que dichos criterios, presentes en los reglamentos, se vean modificados para actualizarlos conforme se mejora el conocimiento de estos fenómenos.

Entre las primeras modificaciones que se dieron para el reglamento de la ciudad de México están la micro-zonificación, intentando definir el porqué, para edificios de características similares, el efecto de los sismos es distinto de acuerdo al sitio en que se ubican. En virtud de que se ha demostrado que el comportamiento de la estructura depende entre otros aspectos de la configuración estructural (tamaño y forma), así como la naturaleza y situación de los elementos estructurales que las componen, los reglamentos recomiendan configuraciones simétricas capaces de absorber y disipar energía sísmica sin que se generen efectos o daños graves sobre las estructuras.

Ante estos cambios, ahora se plantea la dificultad para evaluar la vulnerabilidad sísmica de aquellas estructuras construidas previamente a dichas rectificaciones en los códigos, planteándose dudas concernientes a las respuestas estructurales dados los diversos tipos de daños observados. Además de incertidumbres sobre los sistemas y técnicas de rehabilitación que deberían aplicarse en las estructuras dañadas y susceptibles de ser reparadas, de tal manera que alcancen un nivel de seguridad estructural que garantice su habitabilidad, como el que pretenden cubrir las normas de construcción.

Existe una gran diversidad de técnicas para mejorar la condición estructural de un edificio, sin embargo, se requiere de conocer el estado estructural inicial del mismo, es decir, conocer su comportamiento dinámico, esto usualmente a través de la modelación matemática, idealizando los elementos estructurales como son muros, losas, columnas y vigas, pero a fin de evaluar y tener certeza en los resultados es necesaria una calibración y validación física experimental. Algunos métodos para la determinación de las características dinámicas de edificios que destacan actualmente son las pruebas de vibración ambiental, las pruebas de



tracción y el registro de movimientos sísmicos que, en general siguen, el proceso mostrado en el diagrama de la fig. 1.2. De esta se aprecia que el reforzamiento de una estructura requiere conocer el estado de daño o deterioro actual, lo cual es difícil de determinar solo de información contenida en memoria de cálculo y/ o planos, por lo que, para desarrollar un modelo de computadora congruente con la estructura existente, se recomienda emplear información derivada de pruebas experimentales sobre la estructura, ya sea para la determinación de propiedades mecánicas de los materiales o bien para la obtención de propiedades dinámicas.

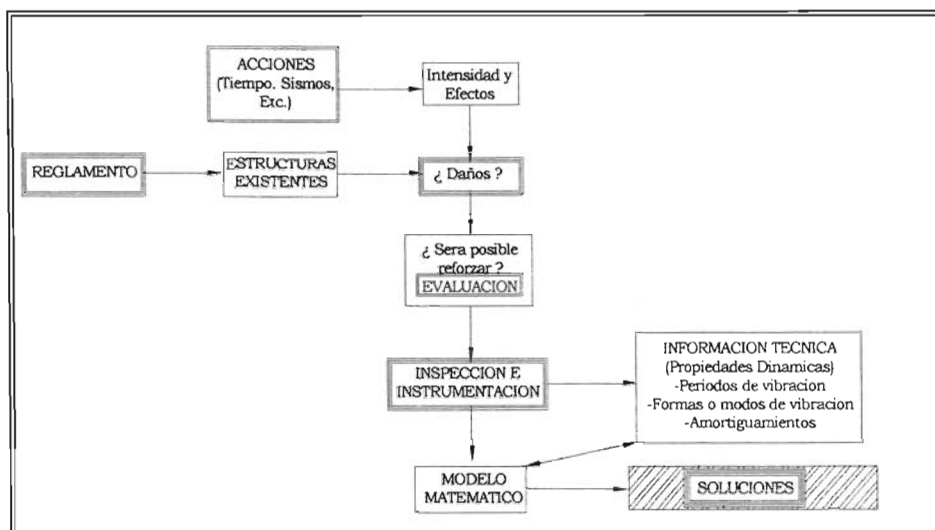


Figura. 1.2. Metodología típica para la revisión de estructuras

En esta tesis, se plantea el uso de estrategias o técnicas de instrumentación de estructuras mediante el análisis de registros de vibración ambiental, para mejorar el conocimiento del comportamiento dinámico de estructuras existentes. Como caso de estudio se utilizó un edificio construido a base de marcos de



concreto reforzado, ubicado en Calzada de Tlalpan No. 1703, México D. F., para el cual se comparan las propiedades dinámicas obtenidas experimentalmente contra las correspondientes determinadas por medio de modelos de computadora desarrollados con ayuda del programa de análisis estructural SAP2000.

A fin de lograr un modelo básico y representativo del comportamiento dinámico real del edificio, fue necesario calibrar el modelo matemático con base en las propiedades dinámicas obtenidas del análisis de los registros de la vibración ambiental, lo cual permitió revisar tanto el nivel de seguridad estructural del inmueble, como el cumplimiento de los estados límites de servicio y de prevención de colapso, conforme lo especificado en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC) vigentes. Es de especial interés mencionar que el inmueble fue propuesto par utilizarse como almacén de archivo muerto, condición diferente a la supuesta en su diseño original, lo cual propicia la modificación de las cargas vivas a considerarse y, por tanto, el comportamiento estructural del edificio. Por la importancia de la información que almacenará, se requirió clasificar al inmueble dentro de las estructuras del grupo B, para las cuales, la normatividad vigente establece que se incrementen en 50% las acciones.

El marco de trabajo bajo el que se desarrolló esta tesis, consta básicamente de cinco partes, expuestas principalmente a partir del capítulo 3, en el que se trata la ubicación y descripción general del edificio en estudio. En el capítulo 4, se resume el levantamiento geométrico del edificio, resultado de la inspección realizada al mismo, especificando las propiedades mecánicas de los materiales presentes derivadas de algunas pruebas indirectas realizadas sobre la estructura, de utilidad para establecer un diagnóstico preliminar de la condición estructural inmueble; en este mismo capítulo se presenta la información recabada de la detección del acero de refuerzo en algunos elementos estructurales representativos, y se describen los daños encontrados en estos. En el capítulo 5,



da una breve introducción al análisis de señales, basado en el análisis de Fourier, requerido para la determinación de las propiedades dinámicas a partir de registros de vibraciones ambientales. A partir del capítulo 6, se presenta el desarrollo de los modelos de computadora y las consideraciones utilizadas para el análisis y la determinación de cargas. En el capítulo 7, se presentan los resultados del análisis y se discute el cumplimiento de los estados límites de servicio y de resistencia establecidos en el RCDF y sus NTC vigentes. Finalmente en el capítulo 8, se presentan las conclusiones del trabajo y se emiten algunas recomendaciones generales sobre el empleo de estas tecnologías en la identificación estructural y su importancia en la evaluación del comportamiento dinámico de estructuras existentes.



Capítulo I

ANTECEDENTES

Los sismos son una fuente de daño para las construcciones ubicadas en zonas de elevada actividad tectónica. Cuando una estructura está frecuentemente sujeta a la acción de los sismos, es posible que sufra un deterioro en sus propiedades de rigidez y resistencia, o una disminución en su capacidad para disipar energía, por lo que, su vulnerabilidad ante acciones sísmicas subsecuentes puede crecer, entendiéndose por vulnerabilidad de una estructura a la relación entre la intensidad del movimiento sísmico, en este caso, la aceleración espectral, y el nivel de daño. Actualmente, uno de los parámetros más usados para calcular el nivel de daño en una estructura es la distorsión máxima de entrepiso (también conocida como deriva de entrepiso), la cual se define como la relación entre el desplazamiento relativo entre dos niveles consecutivos, dividido entre la altura del entrepiso.

Los daños inducidos sobre las estructuras, así como la revisión de las normas y los reglamentos sísmicos que redundan en mayores niveles de capacidad sismo-resistente, son la causa de que muchas de las estructuras existentes tengan que ser reforzadas para reparar sus daños, o bien, cubrir los nuevos requisitos de diseño, por lo que, resulta conveniente recordar como es que se dieron las bases y evolución del RCDF vigente y sus NTC.

El primer precedente del RCDF fue el llamado código de construcción de 1920, el cual solo se aplicaba al D. F. y abarcaba únicamente recomendaciones sobre los tipos de materiales de construcción a emplear, complementado con algunos boletines y folletos de divulgación del Instituto Geológico de México (1903- 1922).



Posterior a dicho código, en 1942 se promulga el primer reglamento, en el cual se exigían coeficientes de cortante para la superposición de fuerzas de carga vertical y sismo, especificando una distribución uniforme de fuerzas laterales.

Sin embargo, el sismo del 28 de Julio de 1957, forzó a la instauración de un reglamento de emergencia de aplicación inmediata, a solo cuatro semanas después del suceso. En éste se empieza a considerar las condiciones locales del suelo y la ciudad se dividió en tres zonas: suelo blando, de transición y firme. Se estipuló una variación lineal de fuerzas inducidas por aceleraciones sísmicas a lo alto del edificio. Se solicitó el cálculo de los momentos torsiónantes con base a excentricidades obtenidas de la superposición de un valor estático multiplicado por un factor que intentaba cubrir efectos dinámicos e incertidumbres en las rigideces relativas y distribución de cargas, incorporando en los cálculos, el efecto de torsión producido por la rigidez suministrada por muros de mampostería.

En 1966, inicia la tipificación de estructuras de acuerdo al uso y características estructurales especificando espectros de aceleración para diseño tanto en suelo firme como blando.

Posteriormente, en 1976 tiene su origen el código en el que explícitamente se define el factor de ductilidad Q , dependiente del tipo de estructura, materiales, detalles de diseño y construcción, es decir, se tomó en cuenta la capacidad plástica o deformación de las edificaciones con valores que van desde $Q = 2$ para inmuebles a base de mampostería confinada y marcos de concreto, hasta $Q = 6$ para aquellas cuyas características tratan de proporcionar una gran ductilidad a la estructura, capaces de recibir niveles de daño importante antes de producirse la falla total o parcial de la estructura.



Después, con la acción de los sismos de 1985, se integró un comité para actualizar el reglamento de construcción, emitiendo un código de emergencia, basado en el análisis de los daños ocurridos; en éste se estableció la obligatoriedad de reparar las construcciones que sufrieron daños de modo que se cumplieran los nuevos requisitos; los coeficientes sísmicos de cortante fueron incrementados y se adoptaron entre otras cosas, restricciones para la adherencia entre el suelo y los pilotes de fricción. En algunos casos como edificios para oficinas se elevaron los valores de cargas vivas. La posibilidad de adoptar valores de reducción por ductilidad de $Q = 6$ se eliminó y para $Q = 4$ los requisitos de diseño en concreto fueron aun más estrictos que los marcados para el anterior $Q = 6$, pugnando por mejorar el confinamiento del concreto con el acero de refuerzo.

En lo que respecta a los subsecuentes reglamentos como el aprobado en 2004, a la fecha, no tienen modificaciones relevantes en sus aspectos esenciales.

Como puede verse, estos cambios en su mayoría han sido producto del metódico análisis del fenómeno sísmico, principalmente después de que se ha presentado junto con sus fatales efectos, dando forma a la historia de la ingeniería sísmica en nuestro país, sin embargo, la extensión del desastre de 1985 replantea la urgencia de buscar o desarrollar técnicas con las cuales tener una mejor comprensión del fenómeno adelantándose a su aparición, promoviéndose a partir de ese evento sísmico una apertura y marcado auge del uso de la instrumentación sísmica y simulación aplicada a el estudio de edificios.

En un principio la instrumentación de edificios en México hace su aparición dentro de las instituciones de investigación, por medio de programas enfocados a mejorar la seguridad en las obras de interés público a fin de garantizar la prestación de servicios a la población y además algunos edificios particulares



de gran altura que, por tanto, son factibles de desarrollar un comportamiento inadecuado. Inicialmente los resultados fueron modestos, pero de gran relevancia al demostrar la confiabilidad de esta técnica para determinar el estado en el que se encuentra estructuralmente cualquier inmueble con la posibilidad de observar su comportamiento ante diferentes sollicitaciones, situación que propicia el perfeccionamiento de la instrumentación por medio de la electrónica y computación hasta hacer que hoy en día sea posible instrumentar cualquier tipo de estructura.



Capítulo II

OBJETIVOS Y ALCANCES

El objetivo principal de este trabajo, es definir un modelo estructural representativo de las condiciones actuales de un edificio construido en la época de los 60's. localizado en Calzada de Tlalpan No. 1703, Colonia del Carmen de ésta ciudad de México; para ello se hace uso de resultados experimentales, que consideran el efecto de deterioro de sus elementos estructurales, en las propiedades dinámicas del sistema, debido a las acciones sísmicas pasadas. Con base en la calibración y validación de este modelo, se propone revisar el cumplimiento de los estados limite de desplazamiento que establece el RCDF y sus NTC vigentes.

Para alcanzar los objetivos antes mencionados, adicionalmente se tomará como base los resultados de un diagnóstico del estado actual de la estructura, en el que previamente se identificaron daños principalmente ocasionados por sismos intensos u otras acciones extraordinarias pasadas.

Las características dinámicas del edificio requeridas para calibrar el modelo matemático fueron obtenidas mediante un estudio de vibración ambiental, fuera del alcance de este trabajo, el cual se describe brevemente.

Finalmente se emiten algunas recomendaciones sobre la seguridad estructural del inmueble y, se hacen comentarios sobre algunas propuestas de refuerzo y/o rigidización de la estructura.



Capítulo III

DESCRIPCIÓN Y CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO

La construcción en estudio, denominada en este trabajo como edificio B, ubicada en como se muestra en la fig. 3.1 Fue erigida en los años 60's originalmente diseñado para ser utilizado como taller de textiles, propiedad de inmobiliaria Tlalpan S. A.; dentro de la zonificación geotécnica de la ciudad de México se ubica en la zona IIIa según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo vigentes, cuyo suelo se caracteriza por estar constituido de estratos blandos limo arenosos de alrededor de 20 metros de profundidad, los cuales ocasionan la amplificación de ondas con altos niveles de aceleración durante la presencia de un sismo; en la fig. 3.2 se presenta la ubicación del edificio según la zonificación antes mencionada.

El edificio posee cuatro niveles y un sótano y su sistema principal está formado por una losa aligerada con casetones de 80 x 80 cm y 40 cm de peralte, apoyada directamente sobre las columnas. La losa se constituye por un conjunto de vigas o nervaduras de espesor delgado (en comparación contra el peralte) en dos direcciones y sobre ellas se coloca una capa o firme de concreto que distribuye las cargas a las nervaduras, que a la vez las transmiten a una zona sólida de concreto alrededor de las columnas (capitel). Para fines prácticos, la estructura del edificio se puede considerar como un sistema constituido por marcos de concreto reforzado donde las nervaduras principales de la losa aligerada, realizan la función del entramado de vigas ortogonales.



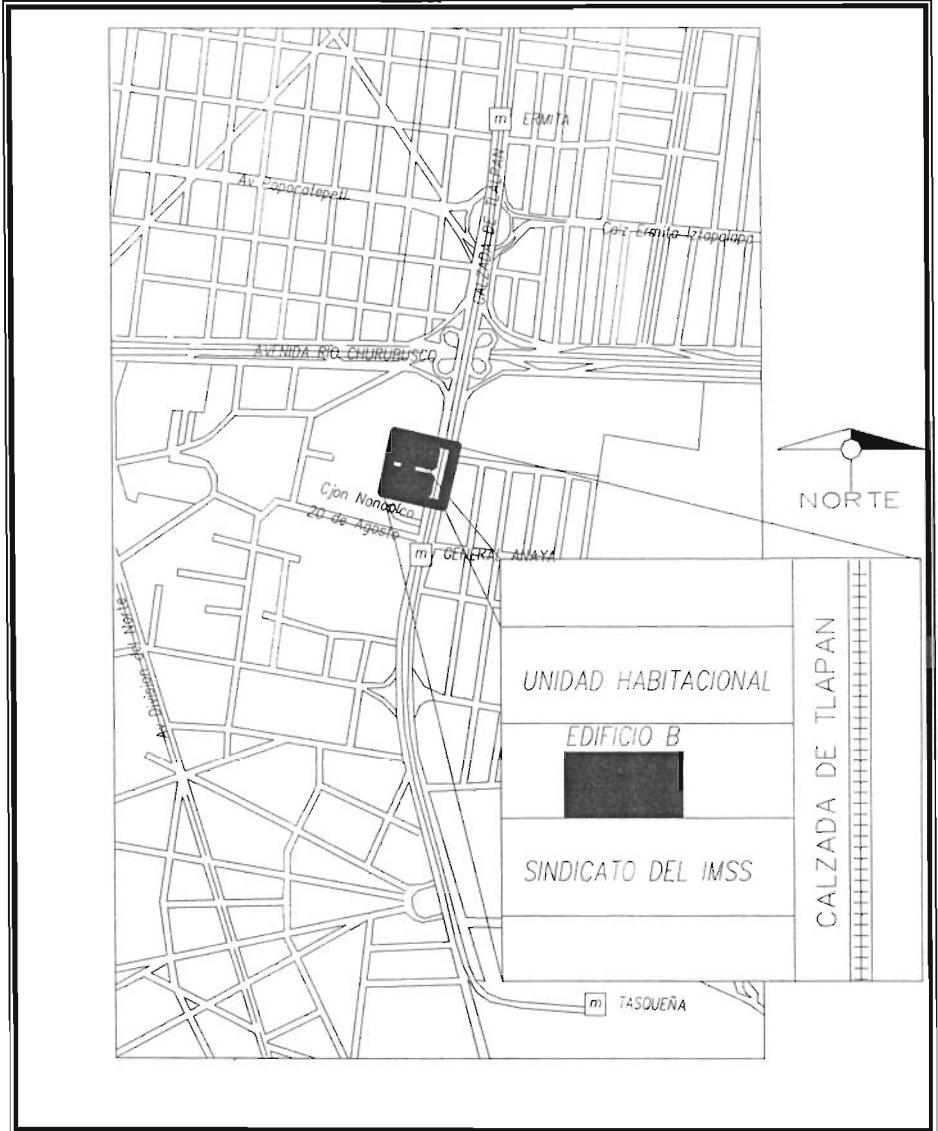


Figura. 3.1. Localización del Edificio B



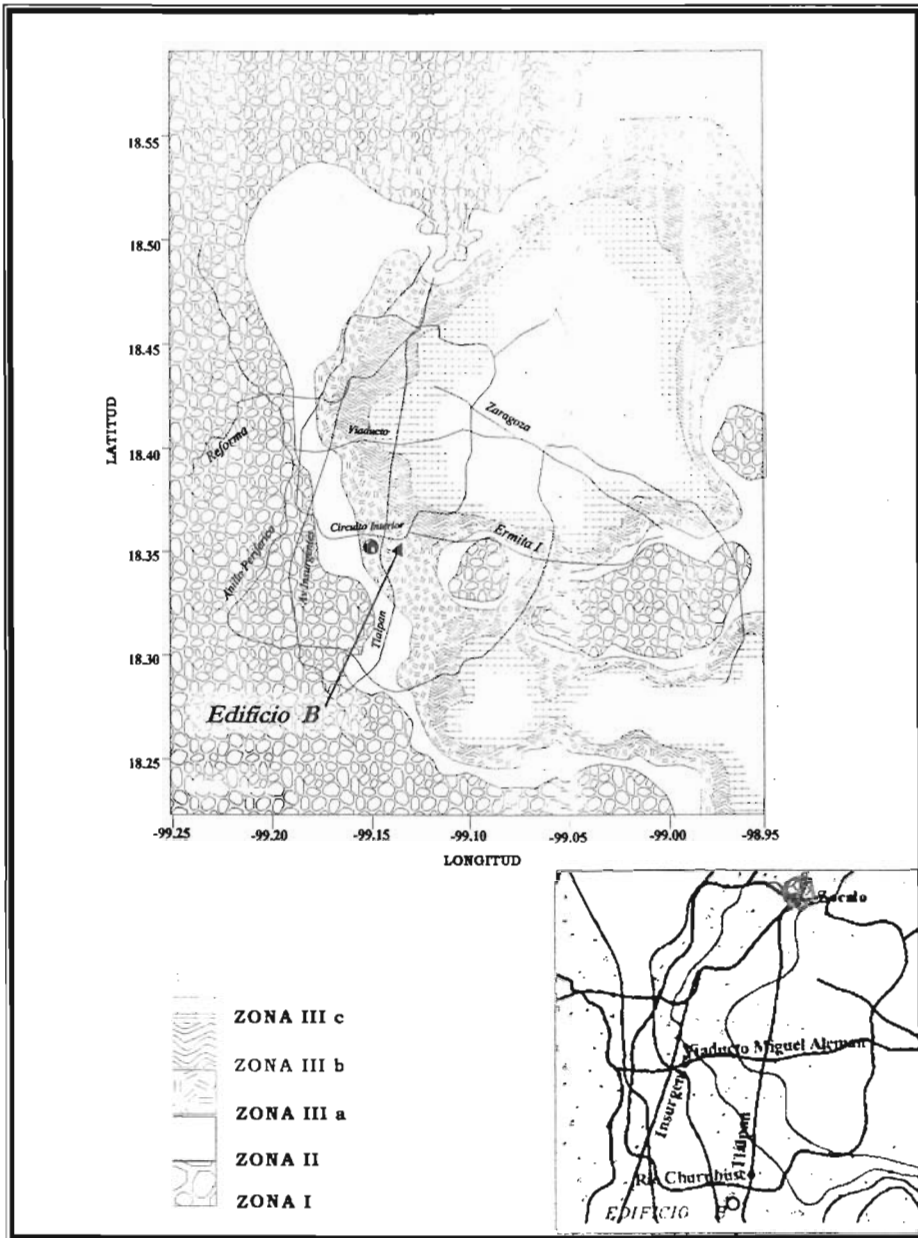


Figura.3.2 Ubicación del edificio dentro de la zonificación del RCDF



Las dimensiones del edificio son las siguientes: en la dirección paralela a la Calzada de Tlalpan (Norte a sur), 6 ejes de columnas separados 5.90 m, 5.90 m, 5.90 m, 5.50 m y 4.00 m, lo que da un total de 27.20 m; en la dirección transversal se tienen 5 crujiás de 6.80 m de longitud cada una, para una longitud total de 34.00 m en esa dirección. El área aproximada por nivel es de 925 m², arrojando un área total de 4,668 m². En las figs. 3.3. a 3.4. se presentan las plantas tipo del edificio y dos vistas laterales en cada dirección ortogonal; en éstas se puede apreciar que el semi-sótano de 2.55 m de altura se encuentra desplantado a 1.50 m por debajo del nivel del terreno; los cuatro entrepisos restantes tienen una altura de 3.40 m.

La cimentación del edificio está compuesta por una retícula de contra trabes en la que se apoya la losa del sótano y la losa de cimentación, así como un muro perimetral de concreto reforzado, formando un cajón rígido apoyado sobre 46 pilotes de fricción de 50 cm de diámetro, cuya profundidad de desplante y capacidad de carga se desconoce.

Dentro de la estructura se localizan algunos muros divisorios, construidos a base de bloques de mampostería (tabique rojo recocido) de 15 cm de espesor. Las fachadas Norte y Sur del edificio están formadas por muros de mampostería de 1.10 m. de altura, excéntricos a los ejes de columnas exteriores, sin embargo, se encuentran ligados a estas mediante un pretil de concreto. Para fines prácticos este muro de fachada posee una baja participación a la rigidez lateral de la estructura. Al Oeste se encuentra un pequeño apéndice utilizado para el área de montacargas.



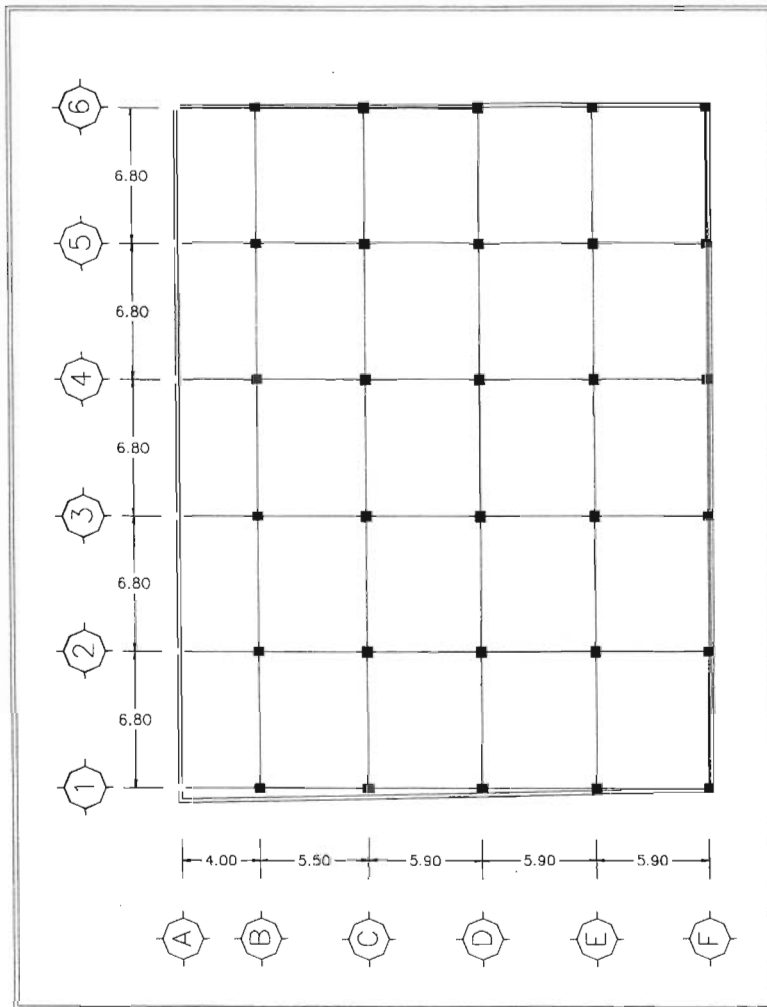


Figura. 3.3 Planta Tipo Sótano y Planta Baja del Edificio B



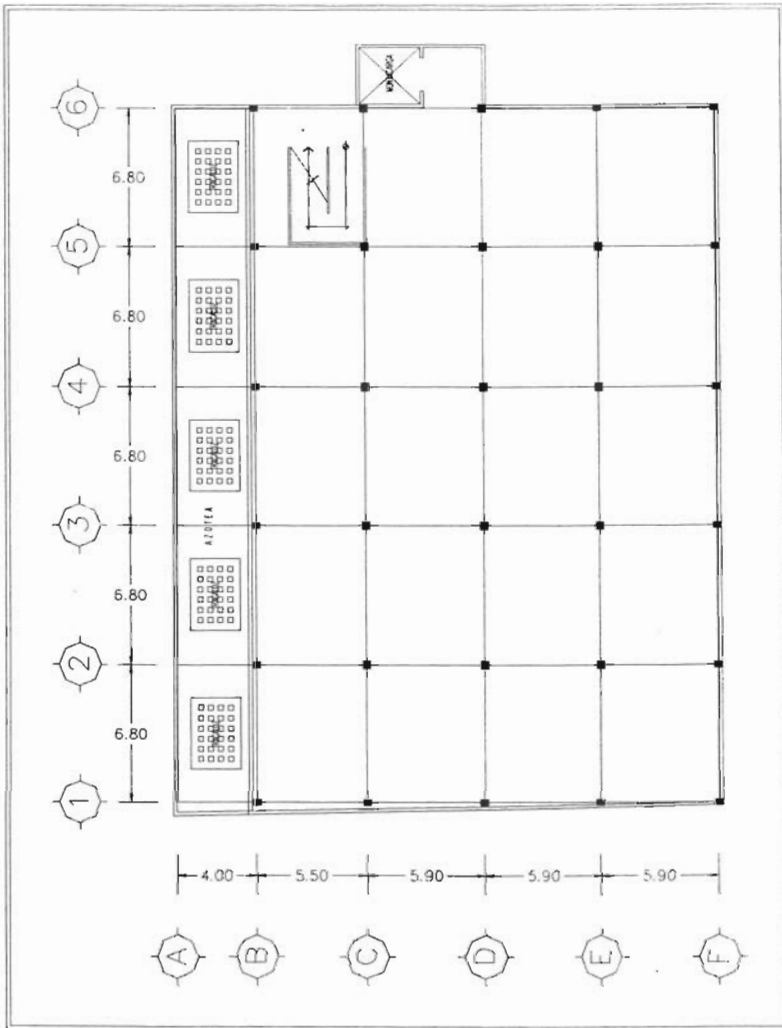


Figura. 3.4 Planta Tipo Niveles 1, 2 y 3 del Edificio B



Capítulo IV

INSPECCIÓN E IDENTIFICACIÓN GEOMÉTRICO ESTRUCTURAL

Para llevar a cabo una buena revisión estructural resulta muy importante contar con toda la información posible, la cual generalmente se encuentra contenida en distintos tipos de documentos siendo los mas deseables los planos arquitectónicos y estructurales. Estos últimos definen a detalle las dimensiones y armados de los elementos y, los arquitectónicos, detallan la forma de la estructura, espacios, tipos de acabados, usos y accesorios de tipo estático con los cuales es posible definir cargas gravitacionales.

Otros documentos que permiten obtener información rápidamente son la memoria de calculo y bitácora de construcción ya que en estos quedan asentados los criterios de diseño y cálculo, así como los cambios que hubieron sobre el diseño original debido principalmente a simplificaciones en el proceso constructivo; otro tipo de información valiosa se obtiene de registros de pruebas de control de calidad en los materiales al momento de ser construido.

Sin embargo, es común que situaciones como el cambio de propietario han hecho que muy pocos de estos registros se encuentren a disposición.

Para el edificio en estudio se contó con escasa información de la estructura por lo cual fue necesario llevar a cabo un levantamiento geométrico y estructural encaminado a la revisión de las dimensiones e identificación de propiedades y armados de elementos estructurales. Adicionalmente se estimaron las cargas muertas en el edificio, correspondientes principalmente a muros de mampostería.



IV.1. GEOMETRÍA

Como se dijo anteriormente, la estructura es de concreto reforzado a base de columnas; y losas reticulares de 40 cm de peralte; posee además muros de mampostería en las fachadas laterales y en el cubo de escaleras. La plantas tienen forma rectangular de 27.20 m de ancho por 34.00 m de largo, con alturas de entrepiso constantes e iguales a 3.40 m, excepto el semisótano cuya altura es de 2.55 m.

La verificación de la ubicación y distribución de elementos, distancias a ejes en planta y elevación de algunos pisos del edificio, es una tarea importante para la modelación de la estructura, ya que pueden existir diferencias con la información contenida en los planos arquitectónicos. Particularmente para este edificio solo se cuenta con un par de planos estructurales correspondientes a la cimentación y a los armados de las columnas del edificio B y parte de las memorias de cálculo del edificio, además de todos los planos arquitectónicos en planta y fachadas. Con esta información se observó que no existían diferencias significativas entre la información contenida en planos y la encontrada en el sitio.

Una actividad necesaria en estructuras existentes desplantadas sobre suelo blando, como es el caso del edificio en estudio, es una nivelación y levantamiento topográfico de la estructura, con objeto de determinar la posible existencia de asentamientos diferenciales o desplomes en su estructura que excedan los máximos permisibles establecidos por el RCDF, además para identificar zonas potenciales de daño en la estructura, de utilidad en la inspección realizada.

En la tabla 4.1. se presentan los resultados de las nivelaciones realizadas en algunos puntos de la planta baja del edificio. En esta tabla se indican los desniveles medidos respecto a la cota máxima, cuya ubicación puede verse referida en la fig. 4.1., de la tabla anterior el valor máximo de asentamiento



dentro de la estructura cimentada fue de 0.112 m., sin embargo, dadas las dimensiones de las plantas corresponde a un 0.0033 de deformación diferencial, valor que no se considera crítico cuando para marcos de concreto el limite establecido en las NTC-cimentaciones es de 0.004.

Tabla 4.1. Resultados del levantamiento topográfico.

PBEDIRQOB		
P.O	COTA	Desnivel con respecto al punto 1F
B.N	100.000	
PL3	98.710	0.146
PLB	98.821	0.036
6B	98.744	0.112
1A	98.856	0.000
1F	98.820	0.036
4F	98.745	0.111
3E	98.802	0.054
3D	98.824	0.032
3C	98.833	0.023
3B	98.838	0.018
4E	98.765	0.090
4D	98.800	0.056
4C	98.817	0.039
4B	98.821	0.036
Cota Máxima	98.856	
Cota Mínima	98.710	

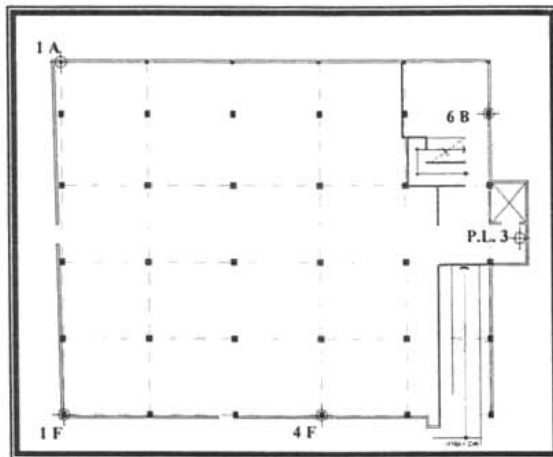


Figura 4.1. Ubicación de los puntos de observación

Una situación particular se presenta en los niveles superiores del edificio, donde se observan asentamientos diferenciales mayores en las columnas adyacentes al montacargas.

Tabla 4.2. Desplomes registrados.

DESPLOME DEL EDIFICIO				
PUNTO DE OBSERVACIÓN	PUNTO DE LOCALIZACIÓN DEL APARATO	DESPLOME HACIA EL:	DISTANCIA [cm]	ALTURA AL PISO [cm]
1F	IV	Poniente	2.00	153.00
6F	V	Poniente	5.40	0.00
6F	VIII	Norte	5.80	0.00
7D	VI	Poniente	8.50	0.00
7D	PLOMADA	Sur	(+ -) 4.00	300(+ -) 15.00
7C	X	Norte	3.00	440.00
6A	XI	Norte	3.20	470.00
7C	XIX	Poniente	8.20	470.00
6A	XX	Poniente	4.50	470.00

La revisión de la verticalidad en los edificios arroja la presencia de desplomes de 2 a 8.5 cm hacia el noroeste (Tabla 4.2).

En términos generales, se considera que tanto los asentamientos diferenciales encontrados como los desplomes existentes, no ponen en riesgo la estabilidad de la estructura.

IV.2. IDENTIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Durante las inspecciones fue posible verificar las dimensiones de prácticamente todos los elementos existentes en el edificio y, particularmente, identificar el sistema principal de soporte y otros elementos como muros que se consideraron como participantes en la rigidez lateral de la estructura.

A continuación, en las figs. 4.2.a., 4.2.b., 4.3. y 4.4. se presentan las configuraciones y distribución de elementos estructurales encontradas en el edificio durante la inspección, distribuidos por marcos, así como detalles del sistema de losa.



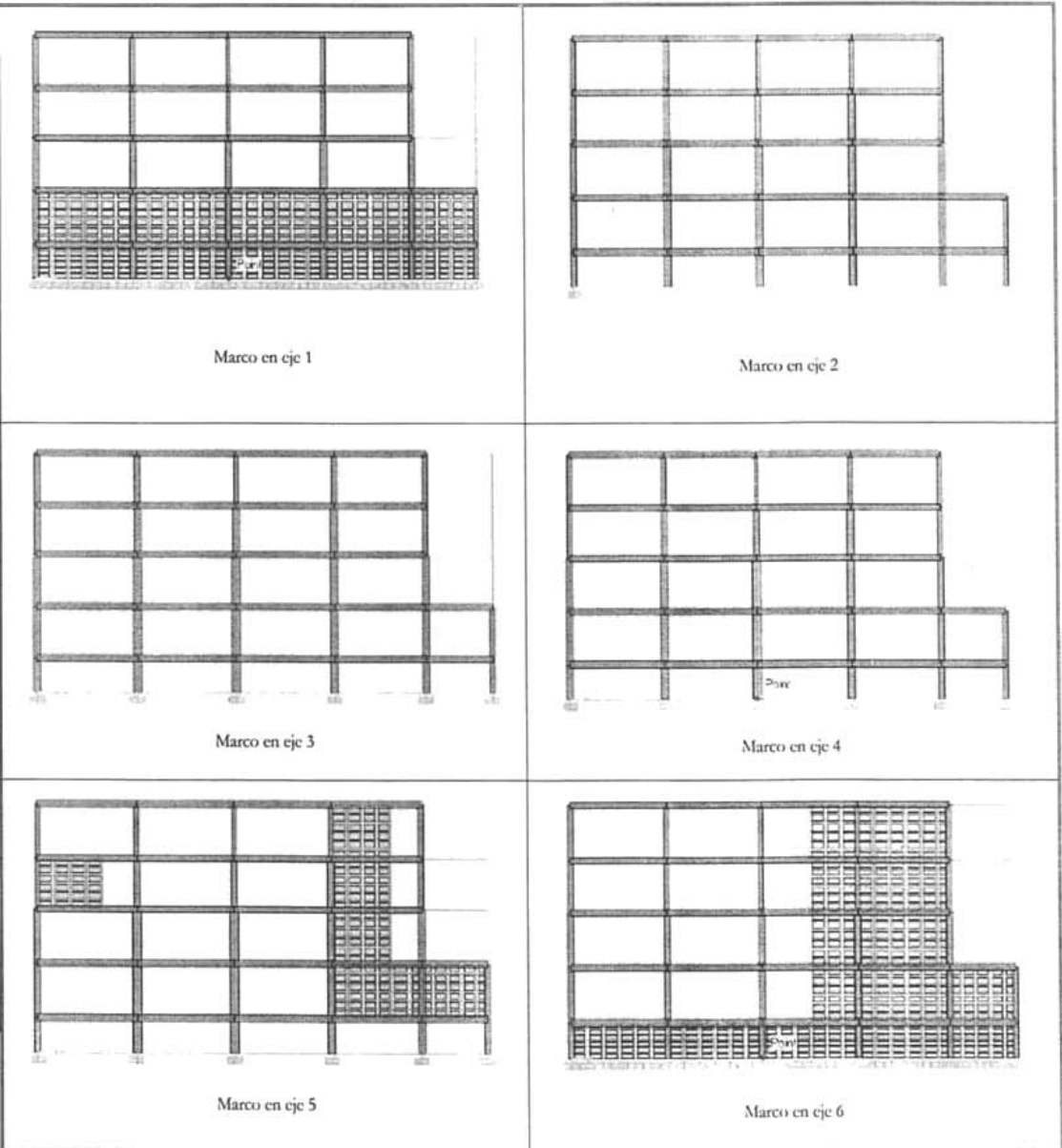


Figura. 4.2.a. Marcos distribuidos en dirección Transversal



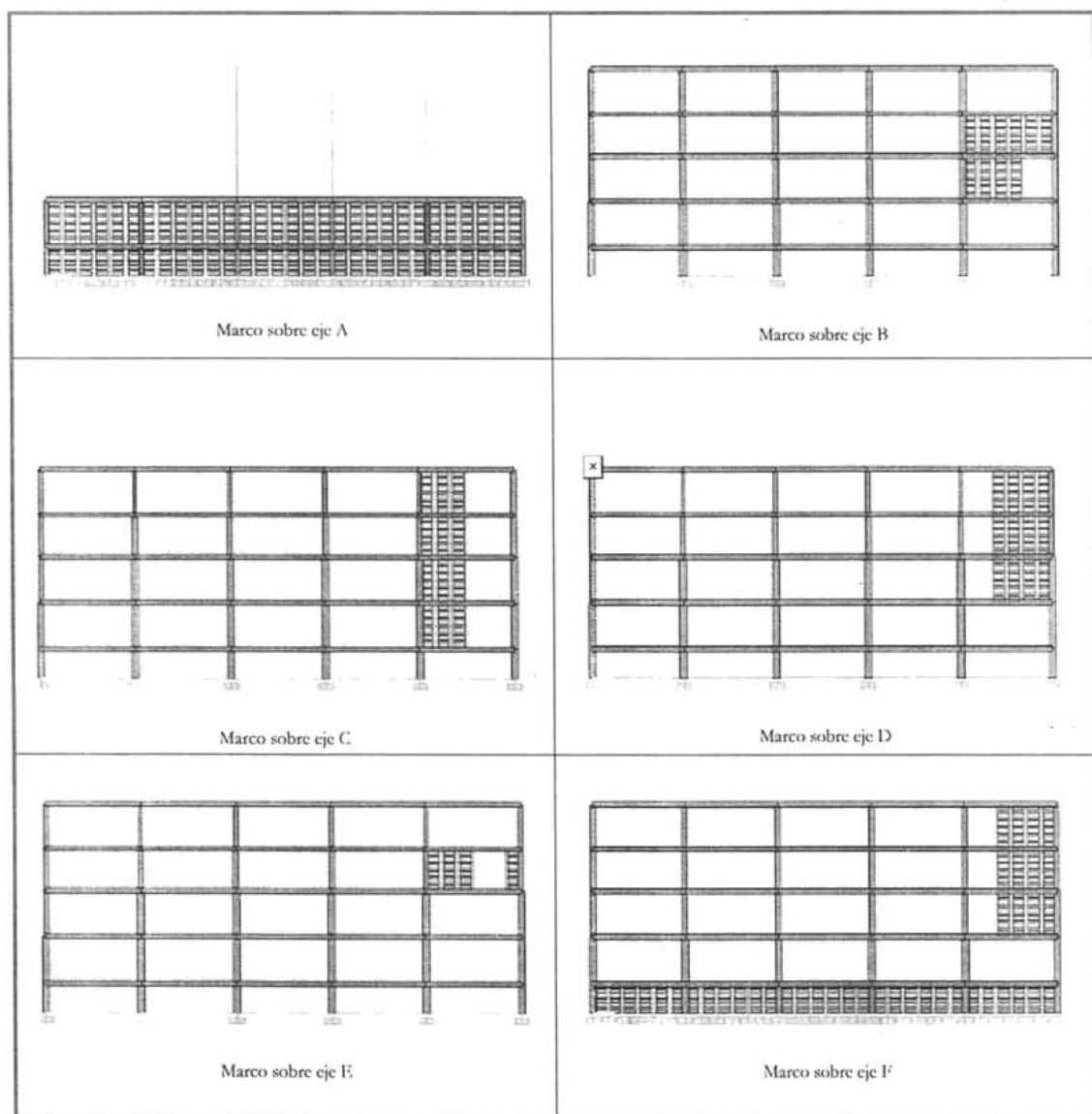


Figura. 4.2.b. En dirección longitudinal



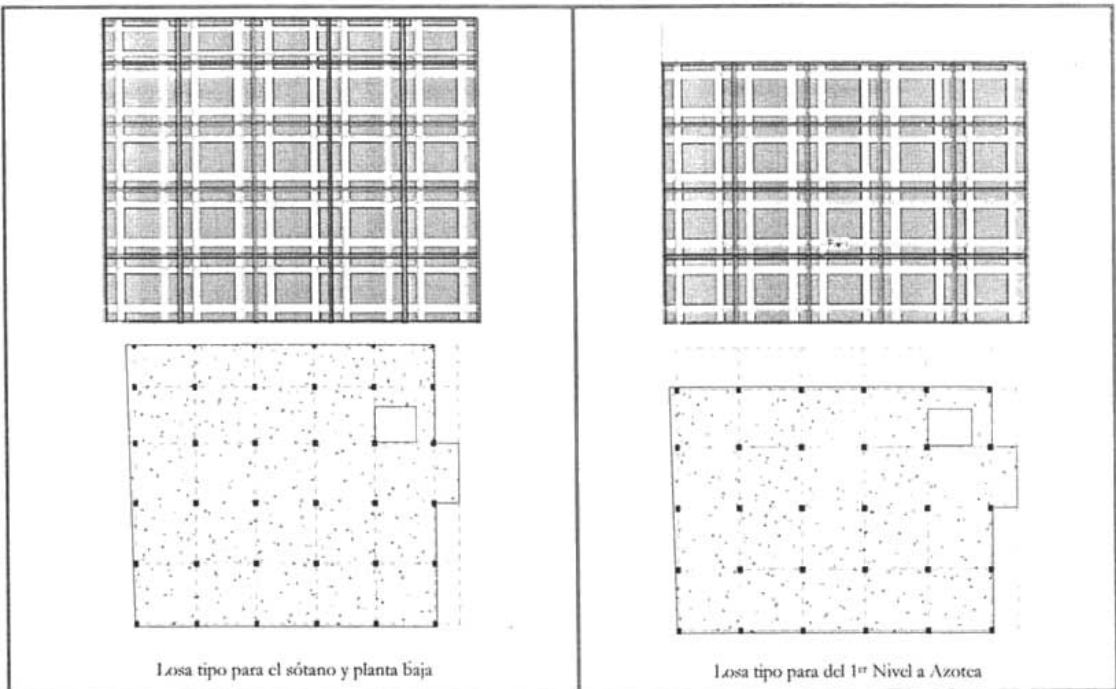


Figura. 4.3. Planta - losas tipo

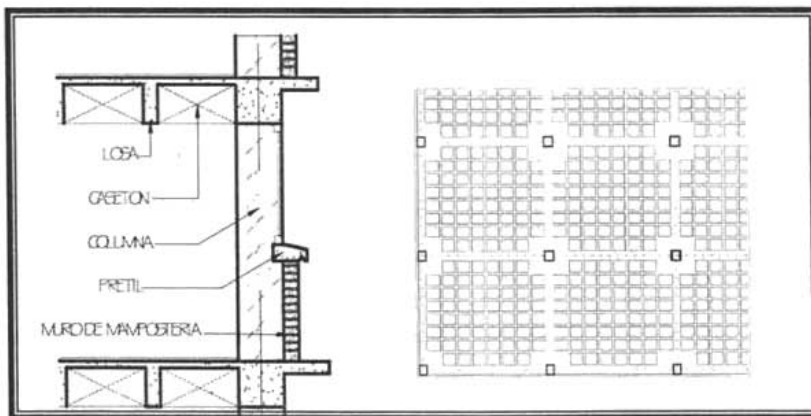


Figura. 4.4. Detalles del sistema y losa a base de casetones.



IV.3. DETERMINACIÓN DEL TIPO Y CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

La respuesta sísmica de una estructura es influida determinantemente por las características de los materiales que la componen. Entre estas las de principal interés son el peso volumétrico del material, al definir la masa de la estructura e influir en las fuerzas de inercia y periodos de vibración que se generan; por otro lado el modulo de elasticidad del material, es determinante en la rigidez lateral de la estructura y en sus periodos de vibrar; el comportamiento del material específicamente su relación de esfuerzos-deformación, definen la ductilidad y amortiguamiento con el que se puede contar ante acciones sísmicas.

En este caso, al tratarse de una estructura construida de concreto reforzado, es necesario conocer las características del acero de refuerzo y sobre todo del concreto, que, a diferencia del acero, es muy variable dependiendo mucho de la proporción, control de calidad en sus componentes y proceso de elaboración del mismo. Debido a la escasez de información contenida en los registros y planos estructurales del edificio, fue necesario examinar algunos elementos, considerados como representativos de la estructura en estudio; para ello se realizó un programa de pruebas de laboratorio, no sólo encaminados a la determinación de las propiedades mecánicas del concreto empleado en la construcción, sino también a la identificación de la disposición del acero de refuerzo del edificio, permitiendo estimar la resistencia real de los elementos, para ser considerados en la revisión del diseño y evaluación de su desempeño ante diversas sollicitaciones.

Para la determinación de las pruebas mecánicas de los materiales, se utilizaron pruebas no destructivas las cuales se basan en medios indirectos para estimar estas características.



Así, para determinar la resistencia a la compresión del concreto, se utilizó un esclerómetro conocido también como martillo, que mediante la fuerza del impacto en la superficie del elemento estudiado da un índice con el cual estimar la resistencia a compresión media.

A continuación, en la tabla 4.3. se indican algunos de los sondeos y cálculos para determinar la resistencia a la compresión del concreto obtenidos por este método de ciertos elementos estructurales.



Tabla 4.3. Resistencia de concreto a partir de pruebas con esclerómetro.

EDIFICIO	B	LECTURA DEL ESCLERÓMETRO										PROMEDIO	RESISTENCIA f_c		
	NIVEL	SÓTANO	1	2	3	4	5	6	7	8	9		10	[N/mm ²]	[Kg/cm ²]
COLUMNA	UBICACIÓN														
1	3D	91	88	93	85	92	91	79	85	83	78	86.50	39.1249	398.8262	
2	4C	71	83	85	79	82	85	84	78	77	82	80.60	34.7653	354.3867	
3	2B	96	86	89	94	91	89	92	97	80	84	89.80	41.5632	423.6822	
4	3F	68	61	68	66	72	78	78	70	70	79	71.00	27.6719	282.0785	
5	6E	64	96	84	81	99	83	101	99	101	102	91.00	42.4499	432.7207	
6	6F	88	94	87	86	82	75	80	80	78	75	82.50	36.1693	368.6978	
													PROMEDIO	376.7320	

EDIFICIO	B	LECTURA DEL ESCLERÓMETRO										PROMEDIO	RESISTENCIA f_c		
	NIVEL	PLANTA BAJA	1	2	3	4	5	6	7	8	9		10	[N/mm ²]	[Kg/cm ²]
COLUMNA	UBICACIÓN														
1	C1	82	81	86	88	77	80	77	72	81	81	80.50	34.6915	353.6335	
2	A1	82	86	74	71	68	84	67	74	68	82	75.60	31.0708	316.7262	
3	D5	80	82	82	80	85	89	84	86	87	89	84.40	37.5732	383.0088	
4	F4	88	85	83	80	87	90	92	75	80	82	84.20	37.4254	381.5023	
5	F2	82	86	84	82	86	83	88	80	83	82	83.60	36.9820	376.9831	
6	C3	84	87	89	90	83	95	86	77	83	84	85.80	38.6076	393.5537	
													PROMEDIO	367.5679	

EDIFICIO	B	LECTURA DEL ESCLERÓMETRO										PROMEDIO	RESISTENCIA f_c		
	NIVEL	2 NIVEL	1	2	3	4	5	6	7	8	9		10	[N/mm ²]	[Kg/cm ²]
COLUMNA	UBICACIÓN														
1	4D	74	72	66	72	79	70	76	73	77	65	72.40	28.7064	292.6234	
2	2E	72	68	84	65	75	79	75	75	79	74	74.60	30.3319	309.1941	
3	2C	70	73	74	80	70	74	79	79	77	78	75.40	30.9231	315.2198	
4	1B	64	74	61	73	70	70	77	74	75	72	71.00	27.6719	282.0785	
5	4F	81	78	74	71	77	79	79	83	80	72	77.40	32.4009	330.2840	
6	1E	82	82	80	75	84	84	79	75	73	84	79.80	34.1742	348.3611	
													PROMEDIO	312.9601	

Resistencia = 0.7389 lectura - 24.79 en [N/mm²] según curva de calibración del aparato.



Como se puede observar de la tabla 4.3, los resultados de resistencia a la compresión reportan valores de resistencia promedio mayores a 300 kg/cm^2 , valor muy por encima de lo considerado en las memorias de cálculo.

Para la identificación del acero de refuerzo se utilizó un detector de acero (R-Meter), sin embargo, no se pudo hacer la identificación de trabes, ya que estas se encuentran integradas a la losa del nivel, la cual además está cubierta por un plafón a base de malla metálica y yeso, que impidieron el uso del equipo.

En las figs. 4.5.a. a 4.5.e. se presenta el resumen de ubicación en planta de cada columna y su respectivo armado en la fig.4.6.

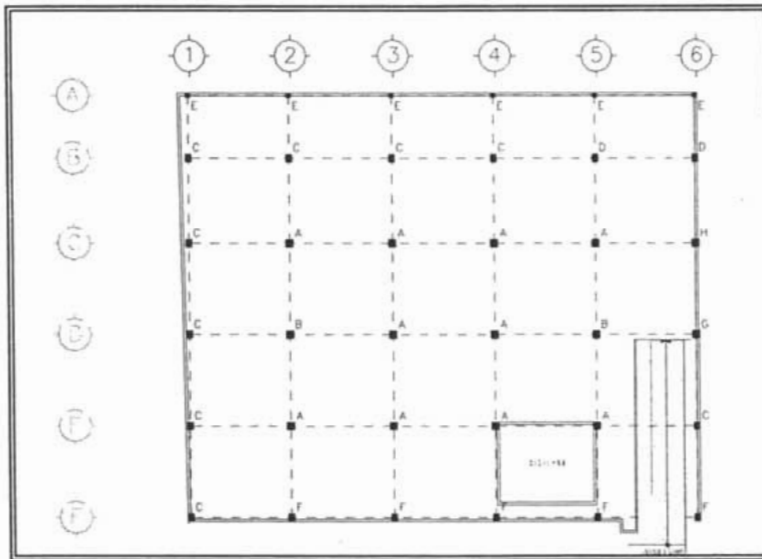


Figura 4.5.a. Estructuración del sótano



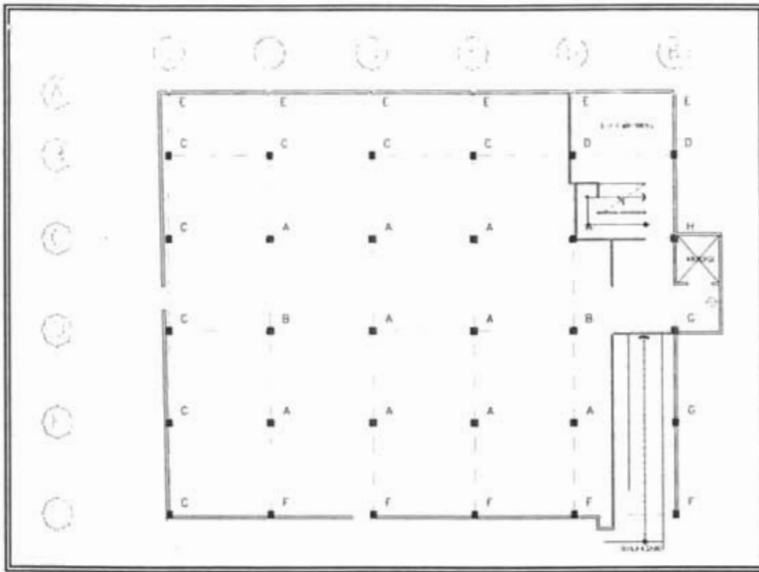


Figura 4.5.b. Estructuración de la Planta Baja

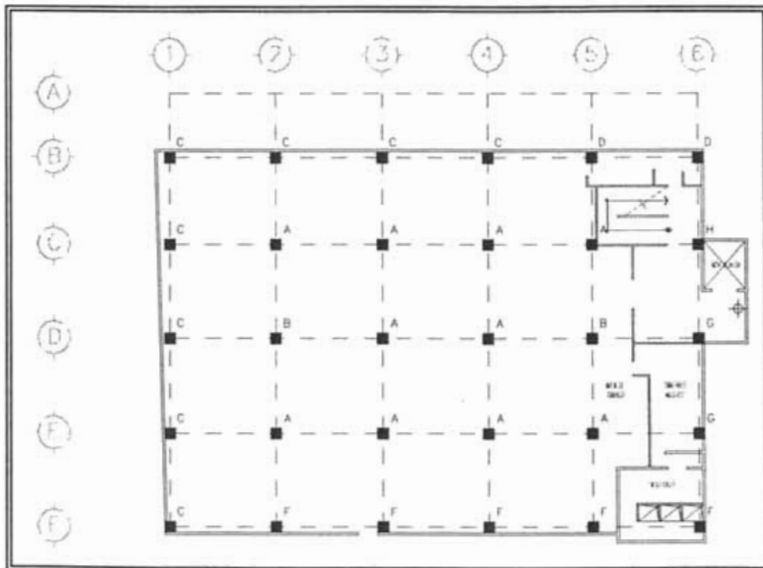


Figura 4.5.c. Estructuración del Primer Nivel

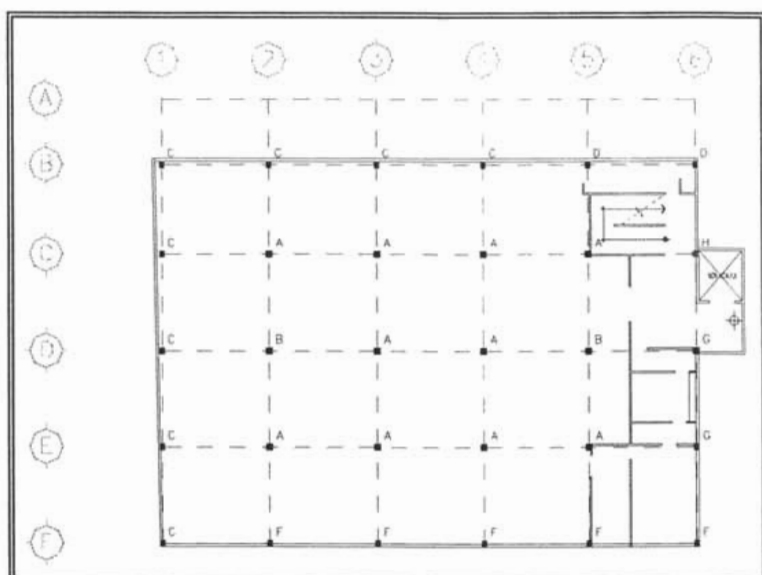


Figura 4.5.d. Estructuración del Segundo Nivel

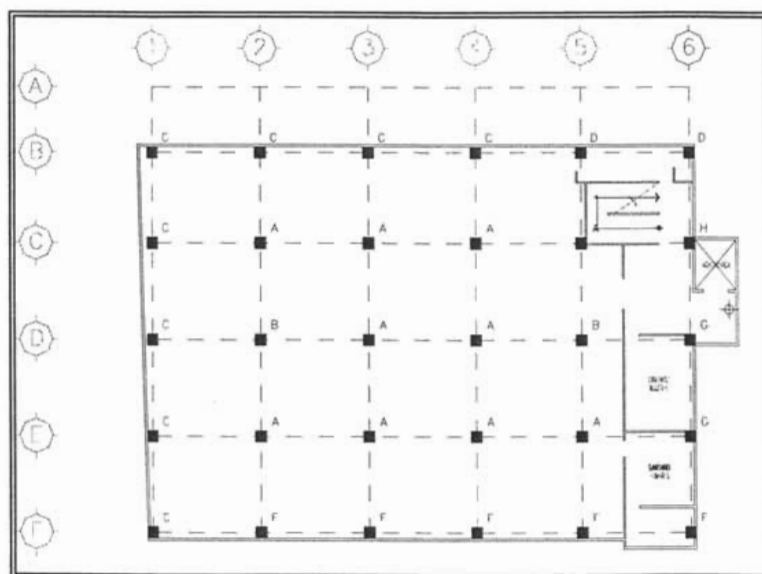


Figura 4.5.e. Estructuración del Tercer Nivel



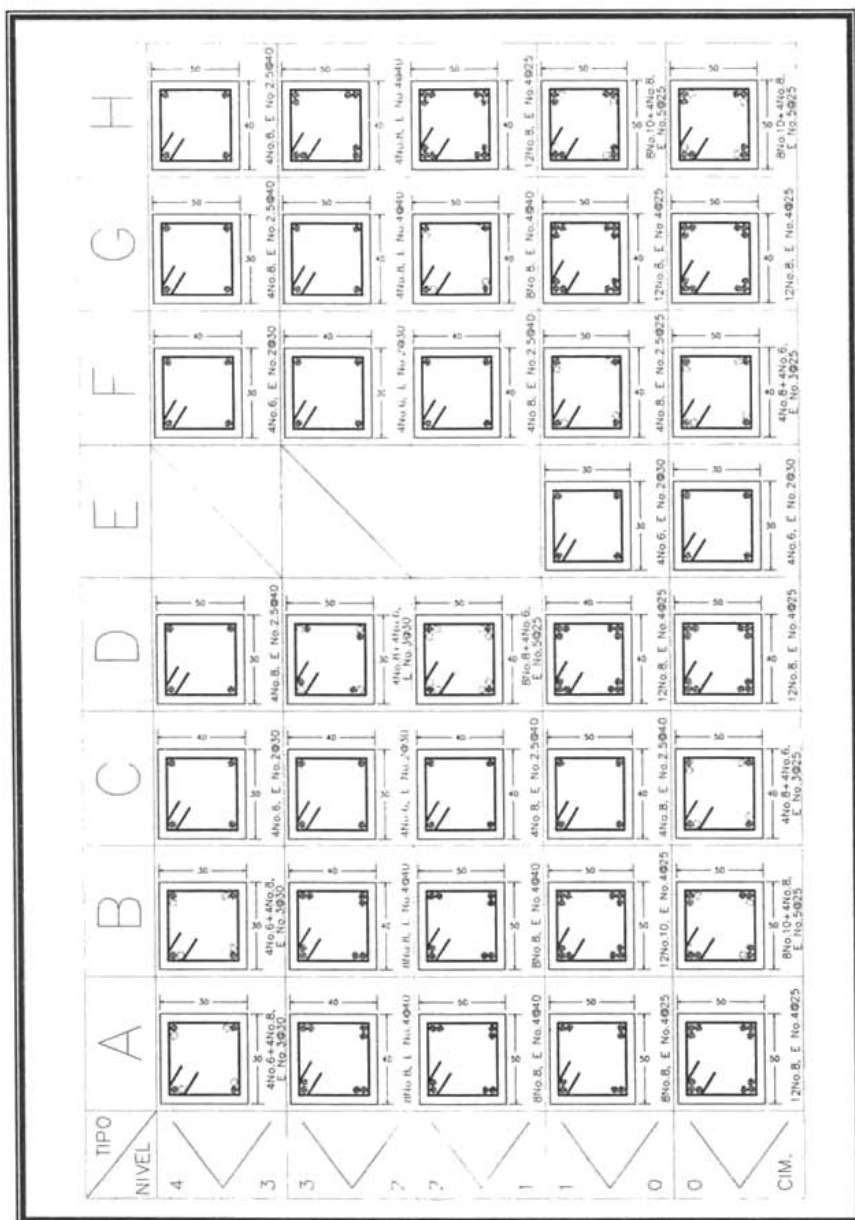


Figura 4.6. Armado de columnas



En lo que respecta a las propiedades de la mampostería se consideraron los valores medios para diseño establecidos en las N T C (Tabla 4.4).

Tabla 4.4. Resistencia de diseño a compresión de la mampostería, f_m^* .

Tipo de pieza	f_m^* , kg/cm ² (MPa)		
	Mortero I	Mortero II	Mortero III
Tabique de barro recocido ($f_p^* \geq 60$ kg/cm ² , 6 MPa)	15 (1.5)	15 (1.5)	15 (1.5)
Tabique de barro con huecos verticales ($f_p^* \geq 120$ kg/cm ² , 12 MPa)	40 (4)	40 (4)	30 (3)
Bloque de concreto (pesado I) ($f_p^* \geq 100$ kg/cm ² , 10 MPa)	20 (2)	15 (1.5)	15 (1.5)
Tabique de concreto (tabicón) ($f_p^* \geq 100$ kg/cm ² , 10 MPa)	20 (2)	15 (1.5)	15 (1.5)

En la tabla 4.5 se presenta el resumen de propiedades de materiales que forman el edificio.

Tabla 4.5. Propiedades de materiales

MATERIALES	Esfuerzo f_m^*, f_m', f_c', f_y [kg/cm ²]	Masa por Unidad de Volumen [T.s ² /m ⁴]	Peso por Unidad de Volumen [T/m ³]	Factor para Módulo de Elasticidad	Módulo de Elasticidad [kg/cm ²]	Módulo de Elasticidad [T/m ²]
TABIQUE	15	0.1529	1.5	800	12000	120000
BLOCK	20	0.1733	1.7	800	16000	160000
CONCRETO REFORZADO	300	0.2446	2.4	14000	242487	2424871
ACERO DE REF	4200	0.8053	7.9	1	2039000	20390000



IV.4. DAÑOS PRESENTES EN LA ESTRUCTURA

Para estimar el comportamiento de una estructura, se encuentra implícita la necesidad de conocer las características de los elementos, también es importante determinar en que condiciones están trabajando en conjunto dentro de la estructura, detectando posibles daños, así como el agente o causa del mismo, que pudiesen ser entre los mas importantes aquellos debidos a asentamientos, sismo, corrosión y flujo de líquidos.

En algunos lugares y tipos de construcción, la corrosión y el flujo de líquidos puede llegar a afectar al concreto, produciendo la microfisuración del mismo e inclusive pudiendo llegar a afectar el acero de refuerzo produciendo su oxidación y perdida de resistencia. Esto es raro verse en un edificio no obstante la cimentación y sótanos son propensos a estos efectos.

Ante los efectos de asentamientos y excitaciones dinámicas como lo son los sismos, el principal testigo visible de daño son las grietas en muros ya sea de carga, o divisorios, así como en trabes y columnas; grietas cuya configuración y profundidad nos dan una idea de la magnitud del daño y su origen, algunos ejemplos se pueden observar en la figs. 4.7.a. y 4.7.b.

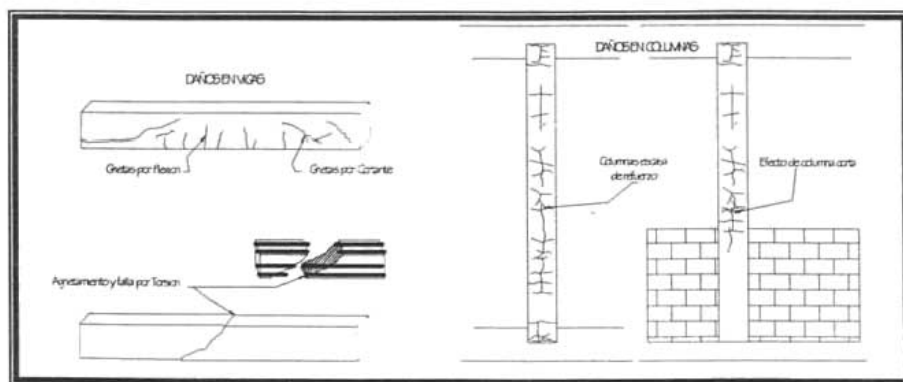


Figura 4.7.a. Patrones de agrietamiento en vigas y columnas



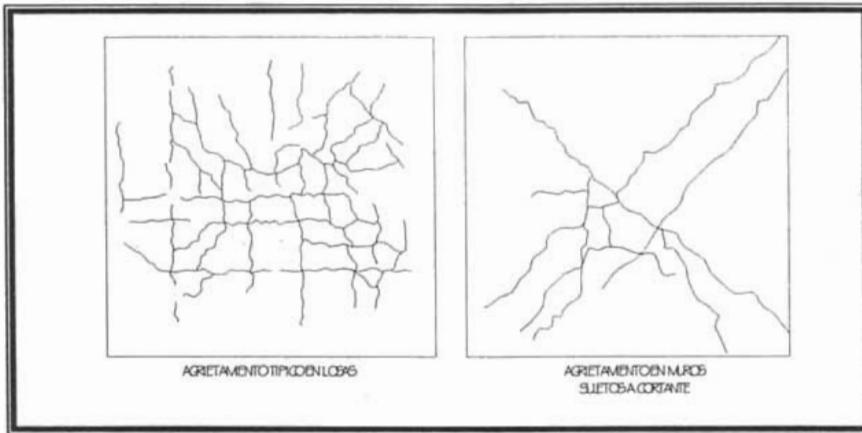


Figura 4.7.b. Patrones de agrietamiento en muros y losas

A continuación en las figs. 4.8.a. a 4.8.k. se muestra una vista general y algunos de los daños detectados con la inspección visual del edificio.



Figura 4.8.a. Vista general del sistema de piso

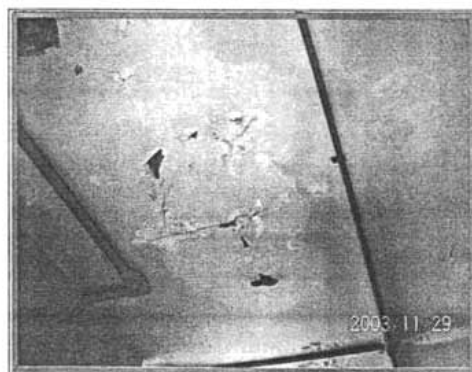


Figura 4.8.b. Deterioro por filtraciones y posible agrietamiento

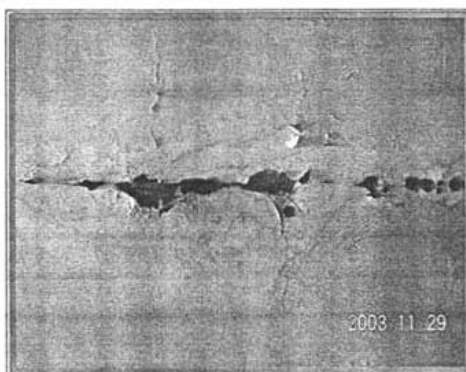


Figura 4.8.c. Deterioro por filtraciones y posible agrietamiento





Figura 4.8.d. Detalle de capitel en losa aligerada con casetón.



Figura 4.8.e. Detalle de agrietamiento en losa aligerada con casetón.

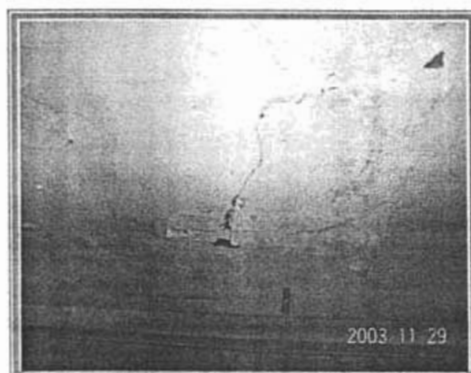


Figura 4.8.f. Detalle de agrietamiento en losa aligerada con caseTes

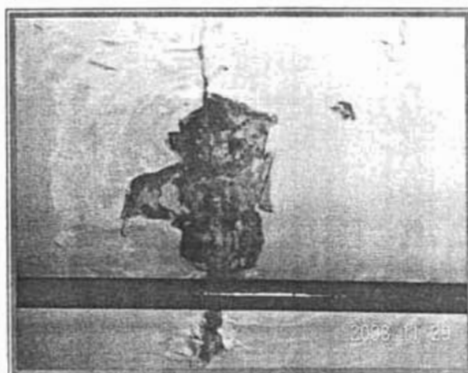


Figura 4.8.g. Vista de la rampa de acceso al estacionamiento



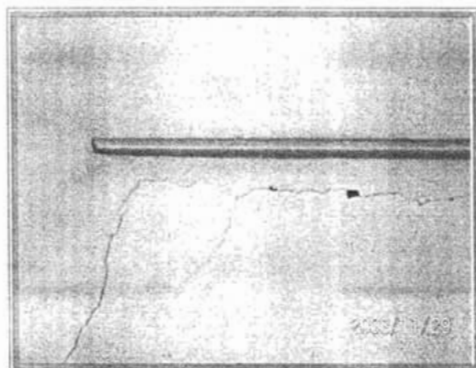


Figura 4.8.h. Vista de la rampa de acceso al estacionamiento

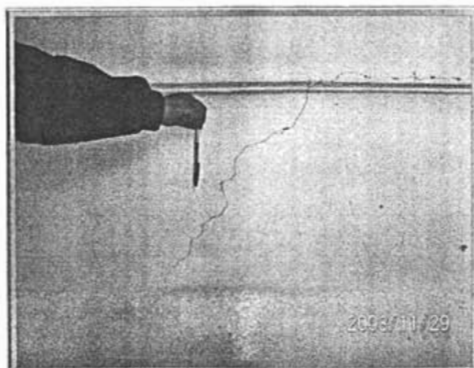


Figura 4.8.i. Vista de la rampa de acceso al estacionamiento

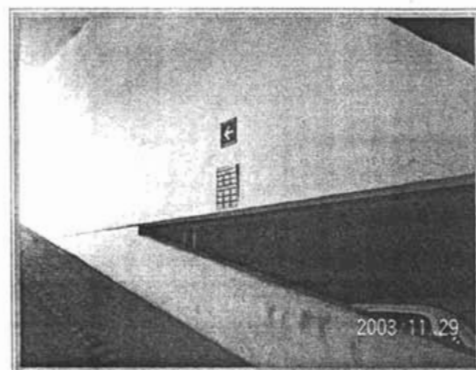


Figura 4.8.j. Agrietamiento en muros de escalera

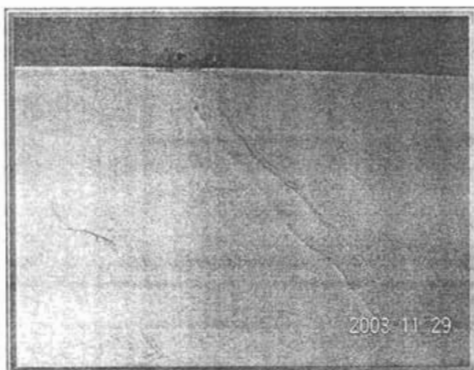


Figura 4.8.k. Agrietamiento en muros de escalera



La inspección del edificio arrojó los siguientes resultados:

- No se detectaron grietas que evidencien daño en columnas y niveles de piso.
- Se identificaron ligeros agrietamientos en el plafón del sótano en la zona de transición de los casetones y de los capiteles de algunas columnas. Estas grietas pudieron haberse originado por un exceso de carga vertical.
- Se observaron grietas horizontales importantes en el cubo de escaleras, localizadas a la altura de la unión del muro con las losas del edificio. Por las evidencias encontradas (flexión sobre el muro), este daño puede atribuirse a la diferencia en rigideces entre el cubo de escalera y el cuerpo del edificio lo que pudo ocasionar desplazamientos diferenciales no previstos.
- Fue evidente la existencia de una grieta en la losa, que limita la ubicación del montacargas con el resto del nivel, lo cual se atribuye a ligeros asentamientos generados en esta zona.
- Se identificaron reparaciones en grietas diagonales localizadas en el acceso al sótano del edificio mismas que no se han vuelto a movilizar.
- En el caso de la cimentación; con base en los resultados de la inspección estructural y del estudio topográfico realizado, se consideró que el diseño de la cimentación del inmueble fue adecuado, ya que no existen evidencias de que hayan experimentado mal comportamiento desde su construcción. Además de que al haber transcurrido más de 15 años desde se construcción la mayor parte de los asentamientos ya han tenido sus máximos efectos, con base en las consideraciones anteriores, no se justificó llevar a cabo estudios de geotecnia o de exploración del subsuelo.



IV.5. REQUISITOS ESTABLECIDOS EN EL RCDF Y SUS NTC

Como se dijo con anterioridad el Reglamento de Construcciones para el D. F. trata de preservar la seguridad estructural de las edificaciones, específicamente en su título sexto, tratando el caso de las construcciones ya existentes que, como es de suponerse, deben cumplir con los mismos requisitos que una estructura nueva o en etapa de proyecto, pero ahora, no desde el punto de vista de diseño, sino verificando el cumplimiento de dichas pautas, reevaluando las características de la estructura, a través de un proceso de búsqueda, valoración y análisis de posibles daños, a fin de asegurar un buen comportamiento del edificio ante las sollicitaciones normales o extraordinarias a las que pudiese verse sujeto, como por ejemplo, el cambio de uso que puede modificar el desempeño y seguridad de la estructura. Es por ello que en ciertos casos se requiere de estudios que avalen la seguridad estructural de construcciones, actividad normalmente llamada ingeniería forense para dicha actividad las NTC proponen establecen el siguiente procedimiento:

1. Investigación y documentación de la estructura, incluyendo daños causados por sismos u otras acciones.
2. Si es aplicable, clasificación del daño en cada elemento de la edificación (estructural y no estructural) según su severidad y modo de comportamiento.
3. Si aplica, estudio de los efectos del daño en los elementos estructurales en el desempeño futuro de la edificación.
4. Determinación de la necesidad de rehabilitar.



Capítulo V

DETERMINACIÓN DE PROPIEDADES DINÁMICAS MEDIANTE UN ESTUDIO DE VIBRACIÓN AMBIENTAL

Recientemente, en México se han empezado a utilizar algunos métodos para la determinación de las características dinámicas de edificios reales; entre los más destacados se encuentran las pruebas de vibración ambiental, las pruebas de tracción y el registro de movimientos. Aunque los resultados obtenidos con estas técnicas pueden diferir, debido al nivel de esfuerzo y deformación al que llegan a trabajar las estructuras, proporcionan información relativamente confiable para ser utilizada en la evaluación de estructuras.

La prueba de impulsos consiste en medir las vibraciones generadas artificialmente ya sea por medios manuales o con ayuda de alguna maquinaria. Una practica común es tirar con cierta frecuencia de una cuerda atada firmemente a la azotea del edificio.

Las pruebas de tracción, consisten en proporcionar a la estructura energía potencial que al ser liberada súbitamente se transmite al edificio, generando vibraciones cuya disipación dependerá del sistema estructural del edificio.

Por ultimo, dentro de estas técnicas, una de las más usualmente empleadas, corresponde al estudio de micro vibraciones ambientales. La cual consiste en estudiar las vibraciones producidas por efecto de tráfico, uso, viento, micro temblores y sus efectos en la estructura en estudio. A pesar de su pequeña amplitud (aceleraciones del orden de 1/100 veces la gravedad), el estudio de estas señales por su variedad y cantidad, permiten estimar en forma razonable las propiedades dinámicas básicas de estructuras simples o complejas dentro del rango elástico lineal, y las características de las vibraciones existentes en el sitio. Este método implica la instrumentación del



edificio con acelerómetros, los cuales registran la variación de aceleraciones con el tiempo a causa de las vibraciones inducidas en la estructura, la información recabada se representa en una grafica a-t llamada acelerograma.

Con el desarrollo a nivel comercial de los instrumentos de medición en Estados Unidos de Norteamérica y Japón, desde los años 60's, esta actividad se ha visto promovida por instituciones como el Instituto de Ingeniería de la UNAM en México, haciendo que el uso de esta técnica sea económicamente factible, representando una opción justificable, particularmente en edificios sobre los que se tenga dudas en su comportamiento sísmico o bien en aquellos que hayan sido reforzados.

Dentro de los beneficios de este tipo de estudios se encuentran la recolección de registros que permitan entre otros: la medición de los períodos de vibración de la edificación (sometida a movimientos sísmicos), la determinación del nivel de daño, que ocurrió a la edificación debido a un sismo que la afecte, la identificación de efectos de sitio causados por la amplificación de las ondas sísmicas debido a los estratos de suelo subyacentes, el grado de atenuación que sufren las ondas sísmicas al viajar desde el lugar donde ocurre la liberación de energía, hasta el sitio donde se encuentra ubicada la edificación y en general, el mejoramiento del conocimiento que se tiene de los fenómenos sísmicos y sus efectos sobre las construcciones y los materiales que la componen. En México, es particularmente necesario instrumentar edificios debido principalmente a las peculiaridades de los suelos donde está ubicada la ciudad.

Los acelerómetros, actualmente son instrumentos portátiles y compactos, a prueba de intemperismo y de construcción robusta para permitir su transporte y manipulación en diversas situaciones y medios ambientes. Fáciles de instalar y calibrar, usualmente no requieren mantenimiento frecuente y son operados por



baterías recargables. Con la capacidad de registrar tres componentes del movimiento, ortogonales entre sí.

Las primeras generaciones de acelerómetros fueron instrumentos analógicos con dispositivos ópticos que convertían la señal para registrar las vibraciones sobre película o papel fotográfico en forma analógica mediante un trazo que representaba la aceleración en función del tiempo. Los instrumentos actuales, llamados digitales, operan sobre un principio similar cuya diferencia radica en que el sensor es una masa adherida a una bobina que produce un voltaje proporcional al movimiento ocasionado por las vibraciones (señales) de entrada experimentadas, mismas que mediante un convertidor electrónico (transductor) transforman la señal eléctrica en aceleraciones equivalentes, para inmediatamente registrarlas y almacenarse en forma digital directamente en una memoria de estado sólido, para a la postre ser recuperadas vía puerto serial o módem, usando equipos de cómputo personales y ser llevadas a procesamiento electrónico (fig 5.1).

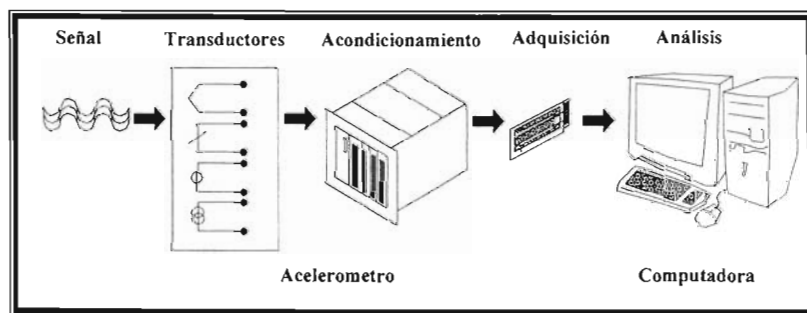


Figura 5.1. Proceso de adquisición del registro de aceleraciones

De los acelerogramas obtenidos se puede extraer la siguiente información: aceleración máxima del terreno, contenido de frecuencias de la señal, relación entre las amplitudes de las oscilaciones verticales y horizontales, duración de la fase del movimiento intenso y distancia al epicentro. Por ello los acelerogramas



dan una descripción del movimiento sísmico especialmente apta para estimar la respuesta de los edificios. Conocer las aceleraciones horizontales del terreno, hace posible estimar las fuerzas de inercia que se generan en la base de las estructuras, de hecho, son la materia prima para el cálculo de espectros de respuesta de utilidad en la formulación de espectros de diseño empleados para el análisis sísmico de edificios. Esta aceleración en la base de la estructura es la que permite estimar la acción sísmica.

El parámetro más frecuentemente empleado para designar la intensidad de la sacudida sísmica es la aceleración máxima del terreno, (expresada en gals [cm /s²] o en porcentaje de la gravedad), la velocidad y el desplazamiento respecto del terreno como se ejemplifica en la fig. 5.2., (así como sus valores máximos) que se determinan en forma indirecta mediante un proceso de integración numérica del registro de aceleraciones.

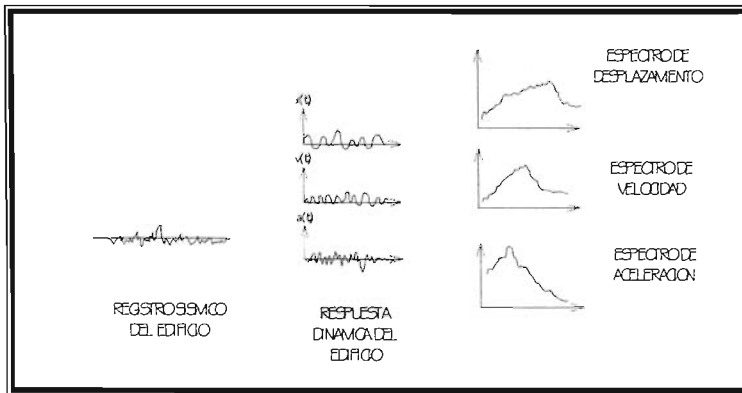


Figura 5.2. Información obtenida de los registros sísmicos

La aceleración se ha constituido así, en el parámetro base para el análisis estructural y el diseño sísmo resistente. No obstante, esto no significa que la aceleración sea por sí sola el parámetro determinante, pues para ciertos rangos de frecuencia, la velocidad y el desplazamiento suelen ser parámetros mas



adecuados; así mismo, la duración de la fase de movimiento fuerte es otro factor que debe considerarse.

Para determinar las propiedades dinámicas del edificio objeto de este trabajo, se utilizaron acelerómetros digitales como el mostrado en la fig. 5.3, fabricados por la empresa Terra Technology. El nivel de aceleración máxima que pueden registrar estos equipos es de 0.25 veces la de la gravedad y no solo permiten el registro de movimientos fuertes como el caso de sismos, sino también el registro de vibraciones de pequeñas amplitudes producto de excitaciones ambientales tales como el tránsito de vehículos, funcionamiento de equipos internos, etc.

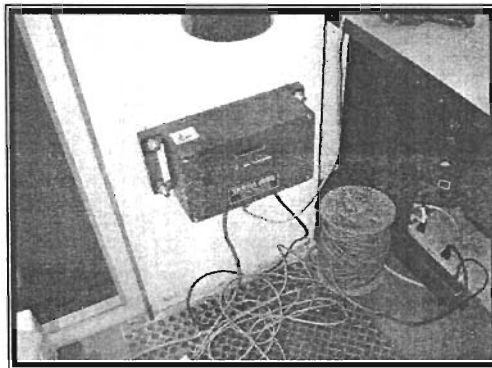


Figura 5.3. Unidad empleada en la instrumentación

Como es de suponerse, la ubicación del instrumento es de gran importancia ya que la confiabilidad de los registros y su interpretación, dependen mucho del lugar escogido. Por lo tanto, fue necesario tener clara la finalidad del registro, por ejemplo si el equipo se localiza en campo libre su principal función es la identificación de efectos de sitio (periodo dominante del suelo), causados por la amplificación de las ondas sísmicas debido a los estratos de suelo subyacentes; si se encuentra sobre una edificio como es este caso, su función

es la medición de períodos de vibración de la estructura y la determinación del posible nivel de daño durante movimientos fuertes.

En general, el lugar más indicado para ubicar el acelerómetro es sobre el centro de rigidez para determinar periodos trasnacionales, y sobre uno de sus extremos para periodos torsionales.

En este caso, para llevar a cabo el registro de señales se seleccionaron puntos de medición distribuidos en la estructura y en el terreno circundante cuyo movimiento se supone no afectado por la presencia de la estructura. Para ello se dispuso de un equipo de referencia, colocado en una columna central en la planta baja del edificio y otro en la azotea del edificio. La disposición y objetivos de los arreglos de sensores que se utilizaron para estudiar a la estructura fueron los siguientes:

Arreglo 1: Sensores ubicados en la planta baja y azotea colocados cerca del centroide del edificio, aproximadamente junto y sobre el equipo de registro.

Objetivo: Identificar los periodos naturales de vibración longitudinales y transversales con respecto a la base y azotea

Arreglo 2: Sensores colocados en la base y azotea del edificio ubicados en las esquinas de la construcción.

Objetivo: Encontrar los periodos naturales de vibración en el centro del edificio para posteriormente poder identificar el periodo correspondiente a la torsión.

Se obtuvieron registros simultáneos de vibración ambiental cuya calidad de señal resulto satisfactoria, debido a la proximidad de las estructuras a fuentes de ruido ambiental importantes tales como el tráfico de la Calzada de Tlalpan, la



línea del metro y la actividad humana en el inmueble, entre otras. En la tabla 5.1 se presentan las señales registradas y su ubicación en el edificio.

Tabla 5.1. Señales de vibración ambiental registradas

EQUIPO UTILIZADO EN EL REGISTRO DE SEÑALES		
Equipo en Planta Baja (SOT)	Equipo en Azotea (GAM)	Tipo de Arreglo
SOT35203	GAM35204	1
SOT35204	GAM35205	1
SOT35207	GAM35208	2
SOT35208	GAM35209	2

Sin embargo, dado que la meta no es la obtención del registro de vibraciones, sino estimar los efectos del choque o vibración en el sistema mecánico representado por el edificio, resulta más conveniente determinar cuál es la relación existente entre la amplitud y frecuencia producto de dichas vibraciones, interesando particularmente las frecuencias con las cuales la estructura es más vulnerable (presenta sus mayores amplitudes). Este proceso, se basa en estudio de señales utilizando exponenciales complejas conocida comúnmente como análisis de Fourier; (en honor a **Joseph Fourier** 1768-1830, debido a su gran contribución en este campo).

Dicho análisis es una de las herramientas matemáticas más utilizadas en el estudio de problemas de ingeniería en los que intervienen ondas, ya que permite establecer una correspondencia entre eventos que ocurren en el dominio del tiempo con eventos en el dominio de la frecuencia. En términos generales, la teoría de Fourier establece que cualquier función arbitraria puede expresarse como una suma infinita de funciones senoidales de diferente frecuencia y ponderadas con diferentes coeficientes, lo que permite conocer las características de cualquier función en el dominio del tiempo, dicha relación se resume en una ecuación que establece lo que se denomina transformada de Fourier. Para el estudio, el procedimiento consiste en la corrección y filtrado de



determinadas partes del registro de la señal, para la posterior búsqueda de su correspondiente transformada de Fourier, con el objeto de pasar del dominio del tiempo (en el que se encuentra el registro inicial) al dominio de la frecuencia, de acuerdo a la ecuación:

$$F(f) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t)e^{-i2\pi ft} dt; \quad (5-1)$$

Donde:

i es el número imaginario $i = \sqrt{-1}$

f la frecuencia angular.

t el tiempo.

$f(t)$ es una señal dada.

$F(f)$ su transformada de Fourier.

Cambiando de notación la expresión anterior puede escribirse como:

$$F(f) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t) \cos 2\pi ft dt - i \int_{-\infty}^{\infty} f(t) \sin 2\pi ft dt; \quad (5-2)$$

Pero, al tratarse de un sistema físico, la recopilación de datos es finita debiendo cambiar a su forma discreta o muestreada, entonces la integral que define la Transformada, se sustituye por la sumatoria de las muestras, y el periodo ahora en vez de ser T (número real) será N , siendo N un número entero; de esta forma se define a la serie de Fourier discreta como:

$$F(k) = X_k = \sum_{j=0}^{N-1} x_j e^{-i2\pi jk / N} \quad (5-3)$$

Para $k = 0, 1, 2, 3, \dots, N-1$. Donde k son frecuencias discretas.

No obstante, el proceso matemático es laborioso, pues se requiere resolver N^2 operaciones; para simplificarlo, se puede elegir un número de datos N a una



potencia de 2, es decir $N = 2^k$ cuya solución ofrece una aproximación de la transformada discreta de Fourier que resulta ser $N \log_2(N)$, por lo que, son necesarios menos cálculos traduciéndose en un ahorro de hasta en 1/100, artificio conocido como Transformada rápida de Fourier.

Gráficamente el proceso de la transformada de Fourier puede ser observado para un pequeño intervalo de tiempo, como lo indica la fig. 5.4.

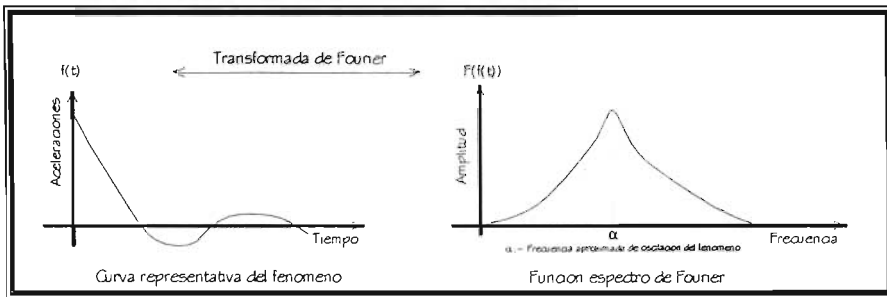


Figura 5.4. Aplicación de la transformada de Fourier

Aplicando esta formulación al registro $a-t$ se obtiene el espectro de Fourier (o esperanza media cuadrada) para el fenómeno (fig. 5.5); como resultado de este, sobresalen las frecuencias más representativas asociadas a la oscilación del fenómeno.

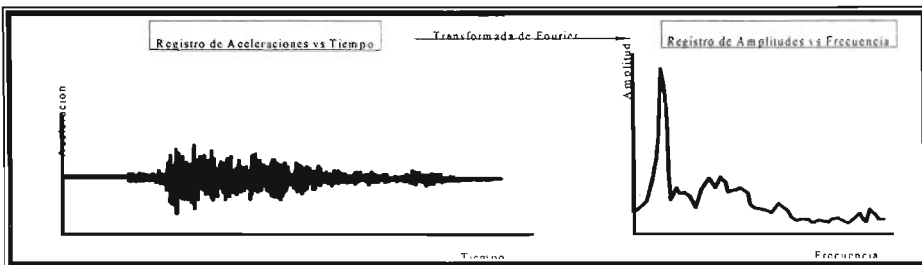


Figura 5.5. Obtención del espectro de Fourier

Una vez obtenido, se aplica convolución entre la misma función $f(t)$ y su simétrica en el tiempo $f(-t)$ siendo:



la transformada de Fourier

$$F(f) = F\{f(t)\} \quad (5-4)$$

y la compleja conjugada de la misma,

$$F^*(f) = F\{f(-t)\} \quad (5-5)$$

con ello se tiene

$$F(f) \cdot F^*(f) = A_{FF} = |F(f)|^2 \quad (5-6)$$

conocida como función de auto espectro o auto espectro de potencia, el cual proporciona la correlación de potencia (entendida como capacidad) por unidad de frecuencia, es decir, indica de la cantidad de energía que se libera en una determinada frecuencia, parámetro útil para caracterizar el fenómeno, pues los picos, posiblemente asociados a algún modo fundamental, son más definidos; en términos simples, se puede decir que el espectro de potencia es el cuadrado de la amplitud del espectro de Fourier y permite nulificar prácticamente aquellos valores de amplitud ubicados por debajo de la unidad, como se muestra en la fig. 5.6. y destacar las frecuencias importantes.

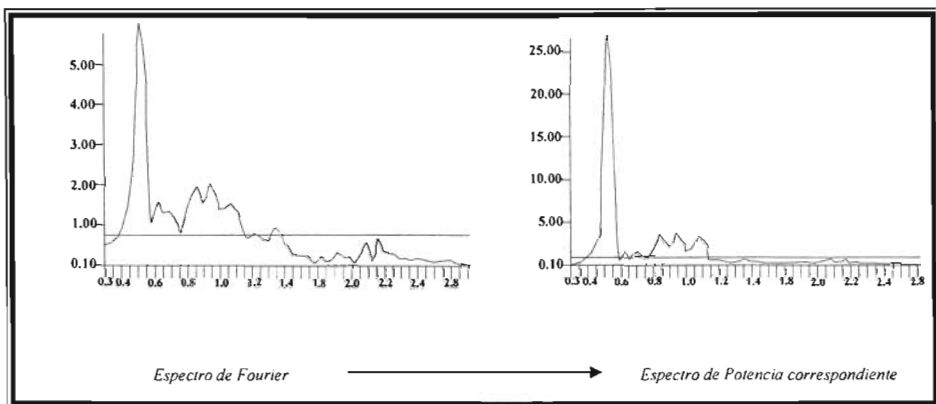


Figura 5.6. Cambio del espectro de Fourier al espectro de Potencia



Sin embargo, no basta con conocer los respectivos espectros de Fourier y potencia, ya que, pueden existir picos significativos que no tiene nada que ver con las frecuencias naturales en el edificio. Debido a ello, se complementa el estudio de señales utilizando el análisis de las funciones de coherencia y transferencia. Dicho procedimiento, se efectúa para averiguar cual es la relación existente entre las señales.

En términos simples, la coherencia representa la fracción de salida del sistema relacionada directamente con la entrada. Así, cuando en una frecuencia dada se tienen valores bajos de coherencia, indica que uno o más de los espectros estimados contienen niveles importantes de ruido externo. Adicionalmente, la coherencia se emplea para calcular las formas modales y determinar las propiedades dinámicas ya no por punto de lectura, sino para todo el edificio entre cada uno de los niveles instrumentados, proporcionando un indicador de la validez de la función de transferencia estimada. Matemáticamente, la coherencia es una función de correlación cruzada en el dominio de las frecuencias, la cual se puede obtener a partir de la ecuación:

$$\gamma^2(f) = \frac{|S_{xy}(f)|^2}{S_{xx}(f)S_{yy}(f)} \quad (5-7)$$

Otro parámetro utilizado para la identificación de las frecuencias de una estructura es la función de transferencia $H(f)$ entre las señales, establecidas por la relación $H(f) = Y(f)/F(f)$, entre las señales de entrada $Y(f)$ y salida $F(f)$ a través del cociente de los espectros de Fourier.

$$FT = \left(\frac{G_{xx}(f)}{G_{yy}(f)} \right)^{1/2} = \frac{F_{xx}(f)}{F_{yy}(f)} \quad (5-8)$$



Para el edificio en estudio, el equipo ubicado en la planta baja (PB) registró la señal de entrada y el equipo de la azotea, la señal de salida.

Dependiendo del valor del cociente será la relación que existe entre las dos señales, pues representara la fracción de la salida del sistema que se relaciona directamente con la entrada, si el valor es la unidad se dice que se tiene una relación lineal completa, si es igual a cero la relación es nula. Una vez establecidos estos, se identifican los valores de frecuencia asociados a la forma modal de vibración de la estructura y se ajustan a la misma, pudiéndose identificar modos superiores de vibrar al instrumentarse pisos intermedios; por ejemplo para un primer modo, los movimientos de todos los niveles deben de estar en fase (ángulos de fase nulos) respecto a la azotea, es decir, se mueven con el mismo sentido que esta; para un segundo modo, los movimientos de la azotea y pisos intermedios deben estar en fases opuestas.

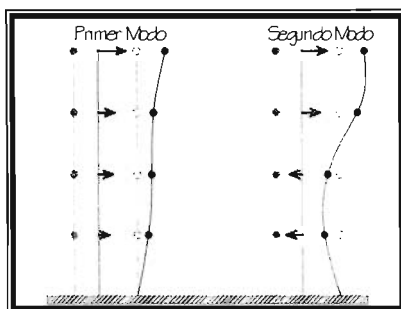


Figura.5.7. Representación de las correlaciones para la identificación de modos

Obviamente el proceso de cálculo y análisis manual, es sumamente laborioso y tardado de manera que resulta necesario el empleo de diversos programas; para este caso en específico se utilizó Allview que es un instrumento virtual para el análisis de señales desarrollado en LabVIEW, cuyo panel principal se presenta en la fig. 5.10.



En la fig. 5.8, se presenta uno de los registros de aceleraciones medidos en el edificio producto de vibraciones ambientales y en la fig. 5.9, su respectivo espectro de potencia, donde se observan las frecuencias naturales de vibrar asociadas al comportamiento dinámico del edificio. Un análisis similar se hizo con todas las señales registradas presentadas en la tabla 5.1, de los cuales se obtuvieron los periodos de vibrar que se indican en la tabla 5.2.

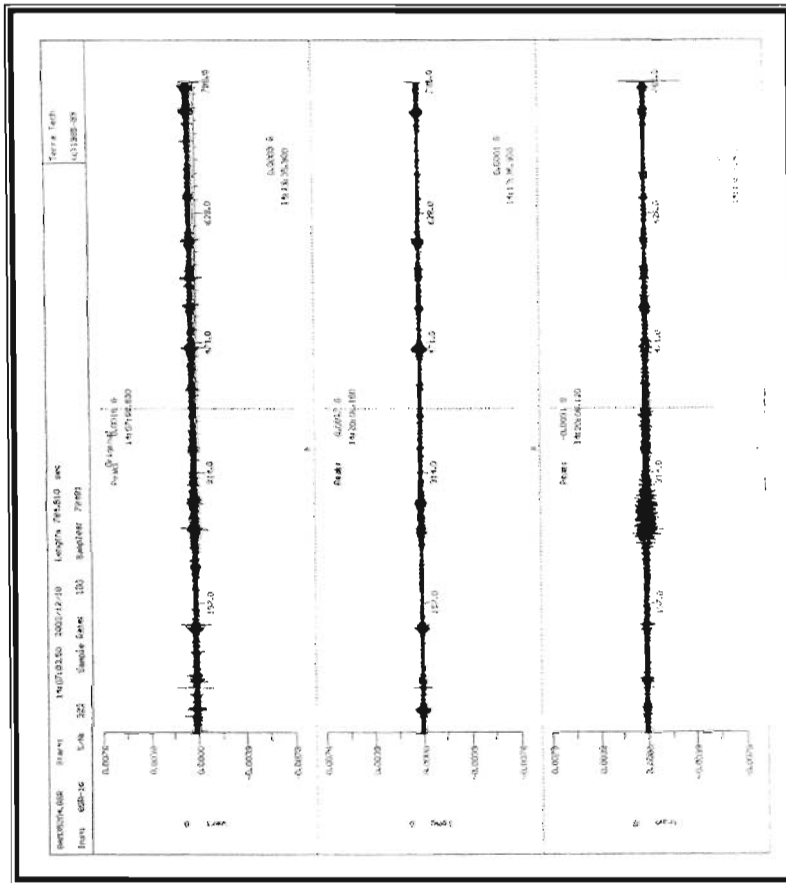


Figura 5.8. Aceleraciones Vs. Tiempo en azotea del edificio B



Al analizar dicho registro, los respectivos espectros

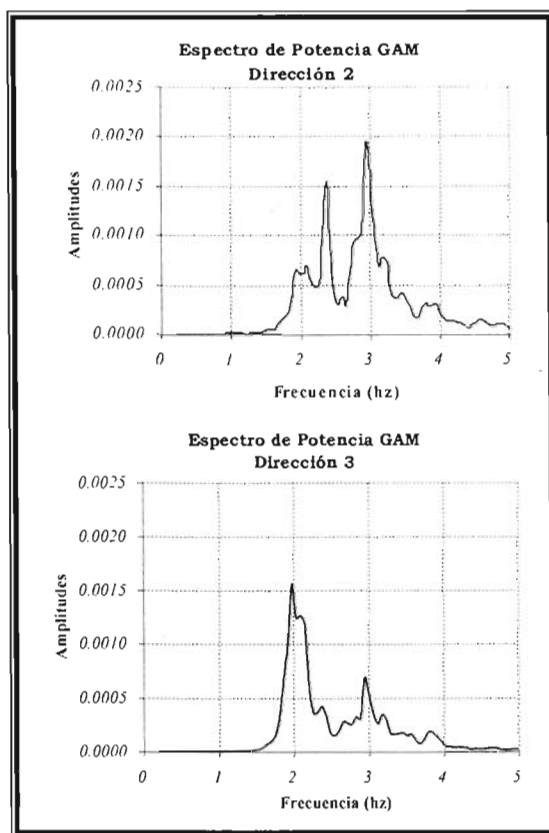


Figura 5.9. Espectros promedio de Potencia de las señales registradas.

Es importante comentar que los valores de dichos periodos están asociados a la intensidad de cargas verticales que se encontró presente en cada edificio al momento de tomar las mediciones. Estas intensidades de carga deberán utilizarse también en el análisis estructural de los modelos preliminares que servirán de base para generar los modelos finales.



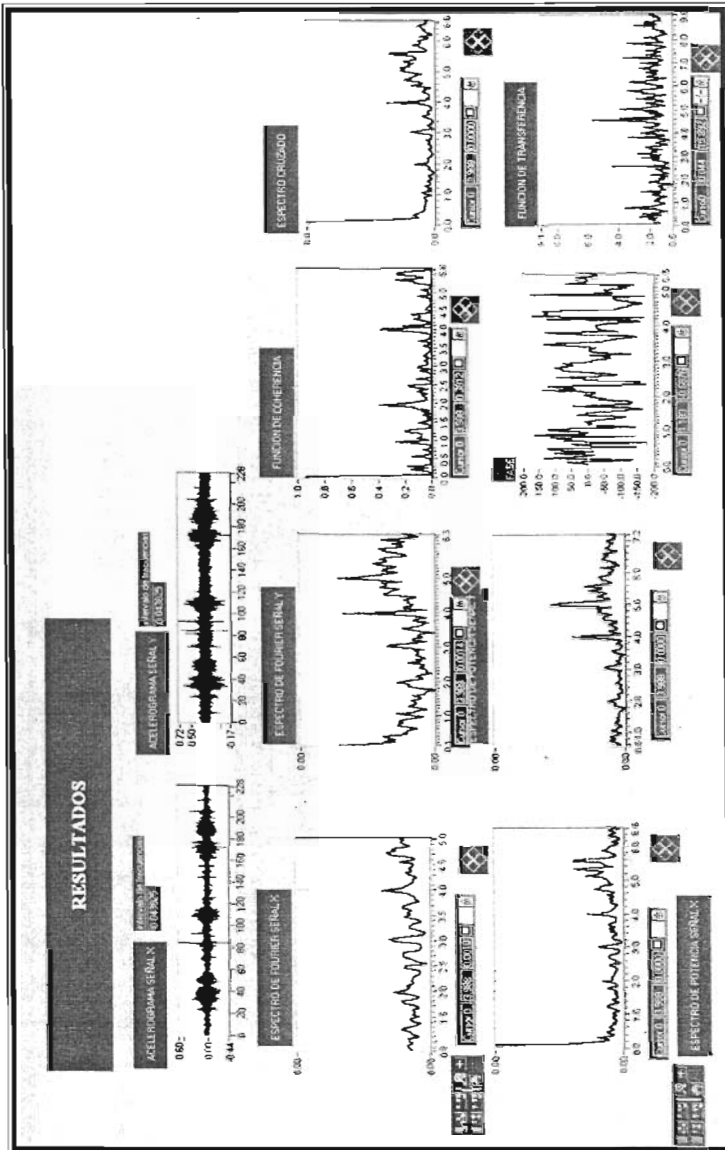


Figura 5.10. Instrumento virtual para el análisis de señales



Tabla 5.2. Periodos fundamentales de vibración determinados.

EDIFICIO B	DIRECCIÓN (E-W) [segundos]	DIRECCIÓN (N-S) [segundos]	TORSIÓN [segundos]
	0.52	0.43	0.34



Capítulo VI

DESARROLLO DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO

Para la elaboración de modelos analíticos se empleó para su desarrollo, el programa de computo SAP2000 Non Linear de uso común en la práctica profesional, orientado al análisis y el diseño de edificios, capaz de efectuar el análisis tridimensional de estructuras mediante el método de elementos finitos ante solicitaciones estáticas y dinámicas.

En el caso más general, la teoría del elemento finito, se basa en dividir un medio continuo (que puede ser una estructura) en un número finito de elementos (de allí su nombre), y mediante la aplicación de los principios básicos del análisis estructural, a saber : Principio de Continuidad, Ley de Hooke y Equilibrio, se obtienen relaciones entre dichos elementos en sus puntos límite (conocidos como nudos), generando una serie de ecuaciones con las cuales es posible determinar la matriz de rigidez de cada elemento, para posteriormente mediante un ensamble obtener la matriz de rigidez global de la estructura. Resultado de estos arreglos matriciales, se deriva la siguiente ecuación:

$$\{F\} = [K] \{d\}; \quad (6-1)$$

de la cual, se pueden calcular los desplazamientos, deformaciones y elementos mecánicos en cualquier punto de interés.

Para la aplicación de programas como SAP2000, generalmente se requiere de la generación de geometrías, discretización del sistema, selección del tipo de sistema, asignación de propiedades de los materiales, definición de cargas, condiciones de frontera y solución del conjunto de ecuaciones.

Para el caso de estructuras esqueléticas (formadas por vigas y columnas), es importante mencionar que podrá existir una gran variedad de modelos para



estudiar su comportamiento, sin embargo, dentro de esa amplia gama, se deben seleccionar los modelos que reproduzcan de manera más realista las características de este comportamiento.

Una ventaja de los programas de análisis y diseño estructural comerciales actuales, es el manejo de un ambiente gráfico muy amigable, en el cual se puede observar el modelo y elementos a escala con gran detalle.

En la práctica es posible identificar hoy en día, modelos de estructuras existentes con gran exactitud basados o calibrados con resultados experimentales que permiten determinar con mayor aproximación la respuesta estructural. Por otro lado se tienen los modelos ingenieriles empleados para el análisis y diseño de estructuras por construirse.

Modelos Ingenieriles

Para los modelos ingenieriles se emplean las principales hipótesis que se utilizan en la práctica para el diseño de estructuras. Las consideraciones generales de los modelos son:

- Módulo de elasticidad de diseño
- Masas de diseño uniformemente distribuidas
- Zonas rígidas de 0 a 70 por ciento en las conexiones viga columna
- Sección bruta de elementos estructurales
- Contribución de la losa según el RCDF
- Contribución de los muros de mampostería



Modelos Calibrados

Los modelos calibrados se obtienen con base en la participación de elementos estructurales y no estructurales que de una u otra manera participan en la rigidez lateral del sistema; un aspecto importante que debe considerarse es el deterioro de estos elementos, reflejado en función de sus propiedades mecánicas obtenidas de pruebas de laboratorio.

Las consideraciones generales para el análisis de estructuras existentes son:

- Masas distribuidas conforme a su ubicación en planta
- Módulos de elasticidad, de acuerdo a ensayos experimentales
- Contribución de la losa y vigas
- Contribución de muros de mampostería no estructurales que no se encuentran desligados del sistema.

Debido a que existen discrepancias entre ambos criterios de modelación, así como el tiempo que se requiere para elaborar un modelo refinado, en este trabajo, se construyó el modelo de una forma simplificada partiendo de un modelo ingenieril el cual posteriormente requirió pequeñas modificaciones para transformarlo en un modelo representativo para estudiar su comportamiento. Este proceso de refinamiento requirió identificar todos los elementos que participaban en la rigidez lateral del edificio, particularmente los muros de mampostería, como se indica en la identificación de elementos estructurales presentada en el capítulo 4.



VI.1. CARGAS REQUERIDAS PARA EL ANÁLISIS DEL EDIFICIO

Las categorías en las que usualmente se catalogan a las cargas y acciones son:

Permanentes: Ya que obran de forma continua sobre la estructura y cuya intensidad puede variar poco a poco con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son la carga muerta y cargas por empuje de origen estático,

Variables: Actúan sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo; comúnmente se les asocia a las cargas vivas, los efectos de temperatura, deformaciones, hundimientos diferenciales y acciones debidas al funcionamiento de maquinaria o equipo.

Accidentales: Son las inherentes al edificio y que pueden tomar intensidades significativas durante lapsos breves por efectos de sismo, viento, explosiones, incendios u otros fenómenos de ocurrencia extraordinaria. La mayoría de estas cargas producen fuerzas que son proporcionales al peso del edificio, de ahí que se procure que este sea lo más ligero posible.

Es importante destacar que de los tres tipos de carga antes mencionadas, las cargas permanentes se podrán obtener con mayor precisión, mientras que se tendrán las mayores incertidumbres en la estimación de cargas accidentales.

Para la realización del modelo calibrado se cuantificaron:

Cargas muertas: Considerando como tales a los pesos de todo elemento constructivo, de acabados y todo cuerpo que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo. Para la evaluación de las cargas muertas del edificio en estudio se emplearon las dimensiones especificadas de los elementos constructivos y los pesos unitarios



de los materiales utilizando valores medios probables, dicha relación de materiales considerados para el análisis se muestra en el anexo A.

En el caso de las losas, además del peso muerto calculado (como se muestra en la fig. 6.1) se toma en cuenta el incremento de cargas establecidas por reglamento, de 20 kg/m² debidos a elaboración de elementos en sitio, y además, un peso propuesto en los entrepisos distribuido uniformemente para tomar en cuenta la capa de mortero e irregularidades para el piso que se incrementa también en 20 kg/m², de manera que el incremento total que indica el RCDF es de 40 kg/m².

Cubo exterior (Ce) =	0.8x0.8x0.42 =	0.269 [m ³]	SECCIÓN TIPO DE LA LOSA CON CASETES
Cubo Interior (ci) =	0.6x0.6x0.30 =	0.108 [m ³]	
Volumen Neto (VN)=	Ce-ci =	0.161 [m ³]	
Peso =	γ_c VN =	0.347 [T]	
Área Cubierta =		0.640 [m ²]	
Peso por unidad de área debido a concreto =	W/Ac =	0.542 [T/m ²]	
Peso por unidad de área debido a plafón =	W/Ap =	0.014 [T/m ²]	
Peso total debido a losa		0.556 [T/m ²]	

Figura 6.1 Obtención de carga muerta debida a losa con casetones

A continuación en la tabla 6.1.a. a 6.1.c. se presenta el resumen de cargas muertas correspondientes por nivel, sistema de viga-columna y total

Tabla 6.1.a. Cálculo de carga muerta debida a sistemas de piso

Carga muerta debida a sistema de piso	A niveles 1, 2, 3 y planta baja	Losa aligerada de 40 cm (Peso losa)	542.00	kg/m ²
		Falso plafón	30.00	kg/m ²
		Piso	100.00	kg/m ²
		Elementos no estructurales	160.00	kg/m ²
		Carga adicional reglamentaria	40.00	kg/m ²
		Total de carga muerta debida a piso Wm:	872.00	kg/m ²



A nivel de azotea	Losa aligerada de 40 cm (Peso losa)	542.00	kg/m ²
	Enladrillado e Impermeabilizante	46.00	kg/m ²
	Mortero	60.00	kg/m ²
	Falso plafón	30.00	kg/m ²
	Elementos no estructurales	240.00	kg/m ²
	Carga adicional reglamentaria	40.00	kg/m ²
	Total de carga muerta debida a piso Wm:	958.00	kg/m ²

Tabla 6.1.b. Cargas muertas debidas a vigas y columnas

Carga muerta debida al sistema viga - columna	Suministradas por vigas	NIVEL	PESO
		4	92.91
3	92.91	[T]	
2	92.91	[T]	
1	111.63	[T]	
PB	111.63	[T]	
	Suministradas por columnas	NIVEL	PESO
		4	21.96
3	43.92	[T]	
2	43.92	[T]	
1	48.31	[T]	
PB	48.31	[T]	

Tabla 6.1.c. Carga muerta total calculada

	ÁREA [m ²]	Inercias [m ⁴]	Coef r [m ²]	Sistema de piso	Sistema viga + columna	TOTAL
AZOTEA	788.8	lx= 20059.32	148.369	755.67	114.87	870.54
		ly= 100982.2				
3 ^{ER} NIVEL	788.8	lx= 20059.32	148.369	687.83	136.83	824.66
		ly= 100982.2				
2 ^O NIVEL	788.8	lx= 20059.32	148.369	687.83	136.83	824.66
		ly= 100982.2				
1 ^{ER} NIVEL	924.8	lx= 21976.19	164.319	806.43	159.94	966.37
		ly= 133305.3				
P. BAJA	924.8	lx= 16128.99	152.8	806.4256	159.94	966.37
		ly= 120577.2				



Cargas vivas. Se consideran cargas vivas a las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente. Reglamentariamente se subdividen en:

W_m .- carga viva máxima, se emplea para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y calculo de asentamientos inmediatos.

W_a .- carga instantánea, se emplea para diseño sísmico y por viento.

W .- carga media, usada para el cálculo de asentamientos y flechas diferidas.

Normalmente estas cargas se toman iguales a las especificadas conforme a recomendaciones establecidas en tablas del reglamento vigente y se establecen de acuerdo al uso de la estructura. Sin embargo, dado que las cargas descritas en estas son para aplicarse en cuestiones de diseño (que incluyen el peso de muebles, equipos y otros objetos); y sobretodo pensando que durante el periodo de instrumentación el uso del inmueble se hallaba sometido a cargas inferiores, se optó por ignorarlas durante la fase inicial de calibración y además cuantificar lo mejor posible todo tipo de carga digna de ser considerada en forma independiente de la carga viva especificada por el reglamento, ello a fin de mejorar la estimación de las propiedades dinámicas.

Una vez calibrado el modelo estructural, se propuso revisar tres condiciones de carga sobre la estructura, de acuerdo al uso por nivel indicado en la tabla 6.2. Los usos propuestos pretendieron simular condiciones extremas, moderadas y normales de cargas actuantes en el inmueble.

Tabla 6.2. Usos propuestos para cada modelo de análisis

MODELOS DE ESTUDIO			
NIVEL	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
Azotea	Azotea	Azotea	Azotea
3	Archivo Muerto	Oficinas	Oficinas
2	Archivo Muerto	Oficinas	Oficinas
1	Archivo Muerto	Archivo Muerto	Oficinas
PB	Archivo Muerto	Archivo Muerto	Oficinas



Las cargas vivas promedio estimadas para los usos antes mencionados en la tabla 6.2 fueron:

- **PESO ESTIMADO PARA EL USO DE ARCHIVO**
Carga viva instantánea W_a (v. inst.): 370.00 kg/m^2
Carga viva máxima W_m (v. max): 370.00 kg/m^2
- **PESO ESTIMADO PARA EL USO DE OFICINAS**
Carga viva instantánea W_a (v. inst.): 180.00 kg/m^2
Carga viva máxima W_m (v. max): 250.00 kg/m^2
- **PESO ESTIMADO PARA AZOTEA**
Carga viva instantánea W_a (v. inst.): 70.00 kg/m^2
Carga viva máxima W_m (v. max.): 100.00 kg/m^2

Como puede observarse, fueron utilizados los valores establecidos en el RCDF, excepto para el uso de archivo, en el que se utilizó un valor calculado con base en una cantidad y distribución de archivos en la planta del edificio. fig. 6.2.

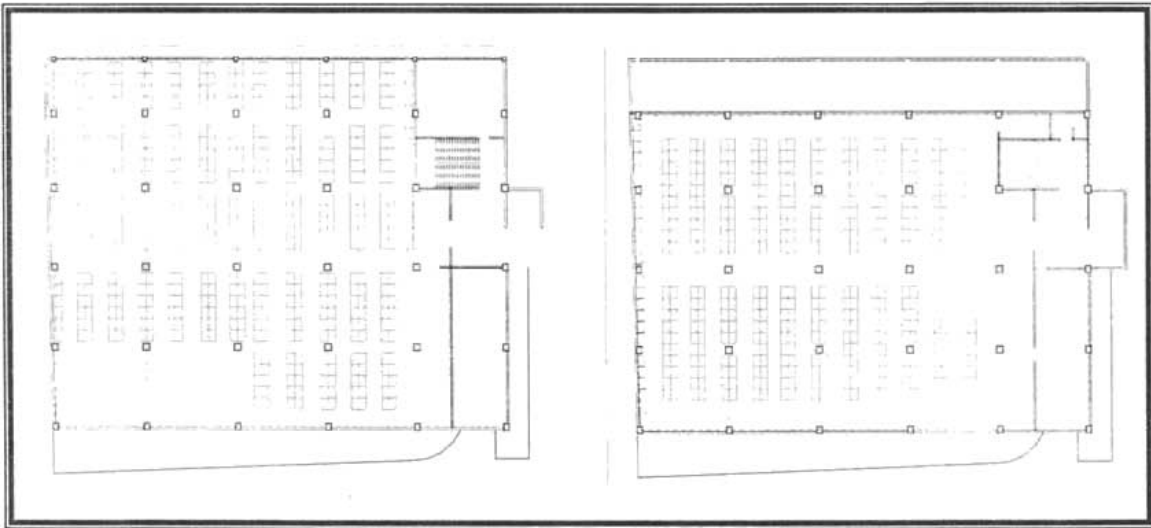


Figura 6.2. Distribución arquetipo de archivos

En la tabla 6.3 se presenta el resumen de cargas vivas actuando en cada nivel para las tres condiciones de carga

Tabla 6.3. Distribución de cargas vivas por modelo y nivel

Modelo	Nivel	Área [m ²]	Wa(v inst) [T]	Wm (v max) [T]
1	AZOTEA	788.8	55.22	78.88
	N3	788.8	291.86	291.86
	N2	788.8	291.86	291.86
	N1	924.8	342.18	342.18
	PB	924.8	342.18	342.18
2	AZOTEA	788.8	55.22	78.88
	N3	788.8	141.98	197.20
	N2	788.8	141.98	197.20
	N1	924.8	342.18	342.18
	PB	924.8	342.18	342.18
3	AZOTEA	788.8	55.22	78.88
	N3	788.8	141.98	197.20
	N2	788.8	141.98	197.20
	N1	924.8	166.46	231.20
	PB	924.8	166.46	231.20

Finalmente, para considerar la acción sísmica, las cargas por nivel de cada modelo se obtendrán sumando las cargas muertas y las cargas vivas instantáneas, como se indica en la tabla 6.4.

Tabla 6.4. Pesos por nivel para el análisis sísmico.

Modelo	Nivel	Área [m ²]	Wa [T]	W muerta [T]	W por nivel [T]
1	AZOTEA	788.8	55.22	870.54	925.76
	N3	788.8	291.86	824.66	1116.52
	N2	788.8	291.86	824.66	1116.52
	N1	924.8	342.18	966.37	1308.54
	PB	924.8	342.18	966.37	1308.54



Modelo	Nivel	Área [m ²]	W _a [T]	W muerta [T]	W por nivel [T]
2	AZOTEA	788.8	55.22	870.54	925.76
	N3	788.8	141.98	824.66	966.65
	N2	788.8	141.98	824.66	966.65
	N1	924.8	342.18	966.37	1308.54
	PB	924.8	342.18	966.37	1308.54

Modelo	Nivel	Área [m ²]	W _a [T]	W muerta [T]	W por nivel [T]
3	AZOTEA	788.8	55.22	870.54	925.76
	N3	788.8	141.98	824.66	966.65
	N2	788.8	141.98	824.66	966.65
	N1	924.8	166.46	966.37	1132.83
	PB	924.8	166.46	966.37	1132.83

VI.2. SIMULACIÓN Y CALIBRACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DEL EDIFICIO

Al contar con información experimental relativa a las propiedades dinámicas de los edificios y mecánicas de los materiales, así como información existente y recabada del levantamiento geométrico de los inmuebles, se contó con los parámetros concernientes a módulos de elasticidad, secciones y cargas relacionadas con el edificio, necesarias para proceder a condensar esta información en un modelo estructural preliminar con el cual, mediante un proceso de simulación-calibración, obtener un modelo representativo del comportamiento del mismo.

La calibración de los modelos se realizó con base en las cargas presentes en los edificios al momento de llevar a cabo el estudio de vibración, identificando los elementos del sistema que participan en la rigidez lateral de las estructuras.



En un principio las consideraciones de análisis del modelo se hicieron contemplando a este como un sistema totalmente constituido por marcos y losa subdividida en diafragmas, sin intervención alguna de los muros (fig. 6.3); sin embargo, los periodos de vibración obtenidos del mismo eran muy altos respecto a los obtenidos experimentalmente; de igual manera la estructura deformada sugería una falla por colapso de la losa a modo de punzonamiento de la misma alrededor de las columnas.

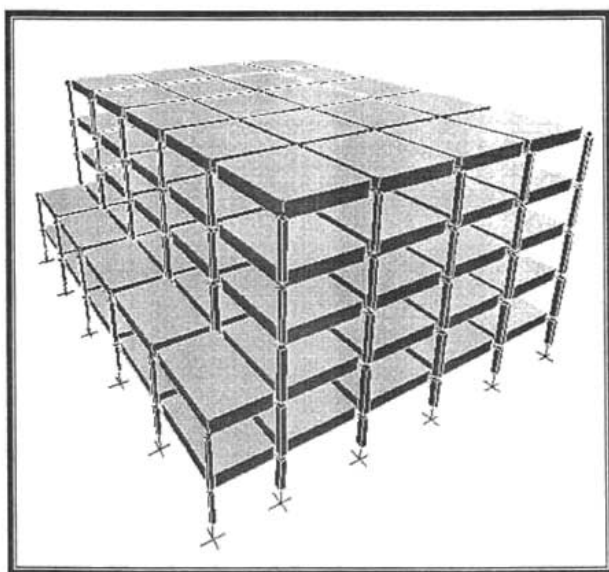


Figura 6.3. Modelo básico inicial del edificio.

En vista de lo ocurrido, a partir de este modelo se optó por sumar a la losa la rigidez que se tiene por trabajo de una viga equivalente integrada a la losa aligerada, mejorando de forma considerable la estimación de los periodos de vibración obtenidos longitudinal y transversalmente, pero difiriendo



sustancialmente en el periodo de rotación, por lo que se considero necesario desarrollar dos modelos de trabajo.

La diferencia básica entre estos modelos son:

Modelo B1.- considerando la participación de muros de mampostería interiores y de fachada, que a pesar de no ser estructurales, por su confinamiento contribuyen a la rigidez del edificio (fig. 6.4).

Modelo B2.- 100% esquelético, mas adecuado para análisis de comportamiento ante eventos sísmicos intensos por encima del punto de resistencia de los elementos de mampostería (fig. 6.5).

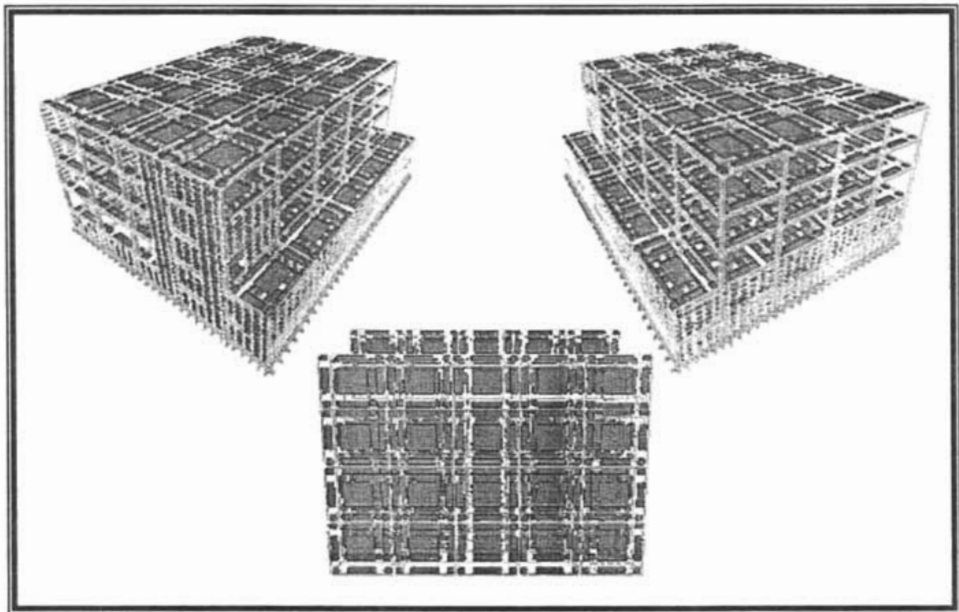


Figura 6.4. Vistas del primer modelo obtenido



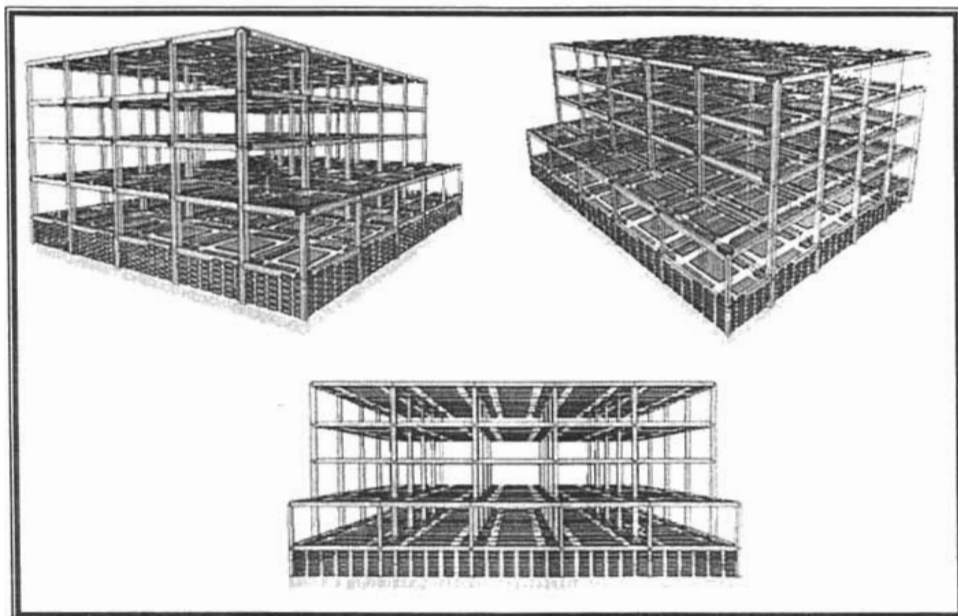


Figura 6.5. Vistas del modelo esquelético

En resumen el primer modelo quedó definido al considerar cargas uniformemente repartidas, participación de la losa estimada mediante un ancho equivalente a una franja de la misma losa que trabaja como una viga a flexión; los elementos se consideraron sin agrietamiento; para los muros de mampostería, el modelo básico está formado a base de un panel dividido por medio de una malla que, siempre y cuando exista confinamiento, permite el acoplamiento entre estos y las columnas adyacentes de modo que trabajen en conjunto; los pretilos, por sus dimensiones, posición excéntrica y escasa rigidez, no contribuyen en gran medida al comportamiento del edificio; las escaleras pueden contribuir en el fenómeno de torsión, sin embargo, al solo considerarlas como carga muerta, no existe gran cambio en los resultados, siendo más



factible inclinarse por el modelo mas sencillo, alcanzando resultados muy similares a los experimentales, tabla 6.5.

Para el segundo modelo se trabajó a partir del primero, en este caso, retirando todos los muros de mampostería que de alguna forma se tomaban en cuenta para el primer modelo, con la ventaja de contar con un margen mas amplio en cuanto a los limites de desplazamientos establecidos en las NTC de diseño por sismo, esto contemplando efectuar los trabajos necesarios para desligar muros.

Tabla 6.5. Comparación entre resultados experimentales y modelados

RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS PERIODOS DE VIBRACIÓN SEGÚN CARGAS ESTIMADAS			
	N-S	E-W	Torsión
REGISTRADOS EXPERIMENTALMENTE	0.430	0.520	0.340
CALCULADOS CON EL MODELADO	0.405	0.468	0.307

Con este par de modelos se procedió al análisis del edificio, tomando en cuenta ahora las cargas que podrían verse implicadas por cambio de uso en sus 3 variantes, para con ello poder definir la mejor estrategia a emplear.

VI.3. ANÁLISIS SÍSMICO DEL EDIFICIO

La respuesta de un edificio ante acciones sísmicas no es fácil de estimar debido a las incertidumbres existentes que, por mencionar algunas, van desde las características del propio sismo, a la participación de la cimentación y suelo circundante. Ante esta situación en los reglamentos se opta por sugerir los métodos de análisis simplificado, método estático o uno de los dinámicos (análisis modal y cálculo paso a paso de respuestas a sismos específicos), bajo



el supuesto de la ocurrencia de un sismo máximo probable representado por los espectro de diseño.

Dadas las características de regularidad en planta ($a/b < 2.5$) y altura de los edificios ($h < 30$ m), para el análisis sísmico, se consideró adecuado utilizar el método estático establecido en las NTC para diseño por sismo tomando a las estructura como perteneciente al Grupo B.

Este método se caracteriza por ser una herramienta alternativa a los métodos dinámicos, eficaz para el análisis ante acciones sísmicas, ya que requiere menos esfuerzo resolutivo al valerse exclusivamente del periodo fundamental de vibración y no requerir de periodos asociados a modos superiores.

Se basa en la utilización de fuerzas equivalentes al efecto del sismo, calculadas considerando una aceleración en el nivel inferior que, al ser multiplicada por el peso total del edificio, resulta en una fuerza cortante en la base del mismo, la cual se distribuye entre los distintos niveles de acuerdo al peso y ubicación de cada nivel respecto al nivel inferior.

Las hipótesis bajo las que trabaja este método son:

El periodo natural de vibración de la estructura T , se encontrará comprendido entre un rango T_a y T_b establecido en un espectro de diseño sísmico, con el que se determina un coeficiente C .

Las fuerzas de inercia en cada piso, son producto de su peso multiplicadas por el coeficiente c , variando linealmente, con un valor máximo para el nivel superior hasta cero en la base; quedando representado por la figura 6.6. o bien expresada como:

$$V = \frac{c}{Q} W \quad (6-2)$$



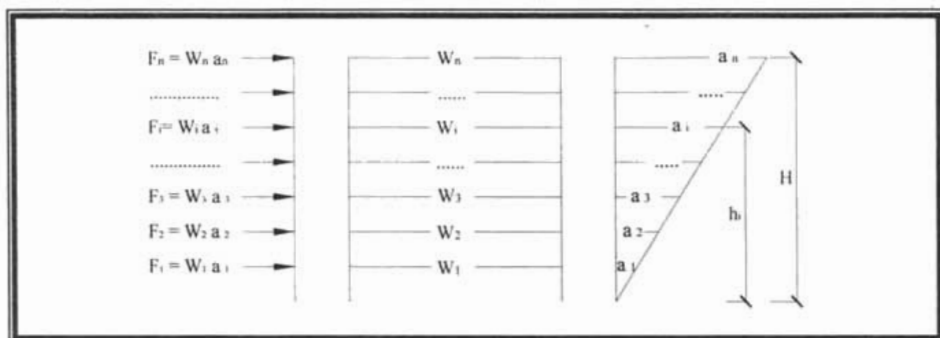


Figura 6.6 Representación esquemática. Método de análisis estático.

De la fig. 6.6, se observa que por triángulos semejantes

$$\frac{a_n}{H} = \frac{a_i}{h_i} \quad (6-3)$$

Donde:

$$a_i = \frac{ah_i}{H} \quad (6-4)$$

Pero dado que

$$V = \sum_{i=1}^n F_i = \sum_{i=1}^n w_i a_i = \sum_{i=1}^n w_i \frac{ah_i}{H} \quad (6-5)$$

Despejando la aceleración

$$a = \frac{VH}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \quad (6-6)$$

Sin embargo para un nivel cualquiera

$$F_i = w_i a_i = \frac{w_i ah_i}{H} \quad (6-7)$$



Entonces despejando la aceleración

$$a = \frac{F_i H}{w_i h_i} \quad (6-8)$$

Igualando entre ambas expresiones y despejando la fuerza de interés se obtiene la expresión simplificada:

$$F_i = \frac{V w_i h_i}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} = \frac{c}{Q} W \frac{w_i h_i}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \quad (6-9)$$

que es la expresión propuesta por el método para el cálculo de las fuerzas y cortantes sísmicos.

En este caso específico, considerando que se trata de una estructura de concreto y losa a base de casetones, del grupo B ubicada en zona III-a, se utilizó un factor de comportamiento $Q = 2$ y coeficiente sísmico $c = 0.4$, que aplicado a las cargas determinadas anteriormente para cada modelo resulta en la distribución de fuerzas mostrada en la tabla 6.6.a, 6.6.b y 6.6.c.

Tabla 6.6. Cálculo y distribución de fuerzas de cortante para los modelos 1(a), 2(b) y 3(c).

Nivel	Entrepiso	h_i [m]	W_i [T]	$W_i * h_i$
4	4	13.60	925.76	12590.29
3	3	10.20	1116.52	11388.50
2	2	6.80	1116.52	7592.33
1	1	3.40	1308.54	4449.04
PB	PB	2.55	1308.54	3336.78
		$\Sigma =$	5775.88	39356.94

$$\frac{c}{Q} W = 1155.176$$

$$F_i = \frac{c}{Q} W \frac{w_i h_i}{\sum_{i=1}^n w_i h_i}$$

$F_i = F_{X_i} = F_{Y_i}$ [T]	$V_i = V_{X_i} = V_{Y_i}$ [T]
554.31	554.31
501.40	1055.71
334.27	1389.98
195.88	1585.86
146.91	1732.76

Tabla 6.6. a.

MODELO 1
Archivo en todos los niveles



MODELO 2
Archivo y oficinas

Nivel	Entrepiso	h_i [m]	W_i [T]	$W_i \cdot h_i$
4	4	13.60	925.76	12590.29
3	3	10.20	966.65	9859.81
2	2	6.80	966.65	6573.20
1	1	3.40	1308.54	4449.04
PB	PB	2.55	1308.54	3336.78
$\Sigma =$			5476.13	36809.12

Tabla 6.6. b.

$$\frac{c}{Q} W = 1095.227$$

$$F_i = \frac{c}{Q} W \sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i$$

$F_i = F_{x_i} = F_{y_i}$ [T]	$V_i = V_{x_i} = V_{y_i}$ [T]
361.92	361.92
440.06	1001.98
293.37	1295.35
198.57	1493.92
148.93	1642.84

MODELO 3
Oficinas en todos los niveles

Nivel	Entrepiso	h_i [m]	W_i [T]	$W_i \cdot h_i$
4	4	13.60	925.76	12590.29
3	3	10.20	966.65	9859.81
2	2	6.80	966.65	6573.20
1	1	3.40	1132.83	3851.62
PB	PB	2.55	1132.83	2888.72
$\Sigma =$			5124.71	35763.63

Tabla 6.6. c.

$$\frac{c}{Q} W = 1024.942$$

$$F_i = \frac{c}{Q} W \sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i$$

$F_i = F_{x_i} = F_{y_i}$ [T]	$V_i = V_{x_i} = V_{y_i}$ [T]
360.82	360.82
282.57	643.39
188.38	831.77
110.38	942.16
82.79	1024.94

Para la aplicación de estas fuerzas, el método determina la necesidad de establecer excentricidades estructurales, definidas como distancias entre el centro de cortante sísmico y el centro de torsión referidos a cada entrepiso.

$$e_{sx_i} = X_{cc_i} - X_{ct_i}^e; \quad (6-10)$$

$$e_{sy_i} = Y_{cc_i} - Y_{ct_i}^e$$

Donde las expresiones para el cálculo del centro de cortante y centro de torsión están dadas por:

$$X_{cc_i} = \frac{\sum F_{y_i} X_{cmi}}{\sum F_{y_i}}; Y_{cc_i} = \frac{\sum F_{x_i} Y_{cmi}}{\sum F_{x_i}} \quad (6-11)$$

y

$$X_{ct_i}^e = \frac{\sum ky_i x_i}{\sum ky_i}; Y_{ct_i}^e = \frac{\sum kx_i y_i}{\sum kx_i} \quad (6-12)$$



aplicado a cada modelo se obtiene la tabla 6.7.

Tabla 6.7. Cálculo de excentricidades estructurales.

	Centros de masa		Operaciones				Centros de cortante		Centros de Torsión		Excentricidad estructural	
	X _{cmi} [m]	Y _{cmi} [m]	(Fy _i)(X _{cmi})	(Fx _i)(Y _{cmi})	Σ(Fy _i)(X _{cmi})	Σ(Fx _i)(Y _{cmi})	X _{cci} [m]	Y _{cci} [m]	X _{cti} [m]	Y _{cti} [m]	e _{sxi} [m]	e _{syi} [m]
MODELO 1 Archivo en todos los niveles	17.00	11.60	9423.29	6430.01	9423.29	6430.01	17	11.6	20.4	14.75	-3.40	-3.15
	17.00	11.60	8523.80	5816.24	17947.09	12246.25	17	11.6	20.4	14.75	-3.40	-3.15
	17.00	11.60	5682.54	3877.49	23629.63	16123.75	17	11.6	20.4	14.75	-3.40	-3.15
	17.00	13.60	3329.92	2663.93	26959.54	18787.68	17	11.85	20.4	17.7	-3.40	-5.85
	17.00	13.60	2497.44	1997.95	29456.98	20785.63	15.56	10.84	20.4	17.7	-4.84	-6.86
MODELO 2 Archivo y oficinas	17.00	11.60	9552.66	6518.29	9552.66	6518.29	17	11.6	20.4	14.75	-3.40	-3.15
	17.00	11.60	7480.96	5104.65	17033.62	11622.94	17	11.6	20.4	14.75	-3.40	-3.15
	17.00	11.60	4987.31	3403.10	22020.93	15026.05	17.00	11.60	20.4	14.75	-3.40	-3.15
	17.00	13.60	3375.63	2700.51	25396.56	17728.55	17.00	11.87	20.4	17.7	-3.40	-5.83
	17.00	13.60	2531.73	2025.38	27928.29	19751.93	15.46	10.79	20.4	17.7	-4.94	-6.91
MODELO 3 Oficinas en todos los niveles	17.00	11.60	6133.98	4185.54	6133.98	4185.54	17.00	11.60	20.4	14.75	-3.40	-3.15
	17.00	11.60	4803.69	3277.81	10937.67	7463.35	17.00	11.60	20.4	14.75	-3.40	-3.15
	17.00	11.60	3202.46	2185.21	14140.13	9648.56	17.00	11.60	20.4	14.75	-3.40	-3.15
	17.00	13.60	1876.51	1501.21	16016.64	11149.76	17.00	11.83	20.4	17.7	-3.40	-5.87
	17.00	13.60	1407.38	1125.90	17424.02	12275.67	15.63	10.88	20.4	17.7	-4.77	-6.82

Con estas se generan Excentricidades de diseño definidas en las NTC por:

$$e_{dx_j} = \begin{Bmatrix} 1.5e_{sx_j} + 0.1b \\ e_{sx_j} - 0.1b \end{Bmatrix}; \quad (6-13)$$

$$e_{dy_j} = \begin{Bmatrix} 1.5e_{sy_j} + 0.1b \\ e_{sy_j} - 0.1b \end{Bmatrix} \quad (6-14)$$

que a su vez sirven para establecer momentos de torsión, como el producto de excentricidades de diseño por la fuerza cortante sísmica actuante en dirección normal a estas, es decir:

$$\begin{aligned} My_{1j} &= Vy_j (X_{c1j}^e + e_{dx1j}) & My_{2j} &= Vy_j (X_{c2j}^e + e_{dx2j}) \\ Mx_{1j} &= Vx_j (Y_{c1j}^e + e_{dy1j}) & Mx_{2j} &= Vx_j (Y_{c2j}^e + e_{dy2j}) \end{aligned} \quad (6-15)$$



Los cálculos se presentan en la tabla 6.8.

Tabla 6.8. Determinación de momentos de torsión por nivel en los tres modelos.

	Excentricidades de diseño				Centros de Torsión		Cortante [T]	Momentos de diseño en el entrepiso [T-m]				Momentos de diseño en el nivel [T-m]			
	e_{d11} [m]	e_{d21} [m]	e_{d12} [m]	e_{d22} [m]	X_{ct} [m]	Y_{ct} [m]	$V_i=V_{x_i}=V_{y_i}$	M_{y1}	M_{y2}	M_{x1}	M_{x2}	M_{y1}	M_{y2}	M_{x1}	M_{x2}
MODELO 1 Archivo en todos los niveles	-8.50	0.00	-7.45	-0.43	20.4	14.75	554.31	6596.30	11307.95	4049.24	7937.74	6596.30	11307.95	-4049.24	-7937.74
	-8.50	0.00	-7.45	-0.43	20.4	14.75	1055.71	12562.96	21536.51	7711.97	15117.79	5966.66	10228.56	-3662.73	-7180.05
	-8.50	0.00	-7.45	-0.43	20.4	14.75	1389.98	16540.74	28355.55	10153.79	19904.49	3977.77	6819.04	-2441.82	-4786.70
	-5.10	-3.40	-8.78	-5.85	20.4	17.7	1585.86	24263.59	26959.54	14146.70	18787.68	7722.85	-1396.01	-3992.91	1116.81
	-10.66	-1.44	-13.01	-4.14	20.4	17.7	1732.76	16873.73	32850.94	8133.44	23500.80	-7389.86	5891.40	6013.25	-4713.12
MODELO 2 Archivo y oficinas	-8.50	0.00	-7.45	-0.43	20.4	14.75	561.92	6686.87	11463.20	4104.84	8046.71	6686.87	11463.20	-4104.84	-8046.71
	-8.50	0.00	-7.45	-0.43	20.4	14.75	1001.98	11923.54	20440.35	7319.45	14348.32	5236.67	8977.15	-3214.61	-6301.61
	-8.50	0.00	-7.45	-0.43	20.4	14.75	1295.35	15414.65	26425.11	9462.52	18549.39	3491.11	5984.77	-2143.07	-4201.07
	-5.10	-3.40	-8.75	-5.83	20.4	17.7	1493.92	22856.91	25396.56	13368.68	17726.55	7442.26	-1028.55	-3906.15	822.84
	-10.81	-1.54	-13.08	-4.19	20.4	17.7	1642.84	15752.21	30982.22	7582.16	22195.08	-7104.69	5585.66	5786.51	-4468.53
MODELO 3 Oficinas en todos los niveles	-8.50	0.00	-7.45	-0.43	20.4	14.75	360.82	4293.79	7360.77	2635.81	5166.98	4293.79	7360.77	-2635.81	-5166.98
	-8.50	0.00	-7.45	-0.43	20.4	14.75	643.39	7656.37	13125.20	4699.98	9213.38	3362.58	5764.43	-2064.17	-4046.40
	-8.50	0.00	-7.45	-0.43	20.4	14.75	831.77	9898.09	16968.16	6076.10	11910.98	2241.72	3842.95	-1376.12	-2697.60
	-5.10	-3.40	-8.80	-5.87	20.4	17.7	942.16	14414.97	16016.64	8386.57	11149.76	4516.88	-951.52	-2310.48	761.22
	-10.56	-1.37	-12.95	-4.10	20.4	17.7	1024.94	10085.74	19501.44	4866.07	13937.61	-4329.23	3484.80	3520.51	-2787.84

Con el proceso anterior se logran establecer los vectores de carga finales para el análisis:

$$F_{x1} = \begin{Bmatrix} F_x \\ 0 \\ M_{x1} \end{Bmatrix}; \quad F_{x2} = \begin{Bmatrix} F_x \\ 0 \\ M_{x2} \end{Bmatrix}; \quad F_{y1} = \begin{Bmatrix} 0 \\ F_y \\ M_{y1} \end{Bmatrix}; \quad F_{y2} = \begin{Bmatrix} 0 \\ F_y \\ M_{y2} \end{Bmatrix} \quad (6-16)$$

En donde para cada modelo, su valor numérico se establece en la tabla 6.9.



Tabla 6.9. Resumen de fuerzas y momentos producidos por acciones sísmicas.

Modelo 1 Archivo en todos los niveles	Nivel	Sismo en dirección X			Sismo en dirección Y		
		F_x	M_{x1}	M_{x2}	F_y	M_{y1}	M_{y2}
	4	554.3	-4049.2	-7937.7	554.3	6596.3	11307.9
3	501.4	-3662.7	-7180.1	501.4	5966.7	10228.6	
2	334.3	-2441.8	-4786.7	334.3	3977.8	6819.0	
1	195.9	-3992.9	1116.8	195.9	7722.9	-1396.0	
PB	146.9	6013.3	-4713.1	146.9	-7389.9	5891.4	

Modelo 2 Archivo y oficinas	Nivel	Sismo en dirección X			Sismo en dirección Y		
		F_x	M_{x1}	M_{x2}	F_y	M_{y1}	M_{y2}
	4	561.9	-4104.8	-8046.7	561.9	6686.9	11463.2
3	440.1	-3214.6	-6301.6	440.1	5236.7	8977.1	
2	293.4	-2143.1	-4201.1	293.4	3491.1	5984.8	
1	198.6	-3906.2	822.8	198.6	7442.3	-1028.6	
PB	148.9	5786.5	-4468.5	148.9	-7104.7	5585.7	

Modelo 3 Oficinas en todos los niveles	Nivel	Sismo en dirección X			Sismo en dirección Y		
		F_x	M_{x1}	M_{x2}	F_y	M_{y1}	M_{y2}
	4	360.8	-2635.8	-5167.0	360.8	4293.8	7360.8
3	282.6	-2064.2	-4046.4	282.6	3362.6	5764.4	
2	188.4	-1376.1	-2697.6	188.4	2241.7	3843.0	
1	110.4	-2310.5	761.2	110.4	4516.9	-951.5	
PB	82.8	3520.5	-2787.8	82.8	-4329.2	3484.8	

Como se mencionó con anterioridad, dadas las incertidumbres en la acción sísmica, se hacen necesario realizar el análisis considerando diferentes condiciones y combinaciones de carga, mostrados en la tabla 6.10, con las cuales se pretende obtener envolventes de los elementos mecánicos para hacer la revisión estructural del edificio.



Tabla 6.10. Combinaciones de carga utilizadas

Combinación	CARGAS						
	Gravitacional	+	Viva	+	Sismo en X	+	Sismo en Y
0	1.4 ($W_{\text{gravitacional}}$	+	$V_{\text{máxima}}$)		
1 a 4	1.1 ($W_{\text{gravitacional}}$	+	$V_{\text{instantánea}}$	$\pm F_{x_1}$	$\pm 0.3 F_{y_1}$)
5 a 8	1.1 ($W_{\text{gravitacional}}$	+	$V_{\text{instantánea}}$	$\pm 0.3 F_{x_1}$	$\pm F_{y_1}$)
9 a 12	1.1 ($W_{\text{gravitacional}}$	+	$V_{\text{instantánea}}$	$\pm F_{x_1}$	$\pm 0.3 F_{y_2}$)
13 a 16	1.1 ($W_{\text{gravitacional}}$	+	$V_{\text{instantánea}}$	$\pm 0.3 F_{x_1}$	$\pm F_{y_2}$)
17 a 20	1.1 ($W_{\text{gravitacional}}$	+	$V_{\text{instantánea}}$	$\pm F_{x_2}$	$\pm 0.3 F_{y_1}$)
21 a 24	1.1 ($W_{\text{gravitacional}}$	+	$V_{\text{instantánea}}$	$\pm 0.3 F_{x_2}$	$\pm F_{y_1}$)
25 a 28	1.1 ($W_{\text{gravitacional}}$	+	$V_{\text{instantánea}}$	$\pm F_{x_2}$	$\pm 0.3 F_{y_2}$)
29 a 32	1.1 ($W_{\text{gravitacional}}$	+	$V_{\text{instantánea}}$	$\pm 0.3 F_{x_2}$	$\pm F_{y_2}$)



Capítulo VII

ANÁLISIS DE RESULTADOS

A partir de de los análisis sísmicos realizados con los modelos de computadora, se revisó el cumplimiento de los estados límites especificados por el RCDF y sus NTC, concernientes a las derivas laterales de entrepiso, definidas como el cociente resultante del desplazamiento relativo de entrepiso entre la altura del mismo, es decir:

$$\psi_{dir} = \frac{\Delta}{H} = Q \frac{(dx_i - dx_{i-1})}{h_i - h_{i-1}} ; \quad (7-1)$$

Donde:

- Q Factor de comportamiento
- dx_i Desplazamiento del nivel i-esimo
- h_i Altura del entrepiso i-esimo

Ello en cada uno de los modelos establecidos para su estudio en la tabla 6.2 del capítulo VI, con la finalidad de comparar con los límites establecidos por la normatividad conforme estructuración, fig. 7.1, cuyos valores no deben exceder de siguientes:

- 0.012, cuando los elementos no estructurales han sido desligados adecuadamente de los estructurales. (Límite 1)
- 0.006, cuando los desplazamientos laterales del edificio pueden dañar a elementos no estructurales por no estar desligados adecuadamente de la estructura. (Límite 2)

Adquiriéndose los resultados presentados en la tabla 7.1. para los tres modelos



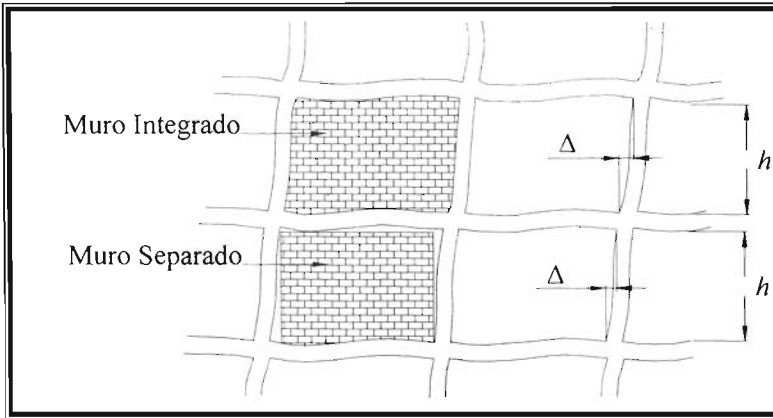


Figura 7.1. Casos de distorsiones

Tabla 7.1. Desplazamientos de entrepiso absoluto y relativo para cada nivel.

Modelo 1 Archivo en todos los niveles	Nivel	Desplazamiento en X			Desplazamiento en Y		
		Absoluto		Relativo	Absoluto		Relativo
		dx (m)	Q dx (m)	Ψx	dy (m)	Q dy (m)	Ψy
PB	0.00047	0.00094	0.00028	0.00105	0.00052	0.00031	
1	0.02842	0.05685	0.01672	0.05660	0.02830	0.01665	
2	0.06147	0.12295	0.01944	0.12178	0.06089	0.01917	
3	0.10147	0.20295	0.02353	0.21155	0.10578	0.02640	
4	0.13159	0.26319	0.01772	0.28620	0.14310	0.02196	

Modelo 2 Archivo y oficinas	Nivel	Desplazamiento en X			Desplazamiento en Y		
		Absoluto		Relativo	Absoluto		Relativo
		dx (m)	Q dx (m)	Ψx	dy (m)	Q dy (m)	Ψy
PB	0.00043	0.00086	0.00025	0.00050	0.00100	0.00029	
1	0.02604	0.05207	0.01532	0.02650	0.05299	0.01559	
2	0.05671	0.11342	0.01804	0.05694	0.11388	0.01791	
3	0.09473	0.18946	0.02237	0.09959	0.19919	0.02509	
4	0.12491	0.24981	0.01775	0.13718	0.27435	0.02211	

Modelo 3 Oficinas en todos los niveles	Nivel	Desplazamiento en X			Desplazamiento en Y		
		Absoluto		Relativo	Absoluto		Relativo
		dx (m)	Q dx (m)	Ψx	dy (m)	Q dy (m)	Ψy
PB	0.00031	0.00063	0.00018	0.00035	0.00070	0.00021	
1	0.01895	0.03790	0.01115	0.01887	0.03773	0.01110	
2	0.04098	0.08196	0.01296	0.04059	0.08119	0.01278	
3	0.06765	0.13530	0.01569	0.07052	0.14104	0.01760	
4	0.08773	0.17546	0.01181	0.09540	0.19080	0.01464	



Graficando los valores (Fig. 7.2), puede observarse con claridad que la dirección mas sensible del edificio, es la dirección norte-sur asociada a la orientación Y, presentando los máximos desplazamientos para las condiciones de carga establecidas en el modelo 1.

Comparando los valores de ψ contra los limites establecidos por la norma (0.006 y 0.012) resulta notable que en los tres modelos, el tercer piso es el mas propenso a presentar desplazamientos por encima de los aceptables, además, en todos los casos y en prácticamente todos sus niveles las derivas son excesivas, rebasando los limites sin duda alguna; porcentualmente dicha excedencia en el menos restrictivo de los limites alcanza valores que van del 47 % hasta el 120 %, lo cual se considera inadmisibile. Si se observan los resultados para la variedad de situaciones de carga restantes (Modelo 2. Archivos y oficinas y Modelo 3. Solamente oficinas), (Tablas 7.2.a. a 7.2.c. y figs. 7.3.a. a 7.3.c.), se nota una disminución en los desplazamientos cuyos valores de excedencia son del orden de 109 % y 47 % respectivamente.

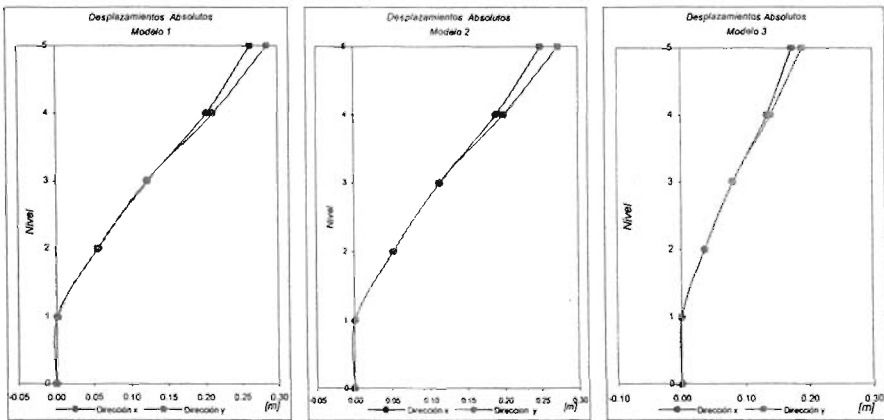


Figura 7.2. Desplazamientos calculados para el modelo



Los resultados obtenidos indican que el uso de la estructura como almacén de archivo muerto o cualquiera de sus variantes establecida en cada modelo, no es factible, a pesar de que en su tiempo fue diseñado para cargas relativamente altas por estar asociadas a la industria textil; ya que las estructuras pueden incrementar notablemente sus desplazamientos laterales ante acciones extraordinarias como sismos, sobrepasando los mínimos admisibles por el reglamento. Con base en la anterior revisión de resultados, se establece que el comportamiento del edificio utilizado para oficinas en todos sus niveles puede ser el más adecuado de los tres pero aun así inelegible para operar bajo las condiciones actuales, demandándose mejorar el desempeño de la estructura sirviéndose de alguna técnica de refuerzo. Como pueden ser :

Muros de concreto.- Una de las técnicas mas empleada por su simplicidad consiste en la adición de muros de concreto con la finalidad de rigidizar la estructura, su comportamiento depende principalmente de la esbeltez. Para muros esbeltos dominan los efectos de flexión, mientras para aquellos con relación altura/ancho pequeña, los efectos de cortante pueden llegar a ser críticos.

Encamisado.- Esta técnica consiste básicamente en envolver a la sección de un *elemento* existente con un recubrimiento (camisa) usualmente de concreto reforzado, aunque en algunos casos se llegan a emplear placas de acero o fibras especiales, dependiendo de la calidad del encamisado aumentan la resistencia, rigidez y ductilidad de la estructura. Su uso más común es en estructuras a base de sistemas de marcos en los que es posible encamisar columnas y vigas, sin embargo, en estructuras con losa a base de nervaduras el aumento de rigidez suele ser insuficiente.



Contravientos.- Se basa en el empleo de diagonales de acero para reforzar sistemas de marcos mejorando la rigidez de la construcción ante la acción de fuerzas horizontales y disminuyendo la magnitud de los efectos de flexión y cortante en una estructura. Dentro de sus ventajas se encuentran:

- Se puede lograr la compatibilidad de rigideces con la estructura original.
- Poco peso.
- Facilidad para distribuir cargas hacia la cimentación.
- Proceso constructivo limpio al no requerir de colados prologados.
- No afectan en gran medida la iluminación al interior del edificio.

Sus desventajas son:

- Dificultad para lograr una conexión capaz de transmitir eficazmente las fuerzas en las diagonales.
- Pueden ser poco estéticos
- Existe la posibilidad de que al transmitir las cargas a la cimentación se sobrepase su capacidad.
- Lograr que el procedimiento de montaje sea fácil y económico.

Dispositivos disipadores de energía.- Estos son dispositivos independientes que disipan energía por amortiguamiento o trabajo y no por el comportamiento dúctil de los elementos de la estructura, su utilización es reciente y escasa en México. Las ventajas de este tipo de dispositivos son gran capacidad de disipación de energía y cierto control de deformaciones.



Tabla. 7.2 Excedencias de derivas de entrepiso reglamentarias para cada modelo

a) MODELO 1

Excedencia de derivas de entrepiso			Excedencia de derivas de entrepiso		
DIRECCIÓN X			DIRECCIÓN Y		
	Limite 1	Limite 2		Limite 1	Limite 2
Entrepiso	0.012	0.006	Entrepiso	0.012	0.006
PB	-98%	-95%	PB	-97%	-95%
1	39%	179%	1	39%	177%
2	62%	224%	2	60%	220%
3	96%	292%	3	120%	340%
4	48%	195%	4	83%	266%

b) MODELO 2

Excedencia de derivas de entrepiso			Excedencia de derivas de entrepiso		
DIRECCIÓN X			DIRECCIÓN Y		
	Limite 1	Limite 2		Limite 1	Limite 2
Entrepiso	0.012	0.006	Entrepiso	0.012	0.006
PB	-98%	-96%	PB	-98%	-95%
1	28%	155%	1	30%	160%
2	50%	201%	2	49%	198%
3	86%	273%	3	109%	318%
4	48%	196%	4	84%	268%

c) MODELO 3

Excedencia de derivas de entrepiso			Excedencia de derivas de entrepiso		
DIRECCIÓN X			DIRECCIÓN Y		
	Limite 1	Limite 2		Limite 1	Limite 2
Entrepiso	0.012	0.00600	Entrepiso	0.012	0.00600
PB	-98%	-97%	PB	-98%	-97%
1	-7%	86%	1	-8%	85%
2	8%	116%	2	6%	113%
3	31%	161%	3	47%	193%
4	-2%	97%	4	22%	144%



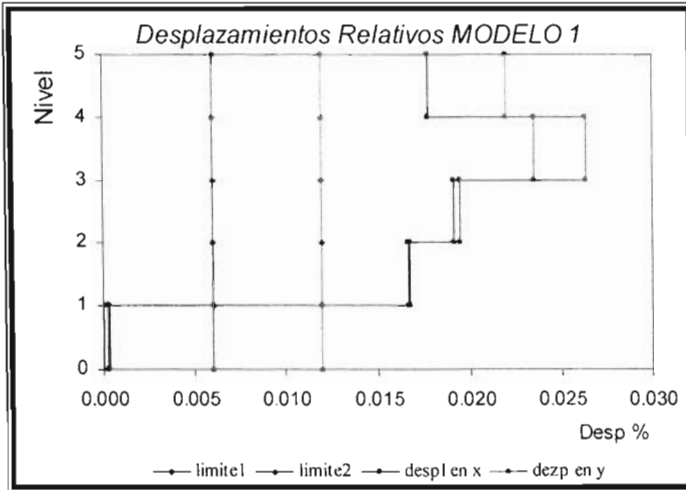


Figura. 7.3.a. Comparación de derivas de entresiso reglamentarias y determinadas para el modelo 1

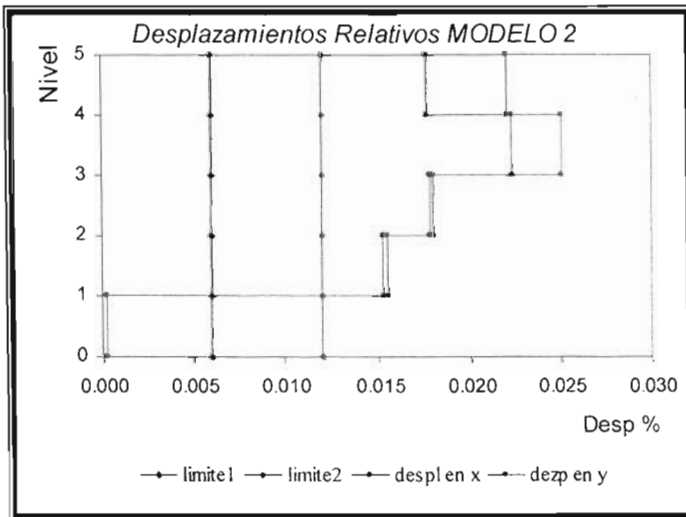


Figura. 7.3.b. Comparación de derivas de entresiso reglamentarias y determinadas para el modelo 2



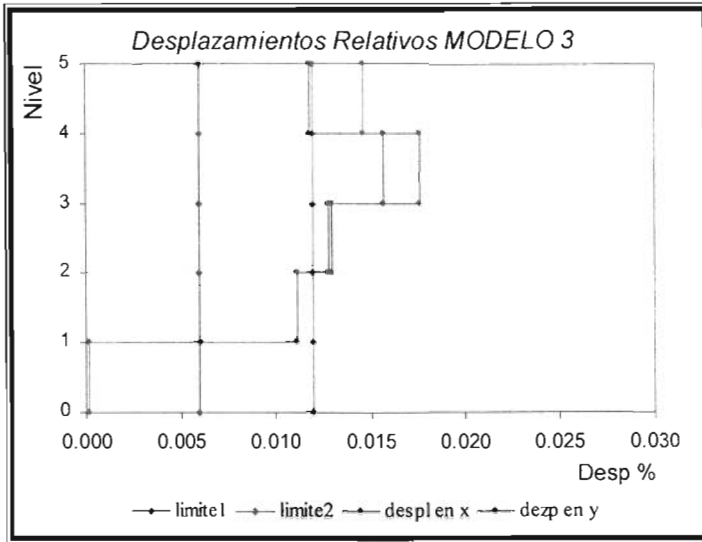


Figura. 7.3.c. Comparación de derivas de entepiso reglamentarias y determinadas para el modelo 3



Capítulo VIII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este trabajo se presenta como se llevó a cabo la obtención de los parámetros dinámicos del edificio B a través de un estudio de vibración ambiental y su implementación para la obtención de un modelo de computadora afinado con los resultados experimentales del estudio; metodología empleada con la finalidad de obtener un modelo simplificado sustituto del sistema estructural presente, como paso inicial para la detección y evaluación del estado estructural del mismo.

Debido a que la metodología aplicada determina los parámetros dinámicos (frecuencias, modos de vibración y de amortiguamiento) en función de las propiedades físicas de la estructura bajo la consideración de que cualquier cambio en ellas modificaran las propiedades dinámicas, se abre camino para la localización y caracterización de los daños a *nivel global*, lo cual resalta la importancia de difundir el uso de esta técnica por su conveniencia respecto a los métodos actuales de identificación de daños en su mayoría visuales o puntuales como los métodos ultrasónicos, de campo magnético, radiográficos o de campo térmico que requieren conocer a priori la vecindad del daño, accesibilidad de la porción de estructura a inspeccionar, y por lo mismo, solo pueden detectar daño en la superficie de la estructura o cerca de ella.

Se observa que a pesar de utilizar un sistema de instrumentación relativamente simple (por el número de niveles de la estructura), los valores obtenidos para los respectivos periodos de vibración son bastante representativos y más que suficientes para establecer y calibrar un modelo 3D con un buen grado de precisión.



Como parte de esta técnica se encuentra implícito el uso de la simulación como una poderosa herramienta para la toma de decisiones que permitió, entre otras cosas:

- Representar condiciones iniciales de la estructura.
- Identificar áreas problemáticas.
- Explorar efectos ante modificaciones.
- Predecir el resultado ante las diversas acciones tomadas.
- Evaluar múltiples ideas y su viabilidad identificando sus ineficiencias.
- Por consiguiente optimizar es decir, explorar distintas opciones a nivel gabinete antes de tomar una decisión final que implique más gastos por ejecución de obra.

En la actualidad se vislumbra que el empleo de esta técnica ayudará a:

- Ampliar el conocimiento de las estructuras, para lograr el diseño de estructuras mas seguras.
- Vigilar el comportamiento de estructuras ya construidas. Ya sea de una forma esporádica o continua y en tiempo real dependiendo de la importancia de la estructura.
- Verificar el cumplimiento de los criterios de diseño empleados durante el proyecto.
- Verificar experimentalmente el funcionamiento de elementos que ayuden al aislamiento sísmico del edificio y
- El desarrollo de mejores y más factibles normativas de diseño sísmico.



Finalmente se concluye que para el edificio en estudio, se requiere incrementar la rigidez lateral para cualquier condición de carga que se considere, inclusive, el uso de oficina.



ANEXOS



Anexo A. Relación de materiales

Relación de materiales- Edificio B				
Material empleado para	Peso/ Unidad		Espesor	USO
ELEMENTOS ESTRUCTURALES y semi c.		Unidades	m	
Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	1.500	T/m ³	0.14	Muro
Bloque hueco de concreto tipo ligero	1.300	T/m ³	0.15	Muro
Bloque hueco de concreto tipo intermedio	1.700	T/m ³	0.15	Muro
Bloque hueco de concreto tipo pesado	2.200	T/m ³	0.15	Muro
Concreto reforzado	2.400	T/m ³	0.2	Muro
Concreto reforzado	2.400	T/m ³	0.15	Losa
Concreto reforzado	2.400	T/m ³	#	Viga
Tipo de 40x50 [cm] en concreto reforzado	2.400	T/m ³	0.4	Columnas
Concreto reforzado	2.400	T/m ³	0.28	Repison
Concreto reforzado	9.017	T/ unidad	1.00	Escalera
Concreto ligero	1.700	T/m ³	0.18	Firme p/ baños
Con casetón de 0.6x0.6x0.35 cm en concreto reforzado	0.620	T/m ²	0.40	Losa Aligerada

ACABADOS		Unidades	Espesor	USO
De tubular de fierro P/ ventana con vidrio	0.025	T/m ²	1	Cancelaría
Aluminio	0.008	T/m ²	1	Cancelaría
Tablaroca (de yeso), 2 caras e = 3/4"	0.009	T/m ²	1	Muro divisorio
Marmol	0.065	T/m ²	1	Recubrimiento
Cantera	0.045	T/m ²	1	Recubrimiento
Azulejo 30x30 cm	0.015	T/m ²	1	Recubrimiento
Azulejo 20x20 cm	0.015	T/m ²	1	Recubrimiento
Loseta vinilica 30x30 cm	0.010	T/m ²	1	Recubrimiento
Alfombra	0.003	T/m ²	1	Recubrimiento
Plafón corrido	0.040	T/m ²	1	Recubrimiento
Plafón tipo acústico, suspensión visible	0.040	T/m ²	1	Recubrimiento
Mortero 2 cm espesor a 2 caras	0.077	T/m ²	1	Recubrimiento
Eléctrica	0.020	T/m ²	1	Instalación
De tubular y lamina P/ puertas x ml	0.033	T/m	1	Cancelaría
De tubular, lamina y vidrio P/ puertas-ventana ml	0.032	T/m	1	Cancelaría



Anexo B Relación de cargas obtenidas para cada nivel PARA EL SÓTANO

ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Elemento	Descripción	Dimensiones					Volumen m ³	Peso volumétrico T/m ³	Peso T
		Ubicación		Espesor (x) m	Largo (y) m	Alto (z) m			
		Sobre eje o Paralelo a:	Acotado entre ejes:						
Losa Aligerada	con caseT de 0.6x0.6x0.35 en concreto reforzado Tipo de 40x50 [cm] en concreto reforzado	Toda la planta	Toda la planta	0.4	*	*	357.87	0.62	221.88
Columnas		Toda la planta	Toda la planta	0.4	0.5	66	13.20	2.4	31.68
Viga	Concreto reforzado	Perimetrales	Toda la planta	0.25	122.4	0.4	12.24	2.4	29.38
Viga	Concreto reforzado	Centrales	Toda la planta	0.35	244.8	0.4	34.27	2.4	82.25

ELEMENTOS SEMIESTRUCTURALES

Elemento	Descripción	Dimensiones					Volumen m ³	Peso volumétrico T/m ³	Peso T
		Ubicación		Espesor (x) m	Largo (y) m	Alto (z) m			
		Sobre eje o Paralelo a:	Acotado entre ejes:						
Muro	Concreto reforzado	A	1 a 6	0.2	34.86	2.2	15.34	2.4	36.81
Muro	Concreto reforzado	F	1 a 5	0.2	27.6	1.6	8.83	2.4	21.20
Muro	Concreto reforzado	F	5 a 6	0.2	2.52	2.2	1.11	2.4	2.66
Muro	Concreto reforzado	1	A a F	0.2	27.1	2.2	11.92	2.4	28.62
Muro	Concreto reforzado	5 a 6	D a F	0.2	13.05	2.2	5.74	2.4	13.78
Muro	Concreto reforzado	6	A a D	0.2	15.3	2.2	6.73	2.4	16.16
Muro	Concreto reforzado	6	D a F	0.2	11.8	1.6	3.78	2.4	9.06
Muro	Concreto reforzado	E	4 a 5	0.2	6.3	2.2	2.77	2.4	6.65
Muro	Concreto reforzado	E a F	4 a 5	0.2	6.66	2.2	2.93	2.4	7.03
Muro	Concreto reforzado	4	E a F	0.2	4.67	2.2	2.05	2.4	4.93
Muro	Concreto reforzado	5	E a F	0.2	4.67	2.2	2.05	2.4	4.93
Losa	Concreto reforzado	5 a 6	D a F	0.15	12.3	3.9	7.20	2.4	17.27

ACABADOS

TIPO	Descripción	Ubicación		Dimensiones		Área m ²	Peso / Área T/m ²	Peso T
		Sobre eje o Paralelo a:	Acotado entre ejes:	Largo (y) m	Alto (z) m			
Cancelería	De tubular y lamina P/ puertas x ml	E	5 6	2.3	1	2.3	0.033	0.0759
PESO TOTAL POR NIVEL								
Peso (T) =				534.82				



PARA LA PLANTA BAJA

ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Elemento	Descripción	Ubicación		Dimensiones			Volumen m ³	Peso volumétrico T/m ³	Peso T
				Espesor (x)	Largo (y)	Alto (z)			
		Sobre eje o Paralelo a:	Acotado entre ejes:	m	m	m			
Losa Aligerada	con caseton de 0.6x0.6x0.35 cm en concreto reforzado	Toda la planta	Toda la planta	0.4			378.00	0.62	234.36
Columnas	Tipo de 40x50 [cm] en concreto reforzado	Toda la planta	Toda la planta	0.4	0.5	109.8	21.96	2.4	52.70
Viga	Concreto reforzado	Perimetral	Toda la planta	0.25	122.4	0.4	12.24	2.4	29.38
Viga	Concreto reforzado	Central	Toda la planta	0.35	244.8	0.4	34.27	2.4	82.25

ELEMENTOS SEMIESTRUCTURALES

Elemento	Descripción	Ubicación		Dimensiones			Volumen m ³	Peso volumétrico T/m ³	Peso T
				Espesor (x)	Largo (y)	Alto (z)			
		Sobre eje o Paralelo a:	Acotado entre ejes:	m	m	m			
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	A	1 a 6	0.14	34.86	3.02	14.739	1.50	22.108
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	1	A a C	0.14	12.71	3.02	5.374	1.50	8.061
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	1	C a F	0.14	13.15	3.02	5.560	1.50	8.340
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	F	1 a 3	0.14	6.4	1.2	1.075	1.50	1.613
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	F	3 a 5	0.14	11.95	1.2	2.008	1.50	3.011
Muro	Bloque hueco de concreto tipo intermedio	5	F a D	0.15	11.8	3.02	5.345	1.70	9.087
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	5 Y 6	F a D	0.14	13.45	3.02	5.687	1.50	8.530
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	F	5 a 6	0.14	2.88	1.2	0.484	1.50	0.726
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	F	5 a 6	0.14	1.63	3.02	0.689	1.50	1.034
Muro	Bloque hueco de concreto tipo ligero	6	F a D	0.15	11.3	3.02	5.119	1.30	6.655
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	6	C a D	0.14	2.75	3.02	1.163	1.50	1.744
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	C	6 a 6*	0.14	2.95	3.02	1.247	1.50	1.871
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	6*	C a D	0.14	4.65	3.02	1.966	1.50	2.949
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	5 Y 6	C a D	0.14	3	3.02	1.268	1.50	1.903
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	C	5 a 6	0.14	4.65	3.02	1.966	1.50	2.949
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	5	A a C	0.14	9.5	3.05	4.057	1.50	6.085



PARA PLANTA BAJA (CONTINUACIÓN)

ELEMENTOS SEMIESTRUCTURALES

Elemento	Descripción	Ubicación		Dimensiones			Volumen m ³	Peso volumétrico T/ m ³	Peso T
				Espesor (x)	Largo (y)	Alto (z)			
		Sobre eje o Paralelo a:	Acotado entre ejes:	m	m	m			
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	6	A a C	0.14	9.3	3.05	3.971	1.50	5.957
Muro	Bloque hueco de concreto tipo intermedio	D	5 a 6	0.15	2.8	3.05	1.281	1.70	2.178
Escalera	Concreto reforzado	BYC	5 a 6	1	1	1	1.000	9.02	9.017
Repison	Concreto reforzado	F	1 a 2	0.28	4.9	0.1	0.137	2.40	0.329
Repison	Concreto reforzado	F	3 a 6	0.28	13	0.1	0.364	2.40	0.874

ACABADOS

TIPO	Descripción	Ubicación		Dimensiones		Área m ²	Peso / Área T/ m ²	Peso T
				Largo (y)	Alto (z)			
		Sobre eje o Paralelo a:	Acotado entre ejes:	m	m			
Canceleria	De tubular de fierro P/ ventana con vidrio	F	1 2	4.9	1.8	8.82	0.025	0.221
Canceleria	De tubular de fierro P/ ventana con vidrio	F	3 6	14.1	1.8	25.38	0.025	0.635
Muro divisorio	Tablaroca (de yeso), 2 caras e = 3/4"	D	4 6	2.9	3.02	8.758	0.0085	0.074
Muro divisorio	Tablaroca (de yeso), 2 caras e = 3/4"	4 y 5	D F	11.75	3.02	35.485	0.0085	0.302
Canceleria	De tubular, lamina y vidrio P/ puertas-ventana ml	B	1 2	2	1	2	0.032	0.064
Canceleria	De tubular, lamina y vidrio P/ puertas-ventana ml	7	2 3	6.5	1	6.5	0.032	0.208
Canceleria	De tubular y lamina P/ puertas x ml	6	C D	2.65	1	2.65	0.033	0.087
Canceleria	De tubular y lamina P/ puertas x ml	C Y D	6 7	1.6	1	1.6	0.033	0.053
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	5 y 6	D F	14.5	3.02	43.79	0.0765	3.350
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	5 Y 6	A D	12.6	3.02	38.052	0.0765	2.911
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	C	5 7	7.6	3.02	22.952	0.0765	1.756
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	D	5 7	7.35	3.02	22.197	0.0765	1.698
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	6	A D	20	3.02	60.4	0.0765	4.621
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	7	C D	6.5	3.02	19.63	0.0765	1.502
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	A	1 6	34.8	3.02	105.096	0.0765	8.040
Recubrimiento	Loseta vinilica 30x30	T N	1 7	1	1	975.30	0.01	9.753



PARA PLANTA BAJA (CONTINUACIÓN)

MOBILIARIO

TIPO	Descripción	Ubicación		CANTIDAD	Peso UNIDAD T/ U	Peso T
		Sobre eje o Paralelo a:	Acotado entre ejes:			
Oficina	Archivo anaquel (al 60%) de 500 Kg.	Toda la planta	Toda la planta	521	0	0
General	Lámparas de sobreponer	Toda la planta	Toda la planta	45	0.01	0.45
PESO TOTAL POR NIVEL						
Peso (T) =					505.81	

PARA EL PRIMER NIVEL

ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Elemento	Descripción	Ubicación		Dimensiones			Volumen m ³	Peso volumétrico T/ m ³	Peso T
				Espesor (x)	Largo (y)	Alto (z)			
		Sobre eje o Paralelo a:	Acotado entre ejes:	m	m	m			
Losa Aligerada	con caseT de 0.6x0.6x0.35 en concreto reforzado	Toda la planta	Toda la planta	0.4	.	.	326.33	0.62	202.32
Columnas	Tipo de 40x50 [cm] en concreto reforzado	Toda la planta	Toda la planta	0.4	0.5	91.5	18.30	2.4	43.92
Viga	Concreto reforzado	Perimetrales	Toda la planta	0.25	114.4	0.4	11.44	2.4	27.46
Viga	Concreto reforzado	Centrales	Toda la planta	0.35	194.8	0.4	27.27	2.4	65.45

ELEMENTOS SEMIESTRUCTURALES

Elemento	Descripción	Ubicación		Dimensiones			Volumen m ³	Peso volumétrico T/ m ³	Peso T
				Espesor (x)	Largo (y)	Alto (z)			
		Sobre eje o Paralelo a:	Acotado entre ejes:	m	m	m			
Muro	Tabique de barro macizo recocado (hecho a mano)	F	1 a 2	0.14	2.9	1.2	0.487	1.50	0.731
Muro	Tabique de barro macizo recocado (hecho a mano)	F	3 a 5	0.14	15.4	1.2	2.587	1.50	3.881
Muro	Tabique de barro macizo recocado (hecho a mano)	F	5 a 6	0.14	5.6	3.25	2.548	1.50	3.822
Muro	Tabique de barro macizo recocado (hecho a mano)	B	1 a 5	0.14	28.3	1.2	4.754	1.50	7.132



PARA EL PRIMER NIVEL (Continuación)

ELEMENTOS SEMIESTRUCTURALES									
Elemento	Descripción	Ubicación		Dimensiones			Volumen m ³	Peso volumétrico T/m ³	Peso T
				Espesor (x)	Largo (y)	Alto (z)			
		Sobre eje o Paralelo a:	Acotado entre ejes:	m	m	m			
Muro	Tabique de barro macizo recocado (hecho a mano)	B	5 a 6	0.14	7.15	3.25	3.253	1.50	4.880
Muro	Tabique de barro macizo recocado (hecho a mano)	5 Y 6	E a F	0.14	4.76	3.25	2.166	1.50	3.249
Muro	Tabique de barro macizo recocado (hecho a mano)	E Y F	5 a 6	0.14	4.28	3.25	1.947	1.50	2.921
Muro	Tabique de barro macizo recocado (hecho a mano)	E Y F	5 a 6	0.14	2.4	3.25	1.092	1.50	1.638
Muro	Tabique de barro macizo recocado (hecho a mano)	5 Y 6	D a E	0.14	6.9	3.25	3.140	1.50	4.709
Muro	Tabique de barro macizo recocado (hecho a mano)	D	5 a 6	0.14	3.78	3.25	1.720	1.50	2.580
Muro	Tabique de barro macizo recocado (hecho a mano)	5 Y 6	D a C	0.14	5.46	3.25	2.484	1.50	3.726
Muro	Tabique de barro macizo recocado (hecho a mano)	C	5 a 6	0.14	4.55	3.25	2.070	1.50	3.105
Muro	Tabique de barro macizo recocado (hecho a mano)	5	B a C	0.14	4.35	3.25	1.979	1.50	2.969
Muro	Tabique de barro macizo recocado (hecho a mano)	B Y C	5 a 6	0.14	8.29	3.25	3.772	1.50	5.658
Escalera	Concreto reforzado	B Y C	5 a 6	1	1	1	1.000	9.02	9.017
Muro	Tabique de barro macizo recocado (hecho a mano)	6	B a C	0.14	7.45	3.25	3.390	1.50	5.085
Muro	Tabique de barro macizo recocado (hecho a mano)	C	6 a 6*	0.14	2.75	3.25	1.251	1.50	1.877
Muro	Tabique de barro macizo recocado (hecho a mano)	D	6 a 6*	0.14	2.75	3.25	1.251	1.50	1.877
Muro	Tabique de barro macizo recocado (hecho a mano)	6*	C a D	0.14	7.75	3.25	3.526	1.50	5.289
Muro	Tabique de barro macizo recocado (hecho a mano)	6	D a F	0.14	12.45	1.8	3.137	1.50	4.706
Muro	Tabique de barro macizo recocado (hecho a mano)	E Y F	5 a 6	0.14	7.65	3.25	3.481	1.50	5.221
Repison	Concreto reforzado	F	1 a 2	0.28	7.5	0.1	0.210	2.40	0.504
Repison	Concreto reforzado	F	3 a 6	0.28	15.48	0.1	0.433	2.40	1.040
Repison	Concreto reforzado	B	1 a 5	0.28	27.7	0.1	0.776	2.40	1.861
Firme p/ baños	Concreto ligero	5 Y 6	B a C	0.18	6.75	2	2.430	1.70	4.131

ACABADOS

TIPO	Descripción	Ubicación		Dimensiones		Volumen m ³	Peso / Área T/m ²	Peso T
				Largo (y)	Alto (z)			
		Sobre eje o Paralelo a:	Acotado entre ejes:	m	m			
Canceleria	De tubular de fierro P/ ventana con vidrio	F	1 a 2	6.1	1.8	10.980	0.025	0.275
Canceleria	De tubular de fierro P/ ventana con vidrio	F	3 a 6	13.4	1.8	24.120	0.025	0.603
Canceleria	De tubular de fierro P/ ventana con vidrio	B	1 a 5	25.6	1.8	46.080	0.025	1.152



PARA EL PRIMER NIVEL (Continuación)

ACABADOS

TIPO	Descripción	Ubicación		Dimensiones		Volumen m ³	Peso / Área T/ m ²	Peso T
		Sobre eje o Paralelo a:	Acotado entre ejes:	Largo (y)	Alto (z)			
				m	m			
Canceleria	De tubular de fierro P/ventana con vidrio	B	5 a 6	1.1	0.5	0.550	0.025	0.014
Canceleria	De tubular de fierro P/ventana con vidrio	6	D a F	10.4	1.2	12.480	0.025	0.312
Canceleria	De tubular de fierro P/ventana con vidrio	6	B a C	2	1.2	2.400	0.025	0.060
Canceleria	De tubular de fierro P/ventana con vidrio	7	C a D	1.75	1.15	2.013	0.025	0.050
Canceleria	De tubular y lamina P/puertas x ml	5 Y 6	D a E	0.85	1	0.850	0.033	0.028
Canceleria	De tubular y lamina P/puertas x ml	5	B a C	1	1	1.000	0.033	0.033
Canceleria	De tubular y lamina P/puertas x ml	BYC	5 a 6	0.8	1	0.800	0.033	0.026
Canceleria	De tubular y lamina P/puertas x ml	C Y D	6 a 7	1.6	1	1.600	0.033	0.053
Canceleria	De tubular, lamina y vidrio P/puertas-ventana ml	F	2 a 3	6.5	1	6.500	0.032	0.208
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	5 Y 6	B a F	18.75	3.25	60.938	0.077	4.662
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	6	B a F	13.95	1.8	25.11	0.077	1.921
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	6	B a D	6.75	3.25	20.4375	0.077	1.563
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	E Y F	5 a 6	12.2	3.25	39.65	0.077	3.033
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	D	5 a 7	8	3.25	26	0.077	1.989
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	C	5 a 7	7.35	3.25	23.8875	0.077	1.827
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	BYC	5 a 6	6.25	3.25	20.3125	0.077	1.554
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	B	5 a 6	7.15	1.8	12.87	0.077	0.985
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	7	C a D	6.4	3.02	17.528	0.077	1.341
Recubrimiento	Loseta vinilica 30x30	T N	1 a F	1	1	842.10	0.010	8.421

MOBILIARIO

TIPO	Descripción	Ubicación		CANTIDAD	Peso UNIDAD	Peso
		Sobre eje o Paralelo a:	Acotado entre ejes:		T/ U	T
Baño	Excusado	BYC	5 a 6	8	0.05	0.4
Baño	Lavabo	BYC	5 a 6	8	0.02	0.16
General	Lámparas de sobreponer	T N	1 a F	45	0.01	0.45

PESO TOTAL POR NIVEL

Peso (T) = 461.88



PARA EL SEGUNDO NIVEL

ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Elemento	Descripción	Ubicación		Dimensiones			Volumen m ³	Peso volumétrico T/m ³	Peso T
				Espesor (x)	Largo (y)	Alto (z)			
		Sobre eje o Paralelo a:	Acotado entre ejes:	m	m	m			
Losa Aligerada	con caseT de 0.6x0.6x0.35 en concreto reforzado	Toda la planta	Toda la planta	0.4	.	.	326.33	0.62	202.32
Columnas	Tipo de 40x50 [cm] en concreto reforzado	Toda la planta	Toda la planta	0.4	0.5	91.5	18.30	2.4	43.92
Viga	Concreto reforzado	Perimetrales	Toda la planta	0.25	114.4	0.4	11.44	2.4	27.46
Viga	Concreto reforzado	Centrales	Toda la planta	0.35	194.8	0.4	27.27	2.4	65.45

ELEMENTOS SEMIESTRUCTURALES

Elemento	Descripción	Ubicación		Dimensiones			Volumen m ³	Peso volumétrico T/m ³	Peso T
				Espesor (x)	Largo (y)	Alto (z)			
		Sobre eje o Paralelo a:	Acotado entre ejes:	m	m	m			
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	B	1 a 5	0.14	27.5	1.2	4.620	1.50	6.930
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	B	5 a 6	0.14	6.8	1.6	1.523	1.50	2.285
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	F	1 a 2	0.14	2.9	1.2	0.487	1.50	0.731
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	F	3 a 5	0.14	15.4	1.2	2.587	1.50	3.881
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	F	5 a 6	0.14	5.6	3.02	2.368	1.50	3.552
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	5	E a F	0.14	3.9	3.02	1.649	1.50	2.473
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	5 Y 6	E a F	0.14	5.15	3.02	2.177	1.50	3.266
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	E	5 a 6	0.14	5.52	3.02	2.334	1.50	3.501
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	D Y E	5 a 6	0.14	6.2	3.02	2.621	1.50	3.932
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	5 Y 6	D a E	0.14	9.4	3.02	3.974	1.50	5.961
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	D	5 a 6	0.14	2.9	3.02	1.226	1.50	1.839
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	C Y D	5 a 6	0.14	4.26	1.2	0.716	1.50	1.074
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	C	5 a 6	0.14	4.7	3.02	1.987	1.50	2.981
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	5	B a C	0.14	4.35	3.02	1.839	1.50	2.759
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	B Y C	5 a 6	0.14	5.25	3.02	2.220	1.50	3.330
Escalera	Concreto reforzado	B Y C	5 a 6	1	1	1	1.000	9.02	9.017



PARA EL SEGUNDO NIVEL (Continuación)

ELEMENTOS SEMIESTRUCTURALES

Elemento	Descripción	Ubicación		Dimensiones			Volumen m ³	Peso volumétrico T/m ³	Peso T
				Espesor (x)	Largo (y)	Alto (z)			
		Sobre eje o Paralelo a:	Acotado entre ejes:	m	m	m			
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	B Y C	5 a 6	0.14	1.94	0.25	0.068	1.50	0.102
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	6	B a C	0.14	7.45	3.25	3.390	1.50	5.085
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	C	6 a 6*	0.14	2.75	3.25	1.251	1.50	1.877
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	D	6 a 6*	0.14	2.75	3.25	1.251	1.50	1.877
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	6*	C a D	0.14	7.75	3.25	3.526	1.50	5.289
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	6	D a F	0.14	12.45	1.8	3.137	1.50	4.706
Repison	Concreto reforzado	F	1 a 2	0.28	6.8	0.1	0.190	2.40	0.457
Repison	Concreto reforzado	F	3 a 6	0.28	16.025	0.1	0.449	2.40	1.077
Repison	Concreto reforzado	B	1 a 5	0.28	27.7	0.1	0.776	2.40	1.861
Firme p/ baños	Concreto ligero	5 Y 6	B a C	0.18	6.75	2	2.430	1.70	4.131
Firme p/ baños	Concreto ligero	6 Y 6	E a F	0.18	6.75	6	7.290	1.70	12.393

ACABADOS

TIPO	Descripción	Ubicación		Dimensiones		Volumen m ³	Peso / Área T/m ²	Peso T
				Largo (y)	Alto (z)			
		Sobre eje o Paralelo a:	Acotado entre ejes:	m	m			
Cancelería	De tubular de fierro P/ ventana con vidrio	F	1 a 2	6.1	1.8	10.98	0.025	0.275
Cancelería	De tubular de fierro P/ ventana con vidrio	F	3 a 5	13.4	1.8	24.12	0.025	0.603
Cancelería	De tubular de fierro P/ ventana con vidrio	B	1 a 5	25.6	1.8	46.08	0.025	1.152
Cancelería	De tubular de fierro P/ ventana con vidrio	B	5 a 6	6.1	1.2	7.32	0.025	0.183
Cancelería	De tubular de fierro P/ ventana con vidrio	6	D a F	10.4	1.2	12.48	0.025	0.312
Cancelería	De tubular de fierro P/ ventana con vidrio	6	B a C	2	1.2	2.4	0.025	0.060
Cancelería	De tubular de fierro P/ ventana con vidrio	7	C a D	1.75	1.15	2.0125	0.025	0.050
Muro divisorio	Tablaroca (de yeso), 2 caras e = 3/4"	4 Y 6	C a D	4.8	3.02	14.496	0.009	0.123
Cancelería	De tubular, lamina y vidrio P/ puertas-ventana ml	F	2 a 3	6.5	1	6.5	0.032	0.208
Cancelería	De tubular y lamina P/ puertas x ml	C Y D	6 a 7	1.6	1	1.6	0.033	0.053



PARA EL SEGUNDO NIVEL (Continuación)

ACABADOS								
TIPO	Descripción	Ubicación		Dimensiones		Volumen m ³	Peso / Área T/m ²	Peso T
		Sobre eje o Paralelo a:	Acotado entre ejes:	Largo (y)	Alto (z)			
				m	m			
Cancelería	De tubular y lamina P/ puertas x ml	E	5 a 6	0.9	1	0.9	0.033	0.030
Cancelería	De tubular y lamina P/ puertas x ml	D	5 a 6	0.9	1	0.9	0.033	0.030
Cancelería	De tubular y lamina P/ puertas x ml	B Y C	5 a 6	0.9	1	0.9	0.033	0.030
Cancelería	De tubular y lamina P/ puertas x ml							
Cancelería	De tubular y lamina P/ puertas x ml	5	B a C	0.85	1	0.85	0.033	0.028
Cancelería	De tubular y lamina P/ puertas x ml	5	E a F	0.85	1	0.85	0.033	0.028
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	5	E a F	4.1	3.02	12.382	0.077	0.947
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	5	B a C	4.5	3.02	13.59	0.077	1.040
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	5 Y 6	C a F	12.6	3.02	38.052	0.077	2.911
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	5 Y 6	C a D	2	3.02	6.04	0.077	0.462
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	6	B a D	8.3	3.02	23.566	0.077	1.803
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	6	D a F	11.4	2.2	25.08	0.077	1.919
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	7	C a D	6.4	3.02	17.528	0.077	1.341
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	F	5 a 6	4	3.02	12.08	0.077	0.924
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	E	5 a 6	5.5	3.02	16.61	0.077	1.271
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	D Y E	5 a 6	6	3.02	18.12	0.077	1.386
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras							
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	D	5 a 7	5.5	3.02	16.61	0.077	1.271
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	C	5 a 7	7.7	3.02	23.254	0.077	1.779
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	B Y C	5 a 6	6.2	3.02	18.724	0.077	1.432
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras							
Recubrimiento	Loseta vinílica 30x30	TN	Toda la planta	1	1	815.8158	0.010	8.158

MOBILIARIO						
TIPO	Descripción	Ubicación		CANTIDAD	Peso UNIDAD	Peso
		Sobre eje o Paralelo a:	Acotado entre ejes:		T/U	T
Baño	Excusado			10	0.05	0.5
Baño	Lavabo			7	0.02	0.14
General	lámparas de sobreponer			45	0.01	0.45
PESO TOTAL POR NIVEL						
Peso (T) =				466.41		



PARA EL TERCER NIVEL (Continuación)

ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Elemento	Descripción	Ubicación		Dimensiones			Volumen m ³	Peso volumétrico T/m ³	Peso T
				Espesor (x)	Largo (y)	Alto (z)			
		Sobre eje o Paralelo a:	Acotado entre ejes:	m	m	m			
Losa Aligerada	con caseT de 0.6x0.6x0.35 en concreto reforzado	Toda la planta	Toda la planta	0.4	*	*	326.33	0.62	202.32
Columnas	Tipo de 40x50 [cm] en concreto reforzado	Toda la planta	Toda la planta	0.4	0.5	91.5	18.30	2.4	43.92
Viga	Concreto reforzado	Perimetrales	Toda la planta	0.25	114.4	0.4	11.44	2.4	27.46
Viga	Concreto reforzado	Centrales	Toda la planta	0.35	194.8	0.4	27.27	2.4	65.45

ELEMENTOS SEMIESTRUCTURALES

Elemento	Descripción	Ubicación		Dimensiones			Volumen m ³	Peso volumétrico T/m ³	Peso T
				Espesor (x)	Largo (y)	Alto (z)			
		Sobre eje o Paralelo a:	Acotado entre ejes:	m	m	m			
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	F	1 a 2	0.14	2.9	1.2	0.487	1.50	0.731
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	F	3 a 5	0.14	15.4	1.2	2.587	1.50	3.881
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	F	5 a 6	0.14	5.6	3.25	2.548	1.50	3.822
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	B	1 a 5	0.14	27.6	1.2	4.637	1.50	6.955
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	B	5 a 6	0.14	7.5	1.8	1.890	1.50	2.835
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	5_6	E a F	0.14	5.5	3.25	2.503	1.50	3.754
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	E_F	5 a 6	0.14	3.45	3.25	1.570	1.50	2.355
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	E	5 a 6	0.14	4.33	3.25	1.970	1.50	2.955
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	5_6	D a E	0.14	8	3.25	3.640	1.50	5.460
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	D	5 a 6	0.14	2.9	3.25	1.320	1.50	1.979
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	5_6	C a D	0.14	2.15	3.25	0.978	1.50	1.467
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	C	5 a 6	0.14	4.6	3.25	2.093	1.50	3.140
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	5	B a C	0.14	4	3.25	1.820	1.50	2.730
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	B_C	5 a 6	0.14	7.25	3.25	3.299	1.50	4.948
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	6	B a C	0.14	8.15	3.25	3.708	1.50	5.562
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	6	D a F	0.14	12.45	1.6	2.789	1.50	4.183



PARA EL TERCER NIVEL (Continuación)

ELEMENTOS SEMIESTRUCTURALES

Elemento	Descripción	Ubicación		Dimensiones			Volumen m ³	Peso volumétrico T/m ³	Peso T
				Espesor (x)	Largo (y)	Alto (z)			
		Sobre eje o Paralelo a:	Acotado entre ejes:	m	m	m			
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	C	6 a 6*	0.14	2.75	3.25	1.251	1.50	1.877
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	D	6 a 6*	0.14	3.9	3.25	1.775	1.50	2.662
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	6*	C a D	0.14	6.6	3.25	3.003	1.50	4.505
Repison	Concreto reforzado	F	1 a 2	0.28	7.5	0.1	0.21	2.40	0.504
Repison	Concreto reforzado	F	3 a 6	0.28	16.5	0.1	0.462	2.40	1.109
Repison	Concreto reforzado	B	1 a 5	0.28	27.7	0.1	0.7756	2.40	1.861
Escalera	Concreto reforzado	B Y C	5 a 6	1	1	1	1	9.02	9.017
Firme p/ baños	Concreto ligero	5 Y 6	B C	0.18	6.75	2	2.43	1.70	4.131

ACABADOS

TIPO	Descripción	Ubicación		Dimensiones		Area m ²	Peso / Área T/m ²	Peso T
				Largo (y)	Alto (z)			
		Sobre eje o Paralelo a:	Acotado entre ejes:	m	m			
Cancelería	De tubular de fierro P/ ventana con vidrio	F	1 a 2	6.1	1.8	10.98	0.025	0.275
Cancelería	De tubular de fierro P/ ventana con vidrio	F	3 a 5	13.4	1.8	24.12	0.025	0.603
Cancelería	De tubular de fierro P/ ventana con vidrio	B	1 a 5	25.6	1.8	46.08	0.025	1.152
Cancelería	De tubular de fierro P/ ventana con vidrio	B	5 a 6	6.1	1.2	7.32	0.025	0.183
Cancelería	De tubular de fierro P/ ventana con vidrio	6	D a F	10.4	1.2	12.48	0.025	0.312
Cancelería	De tubular de fierro P/ ventana con vidrio	6	B a C	2	1.2	2.4	0.025	0.060
Cancelería	De tubular de fierro P/ ventana con vidrio	7	C a D	1.75	1.15	2.0125	0.025	0.050
Cancelería	De tubular, lamina y vidrio P/ puertas-ventana ml	F	2 a 3	6.5	1	6.5	0.032	0.208
Cancelería	De tubular y lamina P/ puertas x ml	D	5 a 6	0.9	1	0.9	0.033	0.030
Cancelería	De tubular y lamina P/ puertas x ml	E	5 a 6	3.8	1	3.8	0.033	0.125
Cancelería	De tubular y lamina P/ puertas x ml	B Y C	5 a 6	0.9	1	0.9	0.033	0.030
Recubrimiento	Loseta vinilica 30x30	TN	Todo el nivel	1	1	815.8158	0.01	8.158



PARA EL TERCER NIVEL (Continuación)

ACABADOS

TIPO	Descripción	Ubicación		Dimensiones		Área m ²	Peso / Área T/m ²	Peso T
		Sobre eje o Paralelo a:	Acotado entre ejes:	Largo (y)	Alto (z)			
				m	m			
Cancelería	De tubular y lamina P/ puertas x ml	C Y D	6 a 7	1.6	1	1.6	0.033	0.053
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	5	B a C	4	3.2	12.8	0.0765	0.979
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	5 Y 6	C a D	2.1	3.2	6.72	0.0765	0.514
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	6 Y 6	C a F	13	3.2	41.6	0.0765	3.182
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	6	B a D	9	3.2	27.3	0.0765	2.088
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	6	D a F	12.5	2	25	0.0765	1.913
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	7	C a D	6.6	3.2	19.32	0.0765	1.478
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	F	5 a 6	4.3	3.2	13.76	0.0765	1.053
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	E Y F	5 a 6	3.4	3.2	10.88	0.0765	0.832
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	D	5 a 6	5.2	3.2	16.64	0.0765	1.273
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	C	5 a 7	7.2	3.2	23.04	0.0765	1.763
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	B Y C	5 a 6	6.2	3.2	18.34	0.0765	1.403

MOBILIARIO

TIPO	Descripción	Ubicación		CANTIDAD	Peso UNIDAD T/ U	Peso T
		Sobre eje o Paralelo a:	Acotado entre ejes:			
Oficina	Archivo anaquel (al 60%) de 500 kg			430	0	0
Baño	Excusado			8	0.05	0.4
Baño	Lavabo			8	0.02	0.16
General	lámparas de sobreponer			45	0.01	0.45
PESO TOTAL POR NIVEL						
Peso (T) =				450.30		



AZOTEA

ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Elemento	Descripción	Ubicación		Dimensiones			Volumen m ³	Peso volumétrico T/m ³	Peso T
				Espesor (x)	Largo (y)	Alto (z)			
		Sobre eje o Paralelo a:	Acotado entre ejes:	m	m	m			
Columnas	Tipo de 40x50 [cm] en concreto reforzado	Toda la planta	Toda la planta	0.4	0.5	15	3.00	2.4	7.20
Losa	Concreto reforzado	5 y 6	B Y C	0.15	6.8	6	6.12	2.4	14.69
Losa	Concreto reforzado	6 Y 7	C D	0.15	3.2	6.2	2.98	2.4	7.14

ELEMENTOS SEMIESTRUCTURALES

Elemento	Descripción	Ubicación		Dimensiones			Volumen m ³	Peso volumétrico T/m ³	Peso T
				Espesor (x)	Largo (y)	Alto (z)			
		Sobre eje o Paralelo a:	Acotado entre ejes:	m	m	m			
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	B	5 a 6	0.14	7	3.2	3.136	1.5	4.704
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	C	5 a 6	0.14	2.7	3.2	1.210	1.5	1.814
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	B_ C	5 a 6	0.14	6.2	3.2	2.778	1.5	4.166
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	5	B a C	0.14	6	3.2	2.688	1.5	4.032
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	6	B a C	0.14	6	3.2	2.688	1.5	4.032
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	C	6 a 6*	0.14	2.8	4	1.568	1.5	2.352
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	D	6 a 6*	0.14	2.8	4	1.568	1.5	2.352
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	6	C a D	0.14	5	4	2.800	1.5	4.200
Muro	Tabique de barro macizo recocido (hecho a mano)	6*	C a D	0.14	6	4	3.360	1.5	5.040
Losa C M	Concreto reforzado	B Y C	5 a 6	6.3	3.2	0.1	2.016	2.4	4.838
Losa C	Concreto reforzado	B Y C	5 a 6	6	7.3	0.1	4.380	2.4	10.512

ACABADOS

TIPO	Descripción	Ubicación		Dimensiones		Volumen m ³	Peso / Área T/m ²	Peso T
				Largo (y)	Alto (z)			
		Sobre eje o Paralelo a:	Acotado entre ejes:	m	m			
Cancelaría	De tubular y lamina P/ puertas x ml	B Y C	5 a 6	0.9	1	0.9	0.033	0.030



AZOTEA (Continuación)

ACABADOS

TIPO	Descripción	Ubicación		Dimensiones		Volumen m ³	Peso / Área T/m ²	Peso T
		Sobre eje o Paralelo a:	Acotado entre ejes:	Largo (y)	Alto (z)			
				m	m			
Canceleria	De tubular y lamina P/ puertas x ml	6	C D	0.9	1	0.9	0.033	0.030
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	B	5 a 6	7	3.2	22.4	0.077	1.714
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	C	5 a 6	2.7	3.2	8.64	0.077	0.661
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	B_C	5 a 6	6.2	3.2	19.84	0.077	1.518
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	5	B a C	6	3.2	19.2	0.077	1.469
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	6	B a C	6	3.2	19.2	0.077	1.469
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	C	6 a 6*	2.8	4	11.2	0.077	0.857
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	D	6 a 6*	2.8	4	11.2	0.077	0.857
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	6	C a D	5	4	20	0.077	1.530
Recubrimiento	Mortero 2 cm espesor a 2 caras	6*	C a D	6	4	24	0.077	1.836
Recubrimiento	Capa de impermeabilizante	TN		1	1	815.8158	0.010	8.158

MOBILIARIO

TIPO	Descripción	Ubicación		CANTIDAD	Peso	Peso
		Sobre eje o Paralelo a:	Acotado entre ejes:		UNIDAD T/ U	T
General	Equipo de montacargas	Toda la planta	Toda la planta	1	2	2
General	Tanque p/ agua de asbesto cemento 1.2x1.2x1.5 m	Toda la planta	Toda la planta	8	2.4	19.2
General	lámparas de sobreponer	Toda la planta	Toda la planta	4	0.01	0.04
PESO TOTAL POR NIVEL						
Peso (T) =					118.65	



BIBLIOGRAFÍA

- ARNOLD, Christopher; Reitherman Robert. “MANUAL DE CONFIGURACION Y DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS”. Ed. Ciencia y técnica, México. 1991.
- “APUNTES DE ESTRUCTURAS DISEÑO ESTRUCTURAL”, Facultad de Ingeniería, UNAM
- BAZÁN, Enrique; Meli Roberto. “DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS”. Ed. LIMUSA. México. 2003.
- FUENTES, Olivares Luis Roberto. “MODELOS CALIBRADOS DE UN EDIFICIO INSTRUMENTADO”. Tesis UNAM. México. 2000.
- GONZALEZ, Oscar; Robles Francisco. “ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO”. Ed LIMUSA. México. 2002.
- MANCILLA, González Juan Ignacio. “REVISION ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO CONSTRUIDO EN EL AÑO DE 1956 EN LA CIUDAD DE MEXICO”. Tesis UNAM. México. 1995.
- “NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA CONSTRUCCION (NTC-1995)”. Ed. SISTA. México. 2002.
- “NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS (NTC-2004), PARA (DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA, PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO)”. Tomo I, Ver. electrónica:
<http://www.consejeria.df.gob.mx/gaceta/index>. México. 2004.



- “NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS (NTC-2004), PARA (DISEÑO POR SISMO, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES, SOBRE CRITERIOS Y ACCIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES”. Tomo II, Ver. electrónica:
<http://www.consejeria.df.gob.mx/gaceta/index>. México. 2004.
- OLIVETO G. “INNOVATIVE APPROACHES TO EARTHQUAKE ENGINEERING”. Ed WIT. Reino Unido. 2004.
- OPPENHEIM, Alan V. “SEÑALES Y SISTEMAS”. Ed Prentice Hall Hispanoamérica. México. 1998.
- PALACIOS, Villalva Claudia. “ESTIMACION DE LOS PARAMETROS DINAMICOS DEL EDIFICIO PC”. Tesis UNAM. México. 2003.
- PARKER, Harry. “DISEÑO SIMPLIFICADO DE CONCRETO REFORZADO”. Ed. LIMUSA. México. 2003.
- PASTOR, Santamarina Pol. “VIBRACIONES MECANICAS EN INGENIERIA”. Universidad Politécnica de Valencia. España. 1998.
- “REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL” (RCDF – 1993). Ed. SISTA. México. 2002.
- “REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL” (RCDF – 2004). Ver. electrónica: <http://www.consejeria.df.gob.mx/gaceta/index>. México. 2004.

