



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE
CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS
DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN-COMPUESTA,
DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989-1994,
EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE
MÉXICO.

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ

DIRECTOR: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ



México, D. F.

2014



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/43/2014

Señor
JORGE AQUILES ALCALA HERNANDEZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted conforme a la opción I. "Titulación mediante tesis o tesina y examen profesional", para obtener su título en INGENIERIA CIVIL

"EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989-1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO"

INTRODUCCIÓN

- I. ANTECEDENTES.**
 - II. DESCRIPCIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN Y SU ESTRUCTURA.**
 - III. ESTUDIOS ANALÍTICOS.**
 - IV. ANÁLISIS DE RESULTADOS.**
 - V. 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 HABLARA EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 18 de Marzo de 2014
EL PRESIDENTE DEL COMITÉ

M. EN I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ
JLTS/MTH

A mis padres:
Sandra Hernández Silva y Jorge Alcalá Domínguez,
por todo el amor, por impulsarme siempre a cumplir mis sueños
y enseñarme, con su ejemplo, a ser una persona de éxito.

A mi hermano:
Carlos S. Alcalá Hernández,
por ser mi mejor amigo y compañero.

A Mariana de la Luna,
por ser mi motivación y
estar siempre a mi lado.

A toda mi familia,
por estar siempre en las buenas y en las malas y
apoyarme siempre sin importar la distancia o la meta.

Ing. Josué Garduño Chávez,
por tu humildad y paciencia,
por todo lo que me has enseñado
pero sobre todo por tu amistad.

A la Universidad Nacional Autónoma de México,
y a la Facultad de Ingeniería,
por el orgullo de haberme permitido estudiar en tus aulas.

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989-1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CD. DE MÉXICO.

Í N D I C E

	Página
INTRODUCCIÓN.	3
I. ANTECEDENTES.	4
I.1. Historia de la Comisión Federal de Electricidad.	5
I. 2. Historia del inmueble	9
II. DESCRIPCIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN Y SU ESTRUCTURA.	12
II.1. Descripción arquitectónica.	13
II.2. Descripción estructural.	14
II.3. Columnas compuestas.	14
II.4. Sistema trabe tacón (stub girder).	15
II.5. Tipificación de la estructura.	18
III. ESTUDIOS ANALÍTICOS.	37
III.1. Análisis y comportamiento de la trabe tacón.	38
III.1.1. Modelo A.	40
III.1.2. Modelo B.	42
III.2. Modelación analítica.	44
III.3. Propiedades geométricas de los elementos.	44
III.4. Propiedades mecánicas de los materiales.	44
III.5. Análisis de cargas.	45
III.5.1. Cargas muertas.	45
III.5.2. Cargas vivas.	46
III.5.3. Análisis dinámico modal espectral.	46
III.5.3.1. Modos de vibrar, periodos y frecuencias.	47
III.5.3.2. Espectro de diseño.	48
III.5.3.3. Factor de comportamiento sísmico.	49
III.5.3.4. Corrección por irregularidad.	53
III.6. Condiciones básicas de carga.	59
III.7. Combinaciones de carga.	59

IV. ANÁLISIS DE RESULTADOS.	85
IV.1. Revisión de los estados límites de servicio.	86
IV.2. Revisión de los estados límites de falla.	97
IV.2.1. Elementos en compresión.	97
IV.2.2. Elementos en flexión.	98
IV.2.3. Elementos sujetos a carga axial y flexión.	99
IV.2.3. Elementos compuestos.	100
V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	110
V.1. Conclusiones.	111
V.2. Recomendaciones.	112
BIBLIOGRAFÍA	113

INTRODUCCIÓN

El ingeniero civil que se dedica al diseño estructural, que son conocidos como "calculistas", siempre tienen como rol estar en una constante comunicación con el proyectista, para la elección de materiales, de los sistemas estructurales, y procedimientos constructivos, para que la estructura sea segura, resistente, estable y económica. La filosofía de diseño de cada estructurista cambia de acuerdo a la estructura a resolver. Sin embargo, esta filosofía debe cumplir con los requisitos que estipulan los reglamentos del lugar donde se vaya a construir la edificación.

La mayoría de los reglamentos modernos de diseño sísmico establecen como objetivos, por una parte evitar el colapso, pero aceptar daño, ante cualquier sismo que pueda presentarse durante la vida de la estructura.

En este trabajo de tesis se realiza el análisis y la revisión estructural de un edificio de oficinas de concreto-acero, de 23 niveles con columnas de concreto reforzado de acción compuesta, con el fin de obtener índices que permitan evaluar las condiciones de seguridad de la estructura, conforme a la disposiciones aplicables en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal en su versión vigente 2004 (RCDF04).

El inmueble de interés está localizado en avenida Paseo de la Reforma de la Ciudad de México y destaca por su arquitectura moderna. Fue diseñado bajo las Normas Técnicas Complementarias de 1987 y su construcción finalizó en el año de 1994.

Este trabajo escrito se desarrolló de tal forma que su contenido se dividió en cinco capítulos, cada uno engloba diferentes aspectos que son fundamentales para la evaluación estructural del edificio.

En el capítulo I se habla de los antecedentes históricos de la Comisión Federal de Electricidad, CFE, ya que esta institución es la propietaria del inmueble, siendo además uno de los edificios más representativos de la CFE en la República Mexicana.

El capítulo II describe la arquitectura del inmueble, también detalla las generalidades de los sistemas estructurales empleados para su edificación. Debido a las particularidades de la estructura y a la escasa información que se tiene acerca de los sistemas constructivos utilizados en el edificio, para su análisis, fue necesario hacer modelos de prueba y a partir de los resultados de éstos hacer las consideraciones necesarias para generar un modelo tridimensional realista, como se muestra a detalle en el capítulo III.

En el capítulo IV se evalúan los estados límites de servicio y de falla, obteniendo los resultados en forma de desplazamientos y fuerzas internas, presentados en forma de tablas y gráficas.

Finalmente, en el capítulo V, se enuncian las conclusiones y recomendaciones resultado del estudio realizado.

Espero que este trabajo estimule en mis compañeros el interés por la Ingeniería Estructural y pueda servir como apoyo para la elaboración de una evaluación estructural.

I. ANTECEDENTES.

I.1 HISTORIA DE LA COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD.

Durante las últimas décadas del siglo XIX, la naciente industria de generación y distribución de energía eléctrica en México se caracterizó por un conjunto de pequeñas plantas generadoras que suministraban electricidad a industrias mineras, manufactureras y a un reducido, pero en incremento, mercado urbano. En las primeras décadas del siglo XX, se organizaron grandes empresas de capital extranjero con administración experimentada y recursos tecnológicos de punta, que en pocos años dominaron el sector eléctrico nacional.

El alto costo de las tarifas impuestas por las compañías extranjeras provocó la inconformidad de los consumidores, los cuales declararon una huelga de pagos. El conflicto desatado entre las compañías y los consumidores obligó al gobierno del presidente Abelardo Luján Rodríguez a intervenir más decididamente en la coordinación y regulación del sector eléctrico.

Por esta razón, el 2 de diciembre de 1933, el ejecutivo envió al Congreso de la Unión una iniciativa la de constituir una Comisión que se encargara exclusivamente de estos asuntos, la Comisión Federal de Electricidad (CFE). El día 29 del mismo mes, se decretó la autorización del Ejecutivo Federal para constituir dicho organismo, cuyos principales objetivos eran organizar y dirigir un sistema de generación, transmisión y distribución de la energía eléctrica.

Sin embargo, no fue sino hasta el 12 de diciembre de 1937, durante el gobierno del presidente Lázaro Cárdenas, que se expidió un acuerdo en el que se ordenaba la creación y funcionamiento de la CFE; esto ante la necesidad de proporcionar electricidad a un territorio extenso a precios más reducidos con el fin de satisfacer las necesidades de la industria y los servicios. El día 14 de agosto de ese mismo año, Lázaro Cárdenas decretó en la ciudad de Mérida la ley con la que se creó la Comisión Federal de Electricidad. Esta ley, además de otorgarle las facultades necesarias para la implementación del sistema eléctrico nacional, le concedió un patrimonio propio conformado por bienes muebles e inmuebles y derecho de uso de bienes de propiedad nacional, reservas nacionales de energía hidráulica, presupuestos asignados por ley y bienes e ingresos obtenidos por otros conceptos.

Con el propósito de proveer recursos financieros regulares a la CFE, en el año de 1938, el importe de consumo de energía eléctrica en toda la República fue gravado con un 10%. La recaudación del impuesto al consumo de energía eléctrica en su primer año fue de cuatro millones de pesos, mismos que se destinaron totalmente a las actividades de la CFE, lo cual representaba su única fuente de financiamiento.

El 11 de septiembre de 1945 se expidió el nuevo Reglamento de la Ley de la Industria Eléctrica, mismo que precisó la índole de la Comisión como "un organismo autónomo de regulación de la industria eléctrica" y definió con mayor amplitud y exactitud su competencia y facultades, estableciendo procedimientos expeditos y apropiados para la sustentación de negocios.

Después de diez años de haber iniciado sus actividades, la CFE había logrado instalar y poner en funcionamiento 17 plantas eléctricas de diesel, 14 hidroeléctricas, 12 plantas móviles de diesel y una termoeléctrica. Además construía o ampliaba 10 plantas hidroeléctricas, 8 de diesel, 5 termoeléctricas y 2 plantas móviles de diesel; proyectaba la construcción o ampliación de otras 11 hidroeléctricas, 4 termoeléctricas y 2 plantas de diesel.

El gobierno del presidente Miguel Alemán expidió un decreto, el 11 de enero de 1949, que convirtió a la CFE en un organismo público descentralizado con personalidad jurídica y patrimonio propio. Es también en este año que la CFE establece sus oficinas centrales en el edificio que se ubica en la esquina de Avenida Juárez y Humboldt.



Imagen 1.1. Edificio propiedad de CFE ubicado en Av. Juárez.

Para el año de 1950 las instalaciones de la CFE se encontraban en 167 localidades esparcidas por 20 estados de la República. Daba servicio directamente a 51, 164 clientes en zonas rurales y ciudades pequeñas; sin embargo el 77% de todo su poder generador se vendía en conjunto a grandes sistemas privados.

En el informe del 1 de septiembre de 1960, el presidente Adolfo López Mateos anunció la nacionalización de la industria eléctrica. Sin embargo este proceso de nacionalización había comenzado unos meses antes con la compra mayoritaria, por parte del gobierno, de las acciones de las dos compañías extranjeras más importantes que operaban en México. Para este año la CFE poseía el 54% de la capacidad instalada para atender al servicio público; la capacidad instalada restante era administrada por medio de las corporaciones: Compañía de Luz y Fuerza Motriz y Empresas Eléctricas-Nafinsa.

Con la nacionalización surge la posibilidad de integrar la industria eléctrica, pero también emergen nuevos retos que implican el desarrollo sostenido de capacidades productivas, administrativas, tecnológicas y financieras. Esto llevó a la CFE adquirir el edificio ubicado en la calle de Río Ródano número 14, en el cual se establecieron oficinas administrativas, las cuales han permanecido ahí hasta la actualidad.



Imagen 1.2. Edificio propiedad de CFE ubicado en Río Ródano.

En el año de 1963 se inauguró la Oficina Nacional de Operación de Sistemas. Años más tarde, en 1973, las funciones de esta oficina fueron retomadas por el Despacho Nacional de Carga, para recaer, finalmente, en el Centro Nacional de Control y Energía (CENACE) a partir de agosto de 1977, institución que regula la participación de cada una de las unidades generadoras y permite la utilización óptima de los recursos de que disponen los sistemas eléctricos.

Después de cinco años, de la nacionalización de la industria, la capacidad instalada de la CFE se incrementa 72% más en relación con la de 1960 por lo que cuenta con una capacidad de generación de 10,572 millones de kWh (160% más que en 1960). Y un año después, en 1966, la CFE se convierte en la primera empresa mexicana en participar en los mercados de valores europeos al colocar una emisión de bonos equivalente a 20 millones de dólares.

Para proporcionar un servicio más eficiente a la industria y al público usuario, en 1967 se integran a la CFE 19 empresas que previamente había adquirido el gobierno federal. A partir de ese momento la CFE y la Compañía de Luz y Fuerza del Centro son las únicas instituciones dedicadas a prestar servicio público de energía eléctrica. Sin embargo, el 2 de enero de 1975, el gobierno federal decreta la disolución de la Compañía de Luz y Fuerza del Centro y sus asociados. En consecuencia, el 10 de diciembre de 1975, el presidente Luis Echeverría decreta la nueva Ley del Servicio Público de Energía Eléctrica, que designa a la Comisión Federal de Electricidad como el único organismo responsable de realizar todas las actividades relacionadas con la generación, conducción, transformación, distribución y venta de energía eléctrica.

A cuarenta años de haber iniciado sus actividades, en el año de 1977, la CFE contaba con una capacidad instalada total de 11 millones de KW, y en proceso de construcción tiene plantas generadoras con capacidad de 8.5 millones de KW. Se contempló la instalación de cuatro unidades que consumirán carbón y dos geotérmicas. El número de trabajadores sumaba 59,882. Más de 65 millones de campesinos se ven beneficiados tras la instalación de 80000 km de líneas de distribución, utilizando un millón de postes, para electrificar 20 000 centros de población.

En el año 1981, la CFE adquirió el edificio localizado en la calle de Río Mississippi 71, por lo que una porción de las oficinas nacionales fueron reubicadas dentro de este edificio.

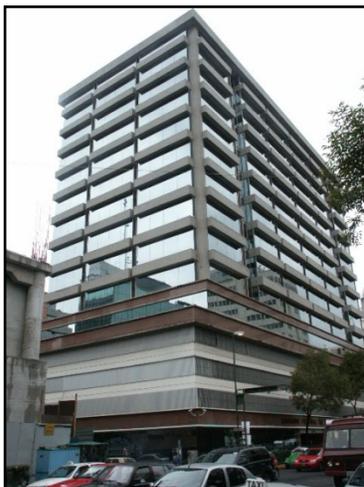


Imagen 1.3. Edificio propiedad de CFE ubicado en Río Mississippi.

Para el año de 1987, cincuenta años después de haber iniciado operaciones, la CFE contaba con una capacidad instalada de 23 millones de kW. Las distintas líneas de la red de transmisión suman una extensión total de 268 319 km. Los más de 14 millones de cliente repartidos en todo el territorio de la República reciben 77 449 GWh, que representa un producto de 2.76 billones de pesos.

Con el propósito de impulsar la expansión del sector eléctrico, en 1992, el Congreso de la Unión aprueba, las reformas de la Ley de Servicio Público de la Energía Eléctrica que permiten la participación corresponsable de los particulares. De esta manera, resguardando los principios de la Constitución, la energía eléctrica producida por productores independientes debe venderse exclusivamente a la Comisión Federal de Electricidad, única autorizada para proporcionar este servicio.

En el año de 1994, con el fin de satisfacer las altas tasas de crecimiento de la demanda, el gobierno federal decreta la creación de un nuevo organismo: Luz y Fuerza del Centro (LyFC), el cual sustituye a la antigua Compañía de Luz y Fuerza del Centro y compañías asociadas en liquidación.

La CFE compra el edificio que se localiza en las intersecciones de las calles Avenida de los Insurgentes, Avenida Paseo de la Reforma y la calle de Roma, esto en el año de 1999. En su interior se opera una porción de las oficinas nacionales.

El 18 de septiembre de 2002 marcó el retorno de la CFE a los mercados de capital internacionales, al realizar la colocación privada de un bono por un monto de 32 mil millones de yenes japoneses, a una tasa fija de 3.83% y vencimiento a treinta años.

Luego de un largo periodo de 10 años en los cuales no se habían podido desarrollar proyectos hidroeléctricos, en el año de 2003, la CFE reinició la construcción de este tipo de infraestructura para contribuir al crecimiento del sector eléctrico nacional, como la creación de empleos, la derrama económica regional y la reactivación de la industria de

la construcción. Ejemplo de ello fue el inicio de las obras de la planta hidroeléctrica El Cajón.

Para el año 2006 la empresa contaba con 79,428 trabajadores, con los que la CFE atendía a un mercado conformado por 24.2 millones de clientes con ventas directas, lo que representaba 145,678 GWh.

El 10 de octubre de 2009, el gobierno federal decretó la extinción del organismo público descentralizado Luz y Fuerza del Centro. A partir de entonces, la CFE se encargó de continuar prestando el servicio de energía eléctrica en la región que atendía LyFC.

El maestro Antonio Vivanco Casamadrid, director general de la CFE en el año 2011, estableció un plan de acción denominado 5 Pilares Estratégicos, el cual continúa vigente hoy en día. Estos lineamientos fundamentales fueron:

- *Nueva Infraestructura.*

Para satisfacer eficientemente la constante demanda de energía eléctrica, la CFE planifica a largo plazo el número de centrales de generación eléctrica que será necesario construir, el tipo de tecnología que utilizarán y la red de transmisión que llevará esa energía al usuario final.

- *Energía Limpia.*

Se propuso que en el año 2012 cuando menos el 25% de generación eléctrica provenga de energías libres de emisiones de gases con efecto invernadero.

- *Modernización Zona Centro.*

Las acciones de modernización continuarán hasta que se logren los mismos altos niveles de calidad en el resto del país.

- *Transparencia, Rendición de Cuentas y Eficiencia Administrativa.*

Consciente de la responsabilidad de hacer un buen uso de los recursos públicos, la CFE implanta esquemas para fortalecer la transparencia y rendición de cuentas.

- *Atención y Servicio al Cliente.*

No basta con sólo llevar luz a hogares y empresas, también es necesario hacerlo priorizando un servicio al cliente, en todo el país, con menos cortes y máxima calidad, reduciendo las variaciones de voltaje y el tiempo de interrupción al usuario.

II. 2 HISTORIA DEL INMUEBLE.

A principios de los años 40's se construyó, sobre Avenida Paseo de la Reforma, el edificio del restaurante Continental, este edificio constaba de once niveles. Posteriormente en el año de 1949, en la esquina que forman las calles de Roma, Avenida Paseo de la Reforma y Avenida de los Insurgentes, se construyó el edificio principal del Hotel Continental, el cual tenía catorce pisos. Al terminar de construirse el Hotel Continental, el dueño de éste adquirió el edificio del restaurante, cuya edificación se encontraba a un costado del

hotel, para ampliar el número de habitaciones y ofrecer un mejor servicio. Por último a principios de los años 50's sobre la calle de Roma se edificó, con once niveles, el anexo del Hotel. Este conjunto de tres edificios formó parte de lo que fue uno de los hoteles más grandes y lujosos de la época: el Hotel Continental, el cuál formaba parte de la cadena de hoteles Hilton. Este hotel constaba de 400 lujosas habitaciones y en la parte superior tenía un salón donde se presentaban espectáculos de talla mundial. Alcanzó su plenitud en los años 60's y 70's albergando a grandes personalidades del mundo de los negocios, política y espectáculos, de la cual se puede destacar la visita de la actriz Marilyn Monroe en 1962.



Imagen 1.1. Hotel Continental en el año de 1950.

Estructuralmente el conjunto soportó el sismo del año 1957 con mínimos daños. Posteriormente en el sismo de 1985 los edificios anexos presentaron daños graves; el edificio contiguo, que fuera el restaurante Continental, tuvo el desplome de su nivel superior, mientras que la edificación anexa, construida a principios de los 50's, presentó la caída de cinco de sus once niveles. Debido a los grandes daños ocasionados por el sismo, este conjunto de edificios fue demolido y en su lugar se dejó un jardín escultórico.



Imagen 1.2. Hotel Continental minutos después del sismo en 1985.



Imagen 1.3. Jardín escultórico después de la demolición del Hotel Continental.

A principios de los años 90's se empezó a construir el edificio que actualmente se encuentra en Avenida Paseo de la Reforma número 164. Esta construcción abarca una parte del lugar que ocuparon en su momento los edificios anexos del Hotel Continental quedando a un costado del jardín antes mencionado. El edificio fue diseñado por el despacho de arquitectos Sergio Breceda & Mario Scejtan y calculado y diseñado estructuralmente por la empresa Enrique Martínez Romero, S. A. El edificio fue planeado para uso de oficinas y se terminó de construir en el año de 1994.



Imagen 1.4. Edificio ubicado en Av. Paseo de la Reforma no. 164.



II. DESCRIPCIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN Y SU ESTRUCTURA.

Un sistema constructivo es el conjunto de materiales que ordenados permiten elaborar una edificación. Para cada material empleado en su construcción existe una técnica asociada y herramientas especialmente diseñadas para cada propósito. Estos sistemas constructivos varían según la el tipo de edificación: casas, edificios habitacionales, para oficinas, industrias y bodegas. La construcción puede estar definida por un solo sistema o varios mezclados, definiendo cada parte por separado, la forma que tendrá y el comportamiento de la estructura. Esto permite la creación de distintas formas con un mismo elemento.

La elección de un sistema constructivo conveniente para cada tipo de edificación que se va a construir es de vital importancia, ya que, éste determinará, en todo sentido, el diseño, los procedimientos, materiales y comportamiento de la estructura.

II.1 DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA.

Las fachadas del edificio son de vidrio, en la parte superior de la fachada sur se aprecia la figura de un rombo. Cuenta con unos acabados metálicos de color rojo, que reviste una de las columnas, y se distribuyen en forma de "cuadrícula" en la parte superior del edificio.

Está formado por un sótano que funciona como estacionamiento, una planta baja, dos mezzaninnes y 16 niveles destinados para oficinas y 2 niveles más donde se encuentran un cubo de instalaciones y la casa de maquinas.

Planta Estacionamiento	E	N.T.C.	-2.84 m
Planta Baja	PB	N.T.C.	+0.72 m
Mezzanine 1	MZ1	N.T.C.	+4.77 m
Mezzanine 2	MZ2	N.T.C.	+8.17 m
Nivel 1	N1	N.T.C.	+11.57 m
Nivel 2	N2	N.T.C.	+14.97 m
Nivel 3	N3	N.T.C.	+18.37 m
Nivel 4	N4	N.T.C.	+21.77 m
Nivel 5	N5	N.T.C.	+25.17 m
Nivel 6	N6	N.T.C.	+28.57 m
Nivel 7	N7	N.T.C.	+31.97 m
Nivel 8	N8	N.T.C.	+35.37 m
Nivel 9	N9	N.T.C.	+38.77 m
Nivel 10	N10	N.T.C.	+42.17 m
Nivel 11	N11	N.T.C.	+45.57 m
Nivel 12	N12	N.T.C.	+48.97 m
Nivel 13	N13	N.T.C.	+52.37 m
Nivel 14	N14	N.T.C.	+55.77 m
Pent-house	PH	N.T.C.	+59.17 m
Salón	SN	N.T.C.	+64.27 m
Bodega	BD	N.T.C.	+67.72 m
Casa de Máquinas	CM	N.T.C.	+71.17 m
Helipuerto	HL	N.T.C.	+75.77 m

Los cuatro elevadores se encuentran en la parte norte del edificio, estos marcan el área de oficinas, ya que en la parte posterior a éstos se encuentra el elevador de servicio, las escaleras y los sanitarios, exceptuando en el nivel del sótano. Los mezzaninne 1 y 2

cuentan con un vacío semicircular de 7.6 m de diámetro, a partir de estos niveles se observan las oficinas de los empleados de la CFE. En el 3^{er} nivel comienzan a presentarse ampliaciones debidas a la fachada, estas se van presentando de manera ascendente cada dos pisos hasta llegar al nivel 14. En los niveles 15 y 16 estas ampliaciones no se presentan, teniendo así un área similar a la de los niveles 1 y 2.

II.2 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL

La estructuración del edificio es a base de marcos rígidos dispuestos ortogonalmente, los marcos están conformados por "columnas compuestas" a base de concreto reforzado y un núcleo de acero, el cual consiste en dos perfiles IR ahogados. La distribución de las columnas permanece constante en todos los niveles. Sin embargo, presentan cambios de sección dependiendo el nivel donde ese encuentre (ver fig. 3.7 Secciones Principales, Columnas y Tabes).

Las trabes principales son de sección armada de 79.50 cm de peralte, presentan una reducción de los patines inferior y superior de 40 cm a 30 cm, con excepción del tramo entre los ejes 6 y 7, el cual mantiene una sección con base de 40 cm. Las trabes principales en sentido transversal son del tipo denominado "trabe tacón", las cuales están formadas por un perfil continuo IR 457X177.8, sobre el cual están apoyados tacones del tipo IR 305X44.5 y con la particularidad de que en los extremos, los tacones son armados en sección T y están unidos, junto con la trabe continua, a las columnas. Las trabes secundarias tienen una sección IR 305X44.5 que se apoya directamente sobre las trabes principales, el cual soporta al sistema de piso, el cual es a base de losacero calibre 22, la cual tiene una capa de compresión de 6 cm, reforzada con malla electrosoldada de 6X6-4/4.

El nivel de la bodega es el único piso que no cuenta con este sistema de piso, ya que, éste cuenta con una tridilosa, esto implica que la configuración de las trabes y de las columnas sea distinta, en este piso, con respecto al resto de la estructura.

Los muros perimetrales del cubo de elevadores son de tabique y se encuentran confinados por castillos y dalas, además de estar confinados por vigas IR 254X17.9 e IR 153X15.

La cimentación fue resuelta con un cajón de aproximadamente 6.4 m de profundidad y tiene una losa de fondo de 50 cm. Los dados de las columnas descansan sobre 153 pilotes de control los cuales están hincados a una profundidad de de 45 m.

II.3 COLUMNAS COMPUESTAS.

Por bastantes décadas, los perfiles de acero estructural han sido utilizados en combinación con concreto. Originalmente, el revestimiento de concreto se utilizaba para proteger la columna de acero del fuego y la corrosión. Sin embargo, en años recientes, debido al desarrollo y popularidad de este sistema, se ha decidido incluir la contribución del concreto a la resistencia de la columna.

Las columnas compuestas son construidas con perfiles metálicos de sección W embebidos en concreto, o por secciones HSS o tubulares rellenas de concreto. Las

columnas de acero recubiertas de concreto, normalmente cuentan con varillas longitudinales y estribos que mejoran la resistencia de la columna. Los elementos resultantes son capaces de soportar cargas significativamente mayores que columnas de concreto reforzado del mismo tamaño.

El sistema de columnas compuestas puede ser usado en edificaciones de gran y baja altura. En las construcciones de baja altura, las columnas de acero son revestidas en concreto para mejorar su apariencia así como para protegerlas del fuego, la corrosión y de vehículos, en caso de usarse en estacionamientos. En estructuras de gran altura, las dimensiones de columnas compuestas son considerablemente más pequeñas que las requeridas por columnas de concreto reforzado para soportar una misma carga. El resultado de diseños con columnas compuestas, es un aumento en el área de piso.

El concreto y el acero se combinan de tal manera que las ventajas de ambos materiales son utilizadas en las secciones compuestas. Por ejemplo, el concreto reforzado permite a la estructura limitar con mayor facilidad las deformaciones laterales. Al mismo tiempo, la ligereza y resistencia de los perfiles de acero permite la construcción de una cimentación más ligera de menores dimensiones. Cabe recalcar que, para una construcción compuesta, la resistencia de diseño ante cargas laterales no se obtiene hasta que el concreto ha sido colocado, alrededor o en el interior de los perfiles de acero, y éste haya alcanzado su resistencia máxima.

Dentro de las desventajas estructurales de las columnas compuestas se encuentran las siguientes:

- Dificultad en controlar la relación y cantidad de acortamientos en comparación con muros de concreto y, en caso de existir, columnas de acero. Esto puede producir que las losas de concreto no estén bien niveladas.
- Falta de conocimiento acerca de la unión mecánica entre el concreto y el perfil de acero. Esto es particularmente importante para la transmisión de momentos a través de la unión trabe-columna. Se teme que, un largo ciclo de inversión de esfuerzos, como los que los que se presentan durante un sismo, podría provocar una severa falla en dicha unión.

II.4 SISTEMA TRABE TACÓN (STUB GIRDER).

La mayoría de las innovaciones surgen de la necesidad. En el caso del sistema trabe tacón la necesidad era crear un sistema estructural a base de marcos, que permitiera la facilidad de colocar las instalaciones de servicios, como agua, electricidad y sistemas de aire acondicionado, y que dicho sistema ofreciera un ahorro sustancial en comparación con otros sistemas.

Este sistema, que trabaja de manera compuesta, consiste principalmente en cuatro elementos interconectados:

- una trabe continua de acero unida en sus extremos a las columnas;

- una losa de concreto a base de losacero y reforzada con una malla electrosoldada;
- una serie de secciones cortas, llamadas tacones, separadas entre ellas y soldadas sobre la trabe continua de acero y sobre los cuales está unida la losa mediante conectores de cortante;
- trabes transversales secundarias, simplemente apoyadas, del mismo peralte que los tacones y que pasan a través de los espacios producidos por los tacones, de igual forma, la losa está unida a estas trabes, en la parte superior, por medio de conectores de cortante. Estos tacones pueden estar o no unidos a las columnas.

Este sistema fue desarrollado a finales de los años 60s por el Dr. Joseph Philip Colaco y fue utilizado por primera vez en el año de 1971 en el edificio de 34 pisos llamado One Allen Center ubicado en Houston, Texas en los Estados Unidos de Norteamérica. En los años 80s este sistema ganó una gran popularidad y se empezó a usar en un gran número de edificios en Norte América. La primera estructura construida en México con este sistema fue la Base de Mantenimiento de Mexicana de Aviación ubicada en el Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, diseñada por el ingeniero Enrique Martínez Romero a principio de los años 80s. El comportamiento de esta estructura durante el sismo que sacudió la Ciudad de México en 1985 demostró que: el uso del sistema trabe tacón puede proporcionar la suficiente rigidez lateral y ductilidad al sistema de marcos ante eventos de gran magnitud. Sin embargo, el sistema fue abandonado por presentar diversos inconvenientes en su construcción, de los cuales destacan el costo de fabricación de la trabe y la necesidad de apuntalar la estructura hasta que la losa de concreto adquiriera la resistencia suficiente para soportar su propio peso.

Dentro de las ventajas que brinda el uso de este sistema se encuentran:

1. Reducción de hasta un 25% de uso de acero, en comparación con un sistema de piso compuesto convencional, esto debido a:
 - a) la mejora en la eficiencia estructural como resultado del mayor peralte de la trabe tacón, esto en contraste con el sistema convencional;
 - b) y a la capacidad de los miembros transversales (trabes secundarias) para actuar como miembros continuos a través de las aberturas entre los tacones.
2. Reducción de entre 6 y 10 pulgadas del peralte total del sistema de piso, a diferencia del sistema de piso compuesto convencional, lo cual permite una mayor altura de entrepiso.

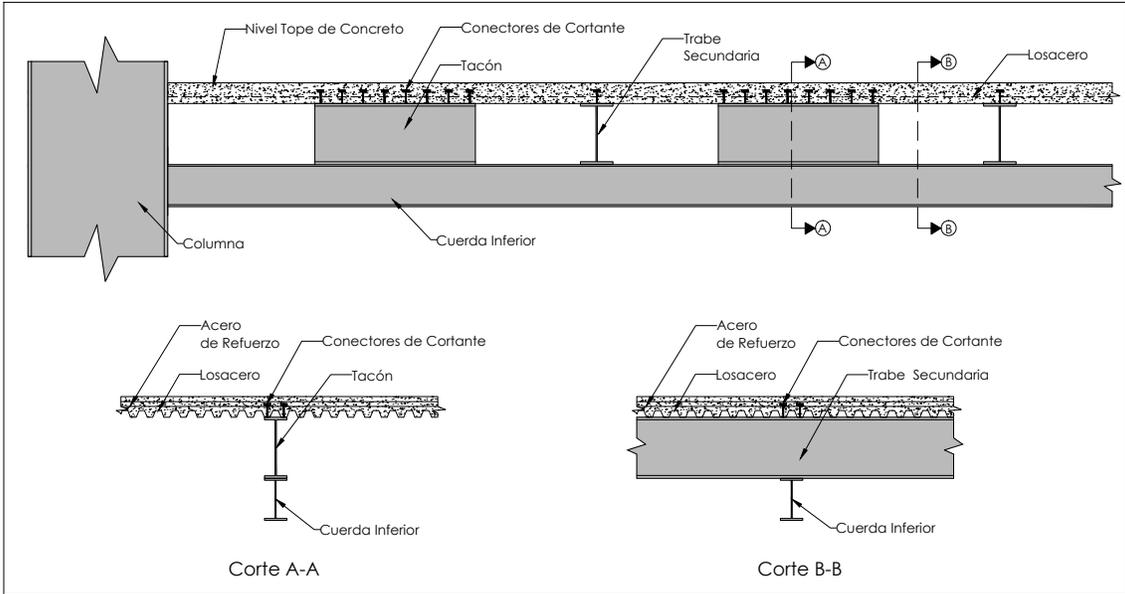


Fig. 2.1. Esquema de trabe tacón.

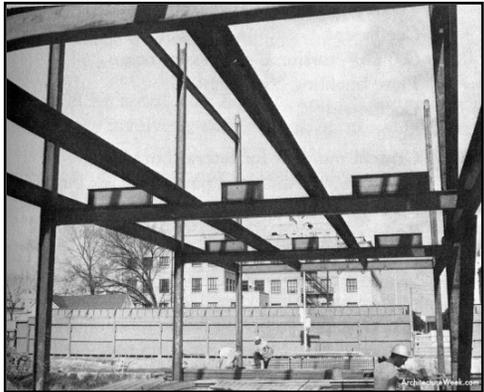


Imagen 2.1. Ejemplos de trabe tacón.

II.5 TIPIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA.

De acuerdo a la normatividad vigente, el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, en su versión 2004 (RCDF04) conforme al artículo 139 clasifica las edificaciones en grupo, descrito en el Título Sexto referente a la Seguridad Estructural de las Construcciones.

El edificio está clasificado dentro del grupo B1, edificio de oficinas con más de 15 m de altura ubicado en la zona III.

El inmueble se ubica en la Delegación Cuauhtémoc, de acuerdo a la zonificación del Distrito Federal como menciona el artículo 170 del RCDF04, dividiéndose en tres zonas, de acuerdo a su ubicación, el edificio le corresponde la zona III, la cual se denomina zona 'Lacustre', *"integrada por potentes depósitos de arcilla altamente comprensible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m"*. Adicionalmente a esta clasificación y para efectos de la zonificación sísmica las Nomas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo divide la zona III en cuatro subzonas (IIIa, IIIb, IIIc y IIId), en este caso el edificio en estudio se localiza dentro de la zona IIIb.

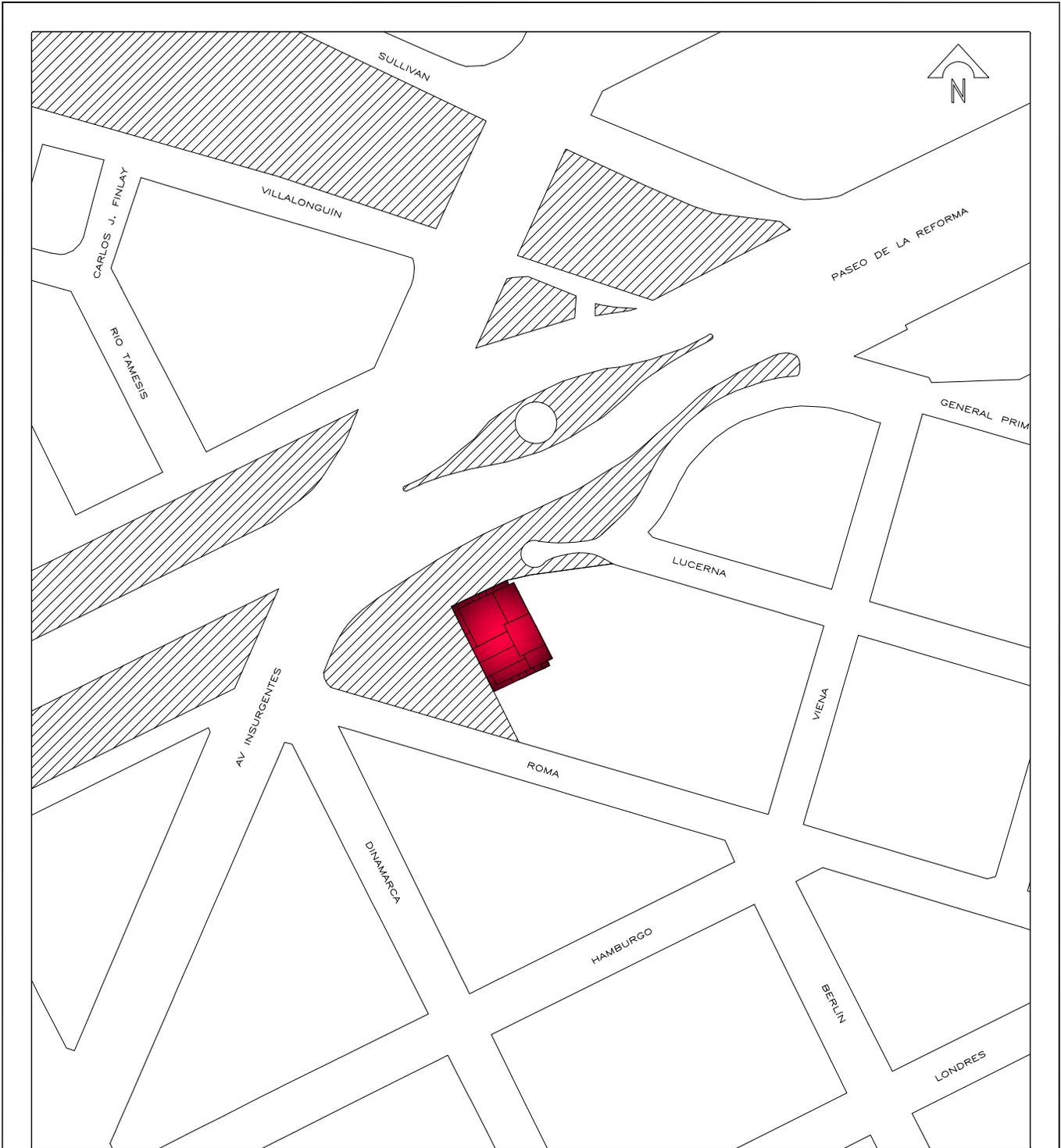


FIG. 2.2 CROQUIS DE LOCALIZACIÓN
DEL EDIFICIO

		título profesional:	
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto:	aprobó:	archivo:	escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	JGCh	CROQUIS	S/E
fecha:	fecha:	fecha:	versión:
CROQUIS DE LOCALIZACIÓN DEL EDIFICIO	04 MARZO 2014		2.2

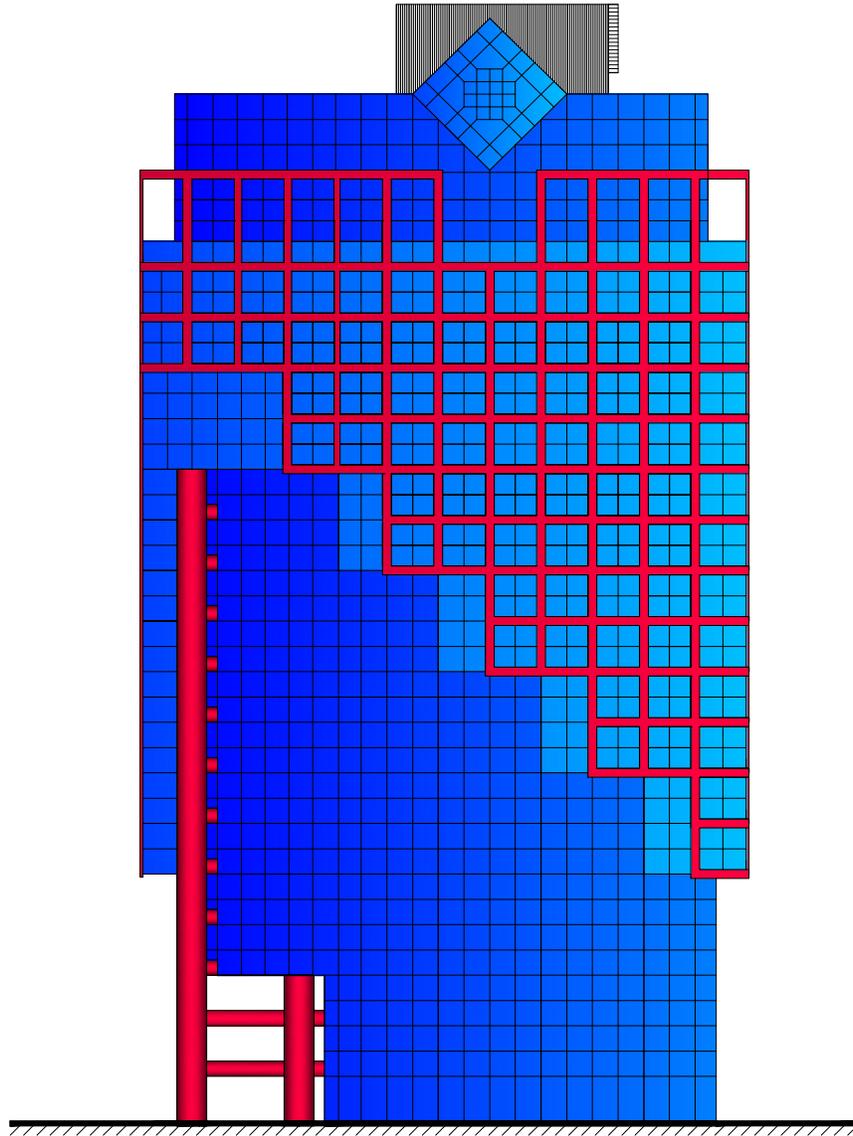


FIG. 2.3 FACHADA SUR

	tesis profesional:			
	EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ				
director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ				
concepto:	aprobó:	archivo:	escala:	
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	JGCh	FACHADAS	S/E	
dibujo:	FIG. 2.3 FACHADA SUR	fecha:	04 MARZO 2014	
			2.3	

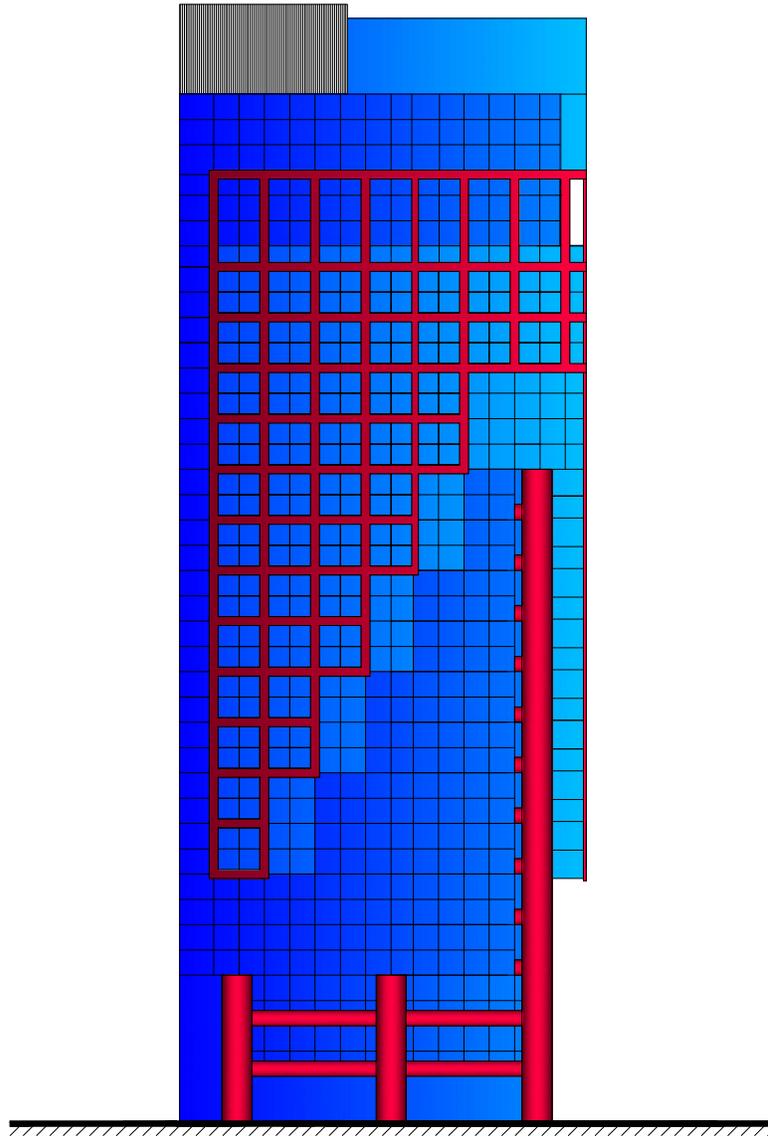


FIG. 2.4 FACHADA OESTE

	título profesional:			
	EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ				
director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ				
concepto:	aprobó:	archivo:	escala:	
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	JGCh	FACHADAS	S/E	
dibujo:	FIG. 2.4 FACHADA OESTE	fecha:	04 MARZO 2014	hoja:
				2.4

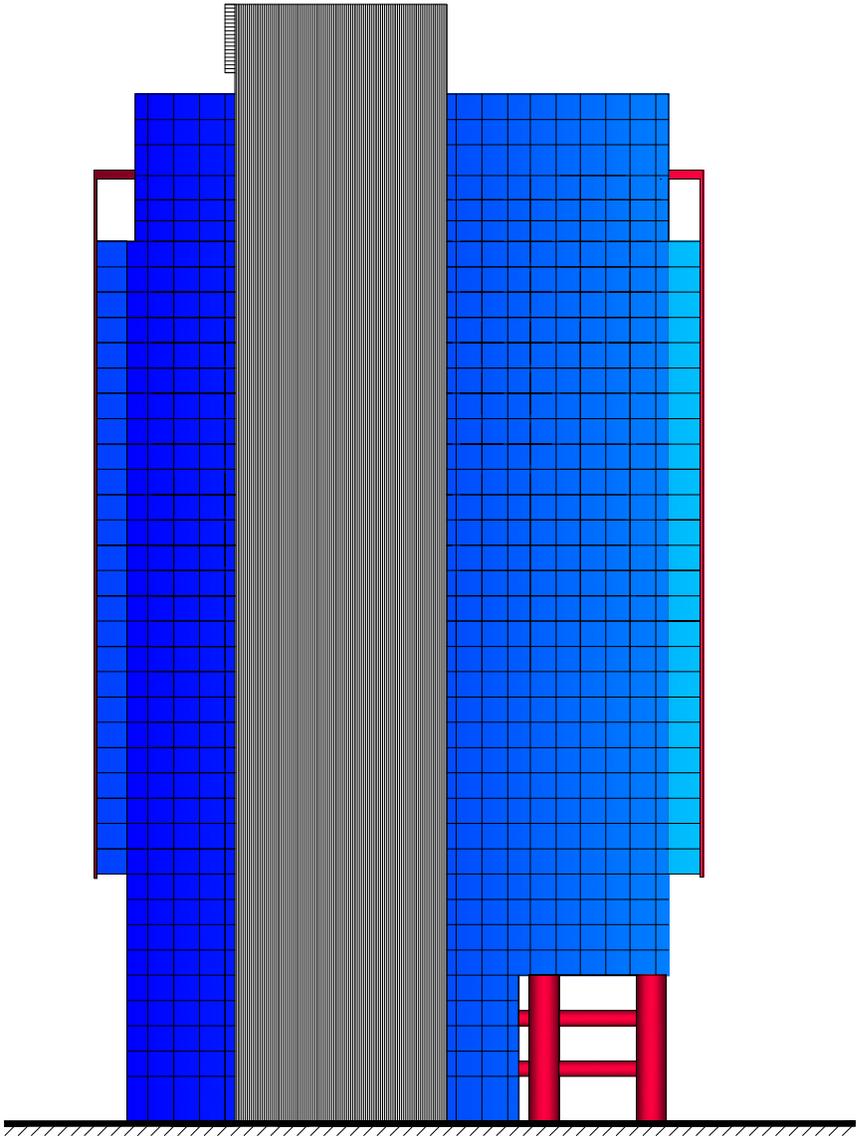


FIG. 2.5 FACHADA NORTE

	título profesional:		
	EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.		
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto:	aprobó:	archivo:	escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	JGCh	FACHADAS	S/E
dibujo:	fecha:	formato:	
FIG. 2.5 FACHADA NORTE	04 MARZO 2014		2.5

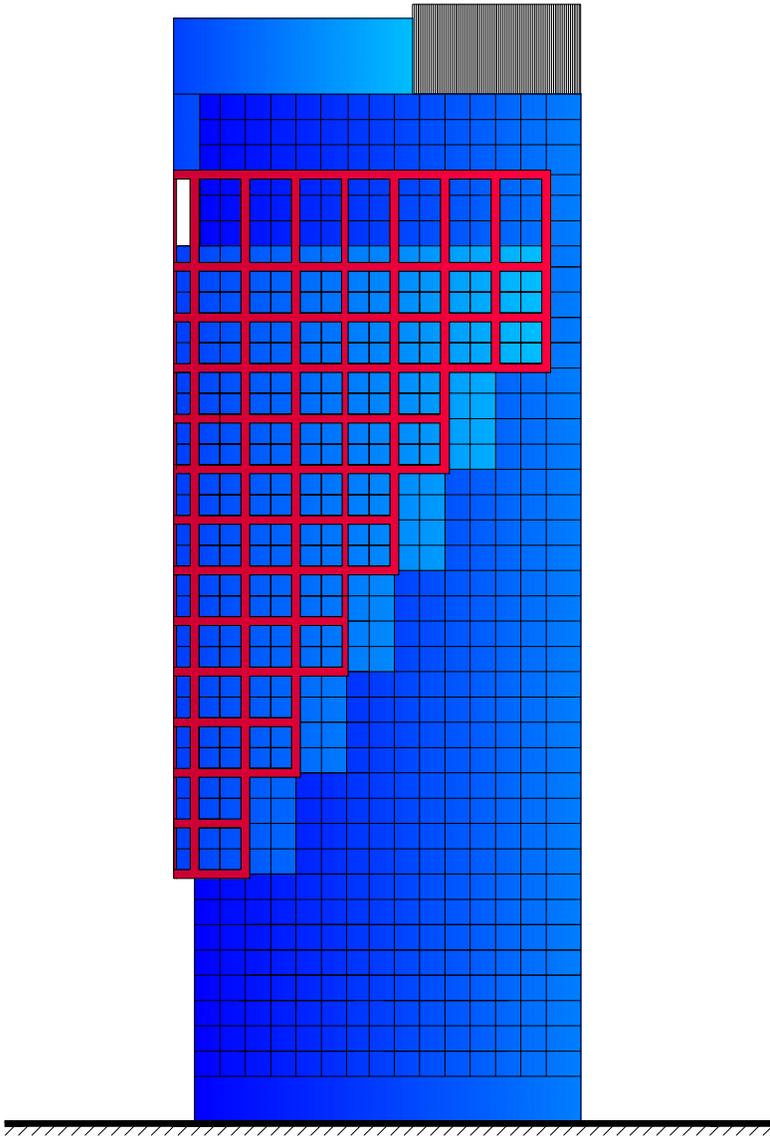


FIG. 2.6 FACHADA ESTE

	tesis profesional: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.		
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	aprobó: JGCh	archivo: FACHADAS	escala: S/E
dibujo: FIG. 2.6 FACHADA ESTE	fecha: 04 MARZO 2014	hoja: 2.6	

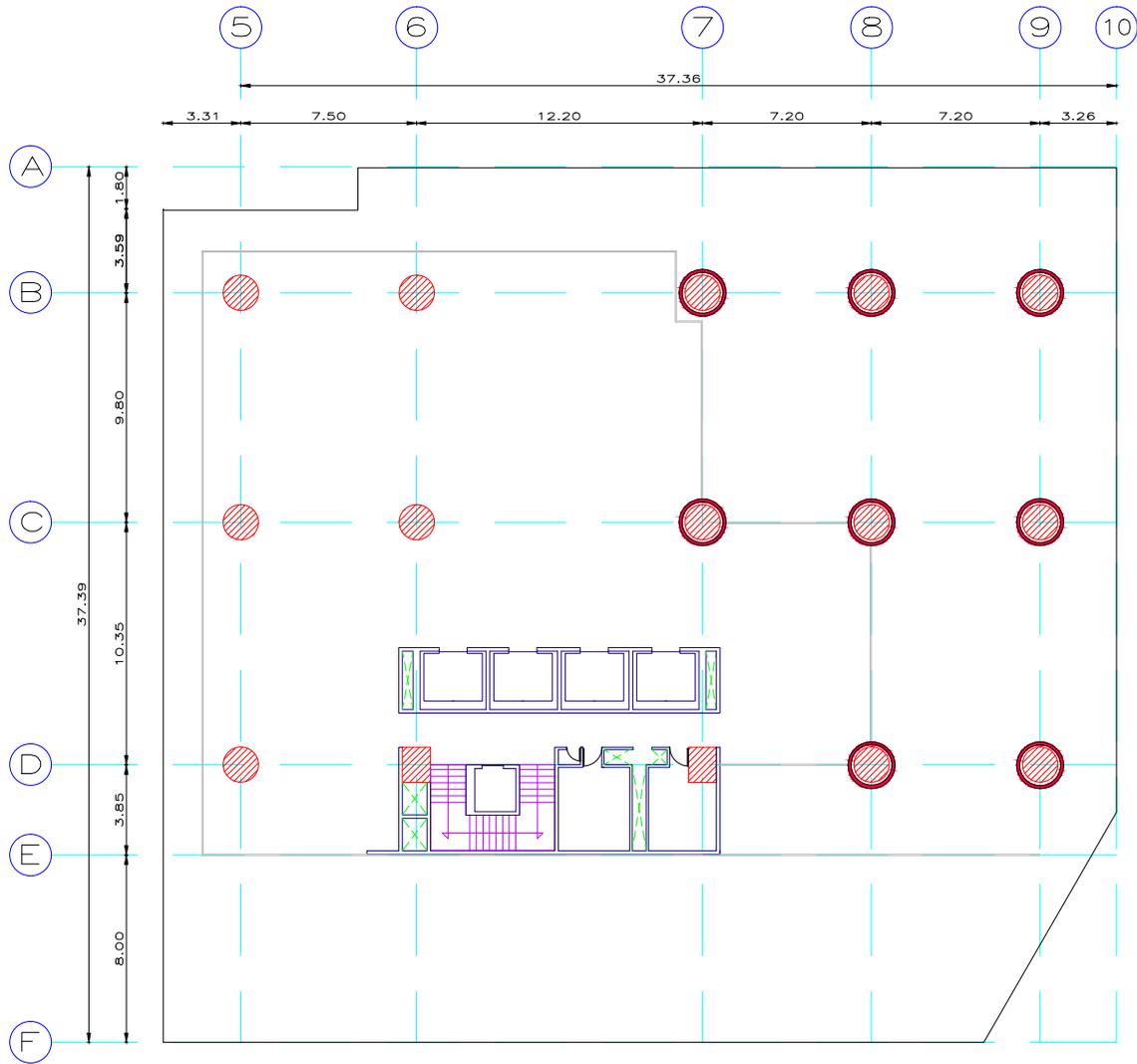


FIG. 2.8 PLANTA BAJA N.T.C. +0.72

NOTAS:
LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL NIVEL TOPE DE CONCRETO.
ACOTACIONES Y NIVELES EN METROS.

		tesis profesional: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.	
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	aprobó: JGCh	archívo: FACHADAS	escala: S/E
dibujo: FIG. 2.8 PLANTA BAJA	fecha: 04 MARZO 2014	número: 2.8	

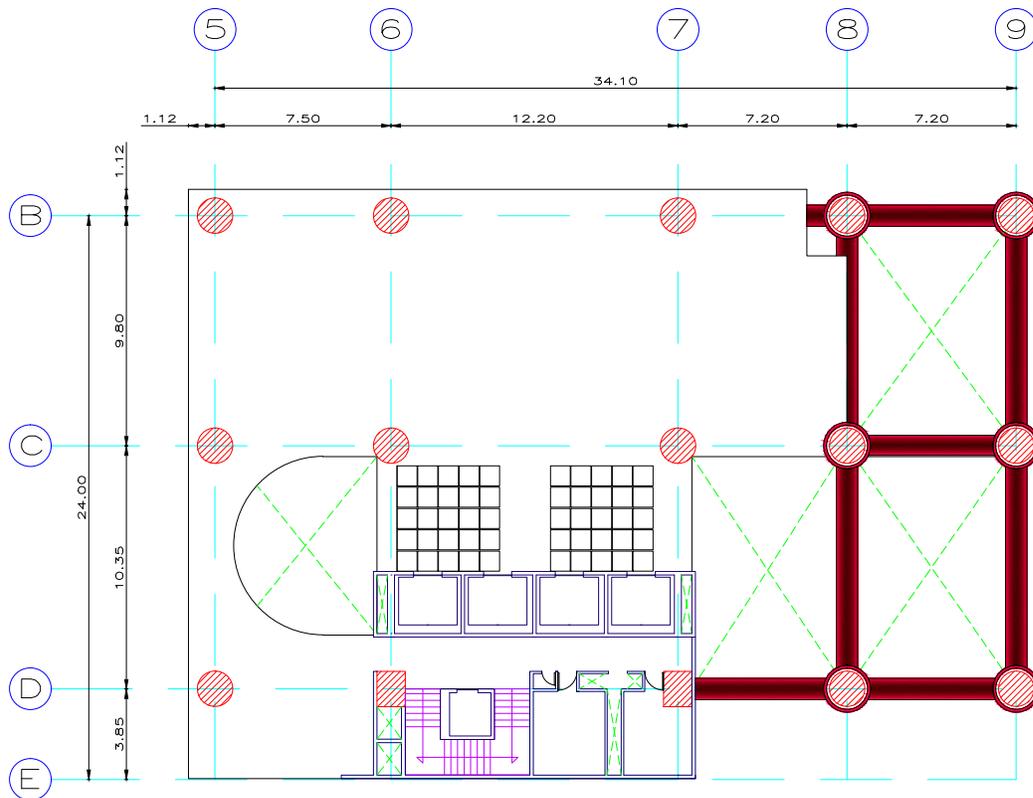


FIG. 2.9 PLANTA MEZZANINE 1 Y 2, N.T.C. +4.77 Y +8.17

NOTAS:
LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL NIVEL TOPE DE CONCRETO.
ACOTACIONES Y NIVELES EN METROS.

	título profesional:		
	EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.		
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto:	aprobó:	archivo:	escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	JGCh	FACHADAS	S/E
dibujo:	fecha:		hoja:
FIG. 2.9 PLANTA MEZZANINE 1 Y 2	04 MARZO 2014		2.9

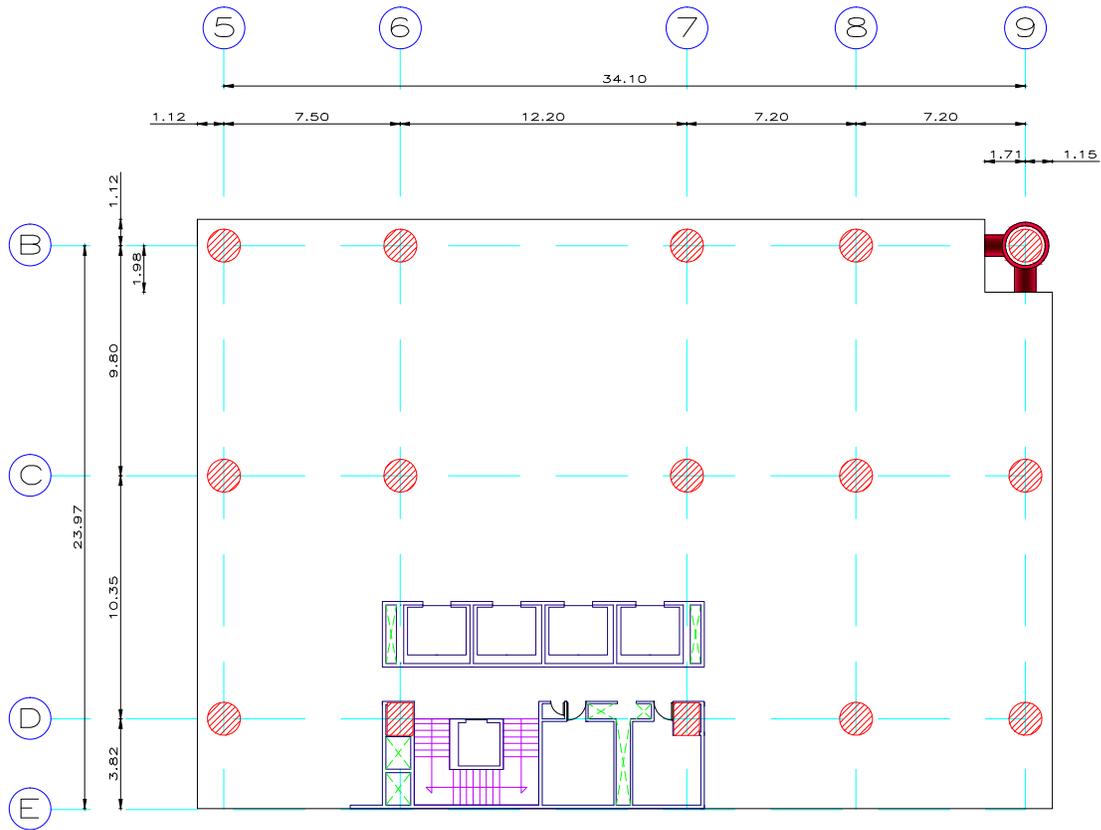


FIG. 2.10 PLANTA NIVEL 1 Y 2, N.T.C. +11.57 Y +14.97

NOTAS:
LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL NIVEL TOPE DE CONCRETO.
ACOTACIONES Y NIVELES EN METROS.

tesis profesional: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto:	aprobó:	archivo:	escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	JGCh	FACHADAS	S/E
dibujo:	fecha:	figura:	
FIG. 2.10 PLANTA NIVEL 1 Y 2	04 MARZO 2014	2.10	

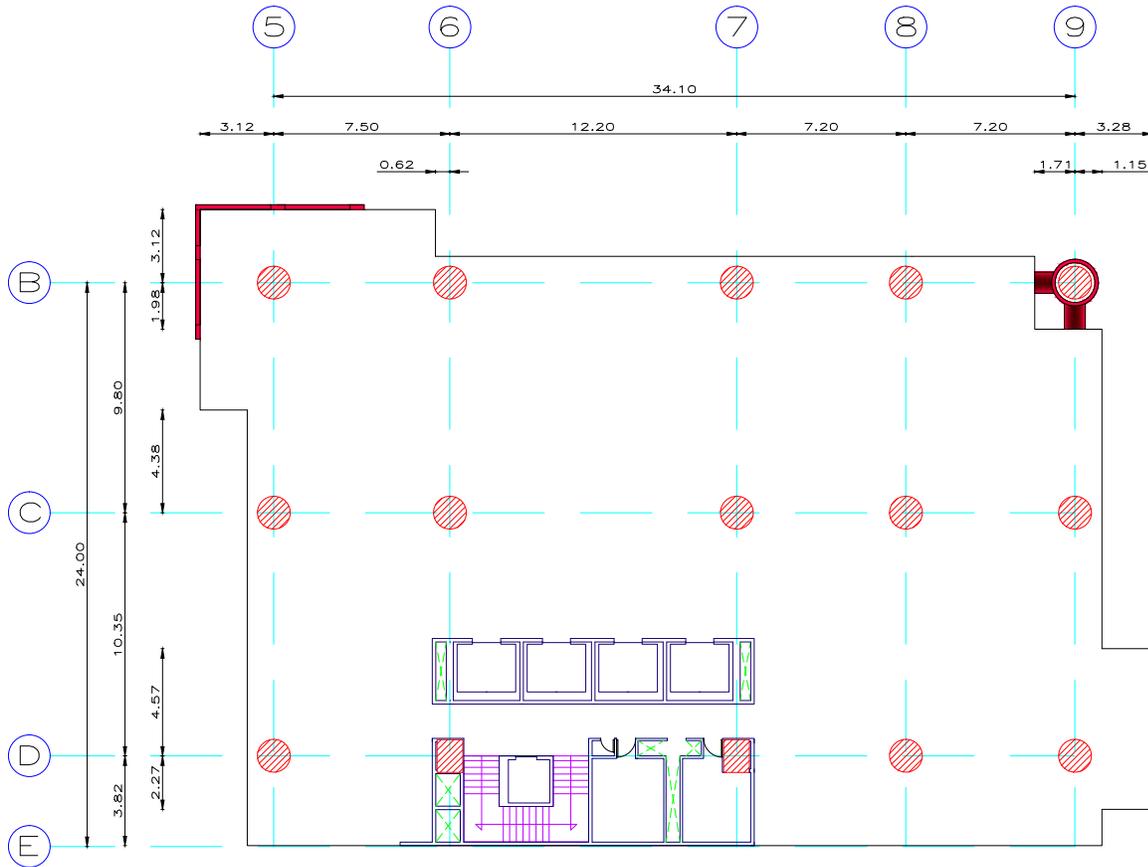


FIG. 2.11 PLANTA NIVEL 3 Y 4, N.T.C. +18.37 Y +21.77

NOTAS:
LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL NIVEL TOPE DE CONCRETO.
ACOTACIONES Y NIVELES EN METROS.

tesis profesional: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto:	aprobó:	archivo:	escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	JGCh	FACHADAS	S/E
dibujo:	fecha:	figura:	
FIG 2.11 PLANTA NIVEL 3 Y 4	04 MARZO 2014	2.11	

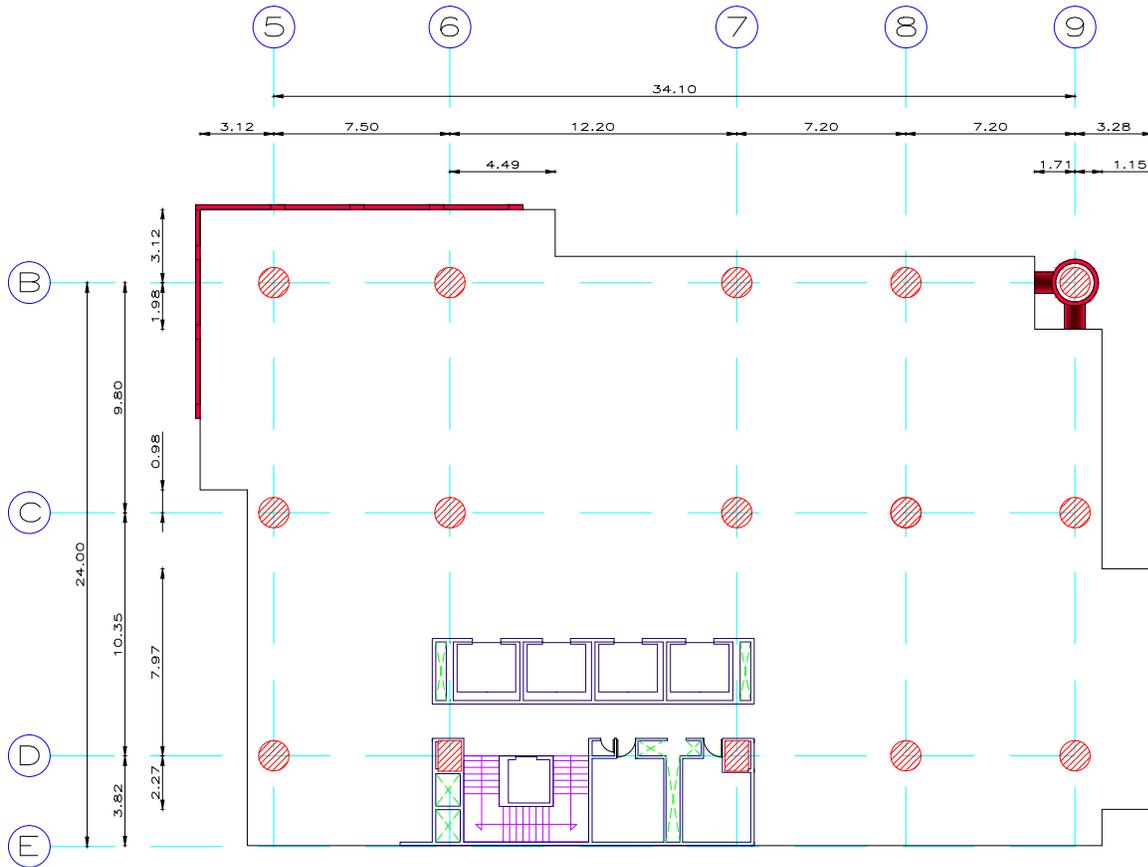


FIG. 2.12 PLANTA NIVEL 5 Y 6 N.T.C. +25.17 Y +28.57

NOTAS:
LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL NIVEL TOPE DE CONCRETO.
ACOTACIONES Y NIVELES EN METROS.

tesis profesional: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto:	aprobó:	archivo:	escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	JGCh	FACHADAS	S/E
dibujo:	fecha:	figura:	
PLANTA NIVEL 5 Y 6	04 MARZO 2014	2.12	

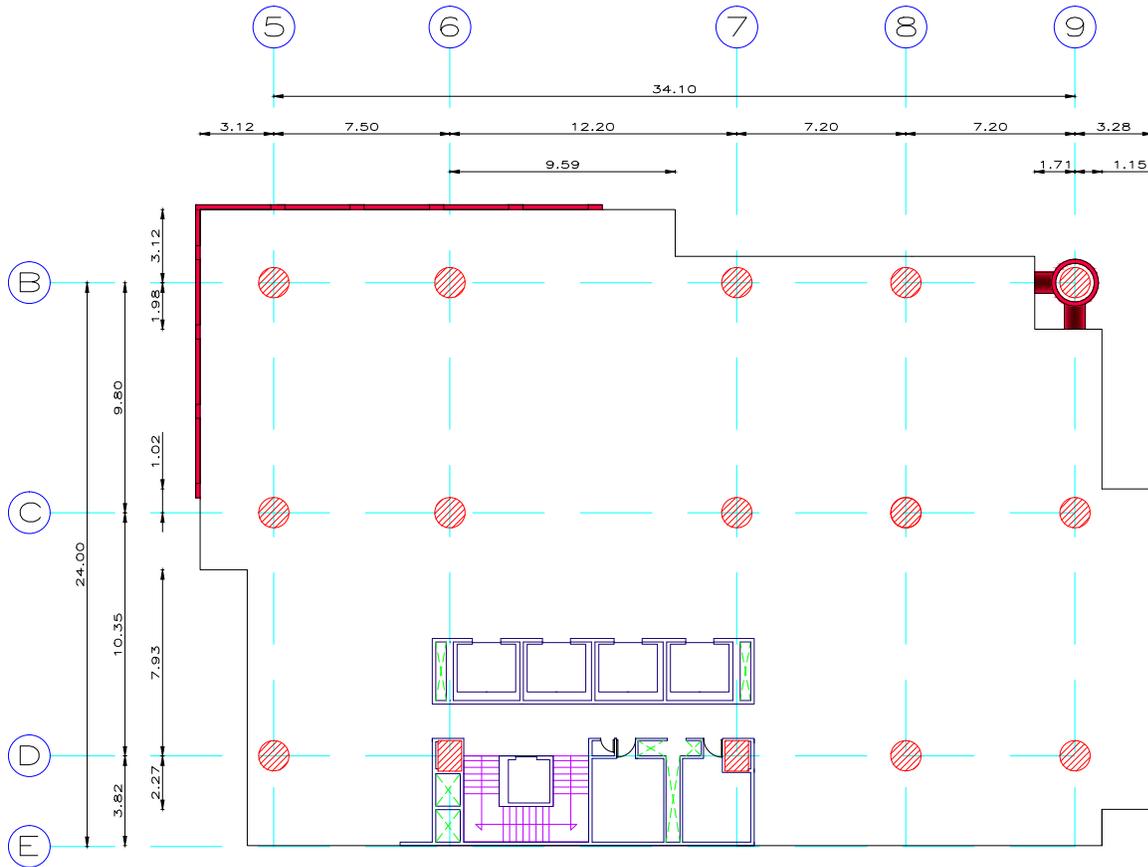


FIGURA 2.13 PLANTA NIVEL 7 Y 8 N.T.C. +31.97 Y +35.37

NOTAS:
LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL NIVEL TOPE DE CONCRETO.
ACOTACIONES Y NIVELES EN METROS.

	tesis profesional:		
	EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.		
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto:	aprobó:	archivo:	escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	JGCh	FACHADAS	S/E
dibujo:	fecha:	figura:	
PLANTA NIVEL 7 Y 8	04 MARZO 2014	2.13	

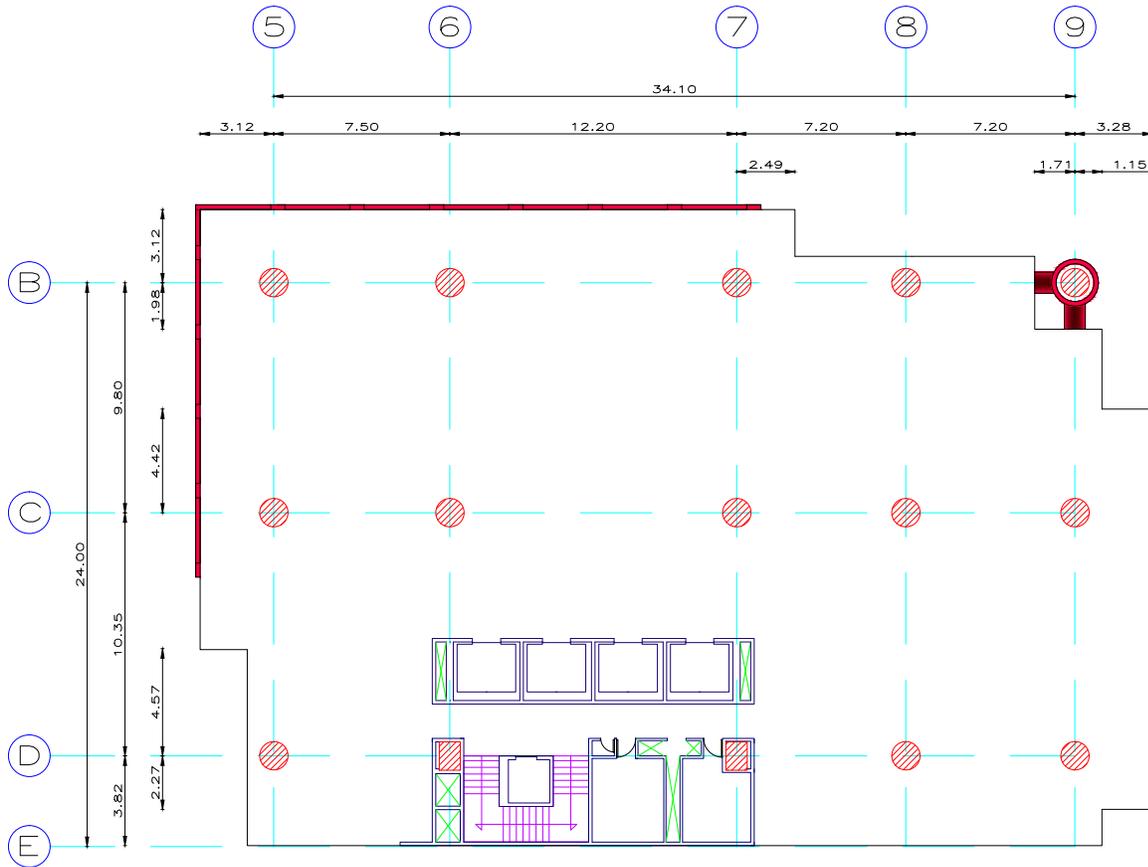


FIG. 2.14 PLANTA NIVEL 9 Y 19 N.T.C. +38.77 Y +42.17

NOTAS:
LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL NIVEL TOPE DE CONCRETO.
ACOTACIONES Y NIVELES EN METROS.

	tesis profesional:			
	EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ				
director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ				
concepto:	aprobó:	archivo:	escala:	
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	JGCh	FACHADAS	S/E	
dibujo:	fecha:		figura:	
PLANTA NIVEL 9 Y 10	04 MARZO 2014		2.14	

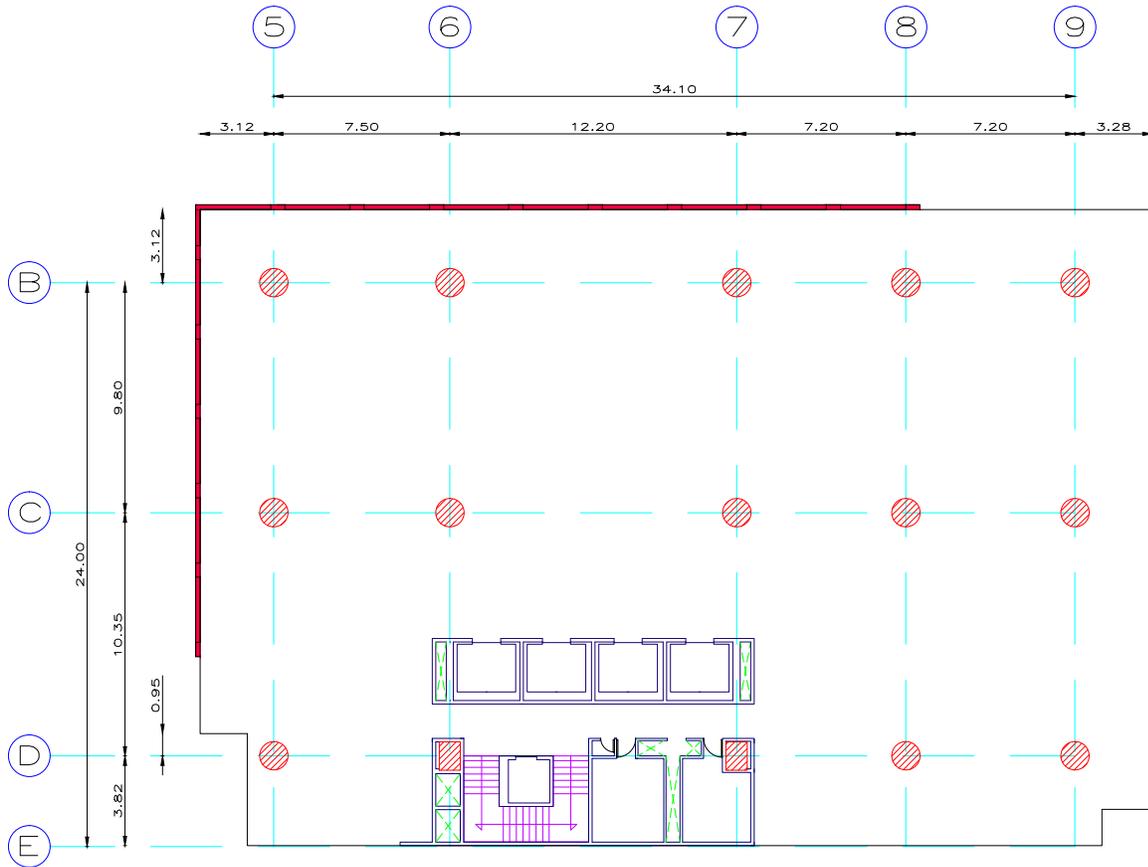


FIG. 2.15 PLANTA NIVEL 11 Y 12 N.T.C. +45.57 Y +48.97

NOTAS:
LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL NIVEL TOPE DE CONCRETO.
ACOTACIONES Y NIVELES EN METROS.

	título profesional:		
	EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.		
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto:	aprobó:	archivo:	escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	JGCh	FACHADAS	S/E
dibujo:	fecha:	figura:	
PLANTA NIVEL 11 Y 12	04 MARZO 2014	2.15	

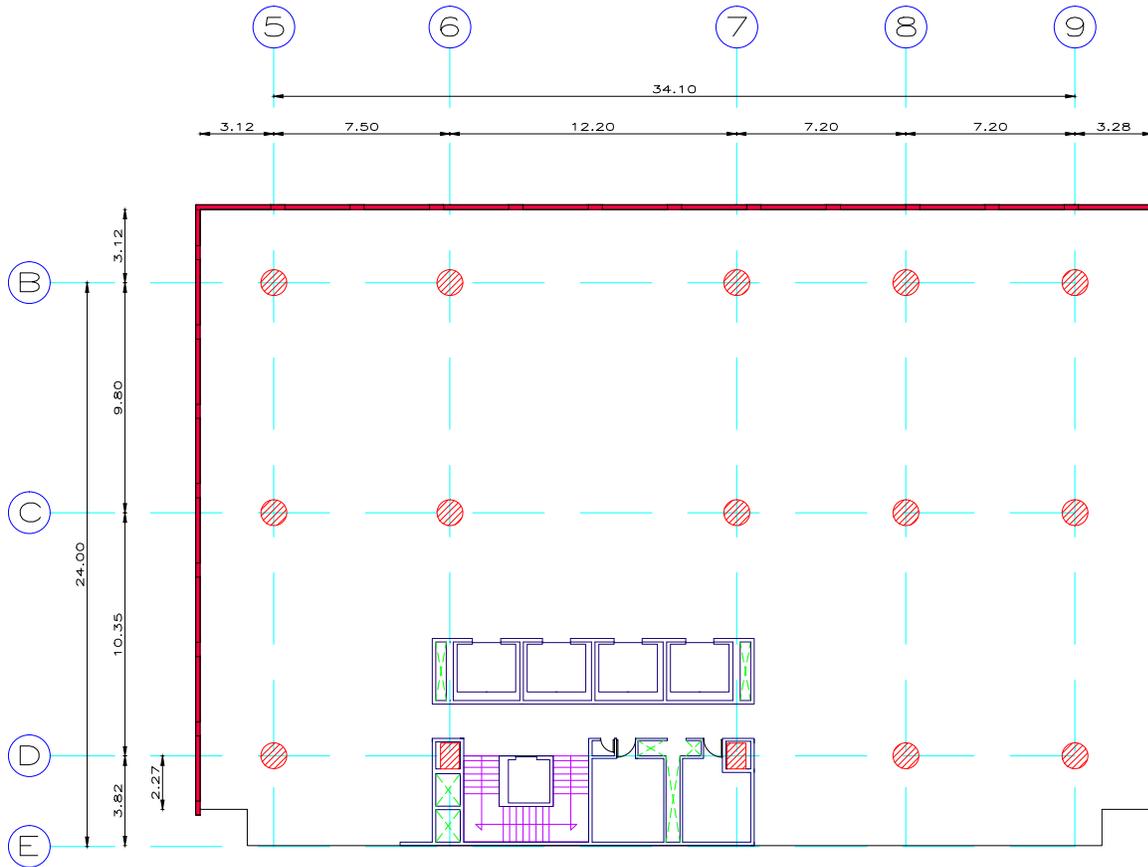


FIG. 2.16 PLANTA NIVEL 13 Y 14 N.T.C. +52.37 Y +55.77

NOTAS:
LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL NIVEL TOPE DE CONCRETO.
ACOTACIONES Y NIVELES EN METROS.

	título profesional:		
	EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.		
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto:	aprobó:	archivo:	escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	JGCh	FACHADAS	S/E
dibujo:	fecha:	figura:	
PLANTA NIVEL 13 Y 14	04 MARZO 2014	2.16	

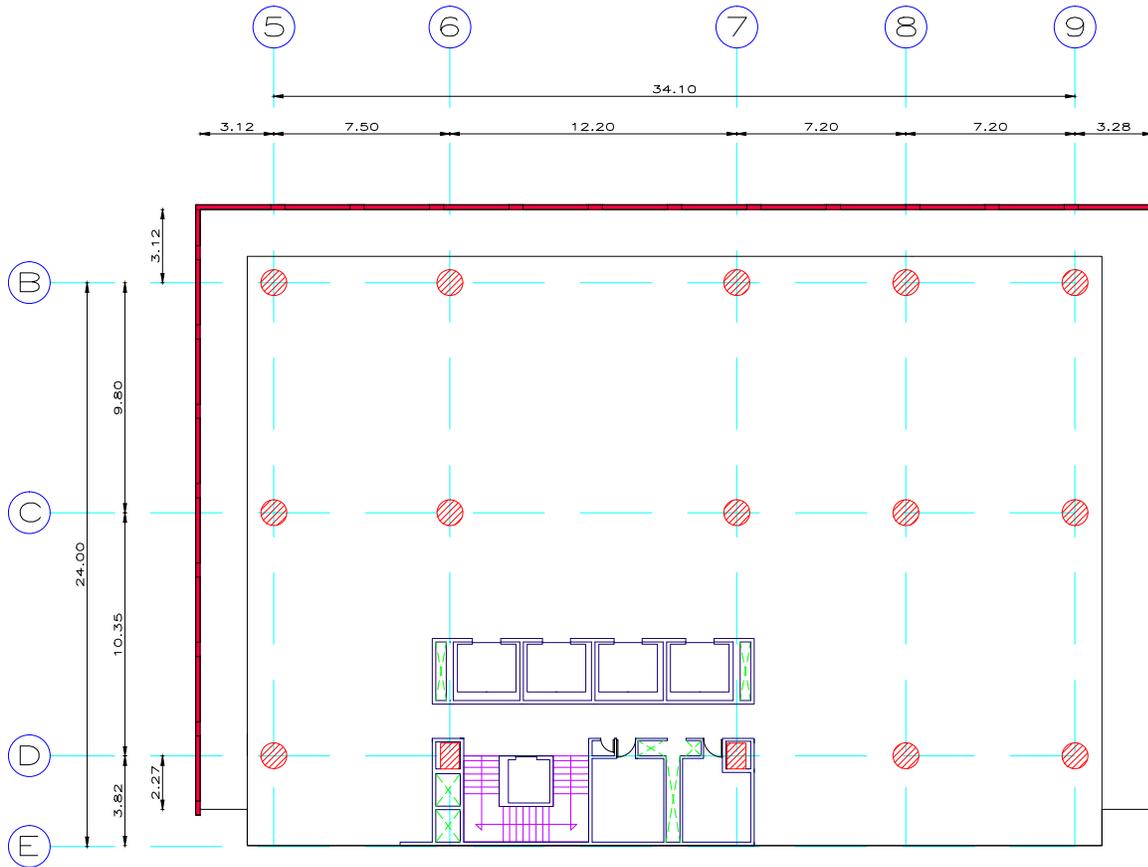


FIG. 2.17 PLANTA PENT-HOUSE N.T.C. +59.17

NOTAS:
LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL NIVEL TOPE DE CONCRETO.
ACOTACIONES Y NIVELES EN METROS.

	título profesional:		
	EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.		
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto:	aprobó:	archivo:	escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	JGCh	FACHADAS	S/E
dibujo:	fecha:	figura:	
PLANTA PENTHOUSE	04 MARZO 2014	2.17	

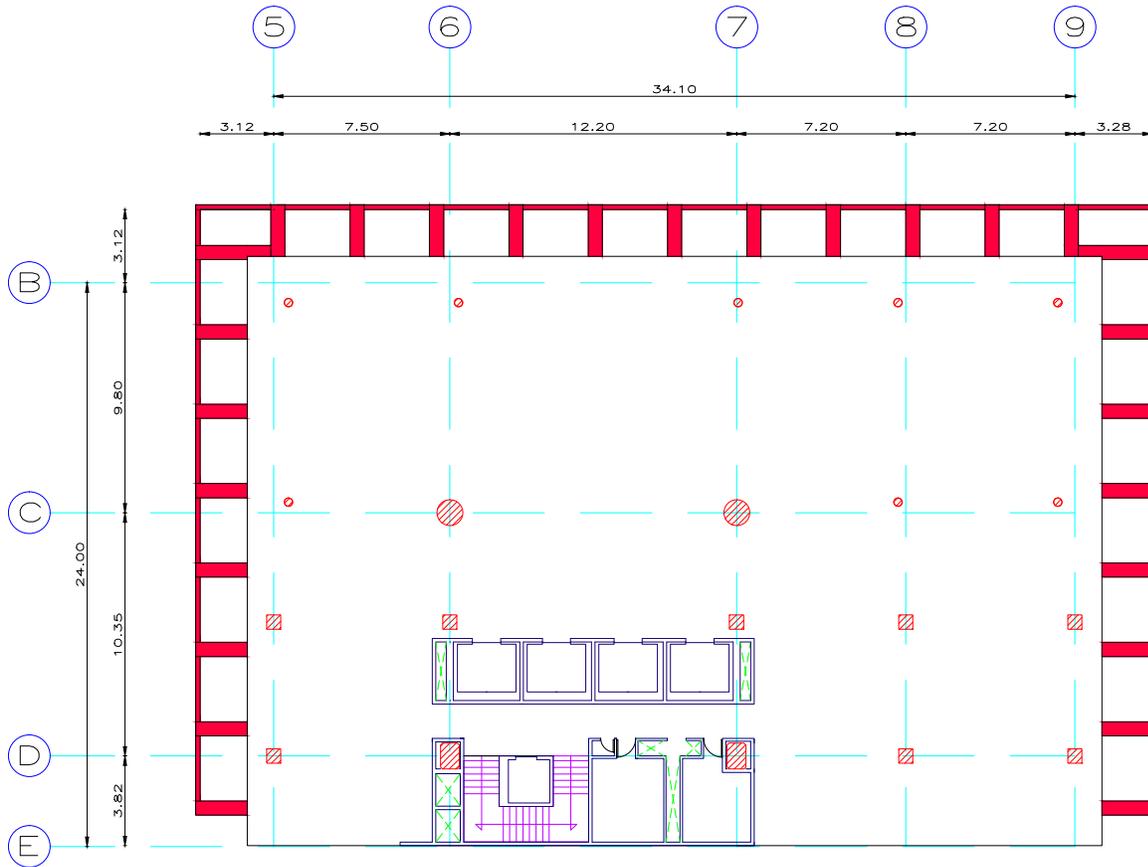


FIG. 2.18 PLANTA SALÓN N.T.C. +64.27

NOTAS:
LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL NIVEL TOPE DE CONCRETO.
ACOTACIONES Y NIVELES EN METROS.

		tesis profesional: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.	
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	aprobó: JGCh	archívo: FACHADAS	escala: S/E
dibujo: PLANTA SALÓN	fecha: 04 MARZO 2014	figura: 2.18	

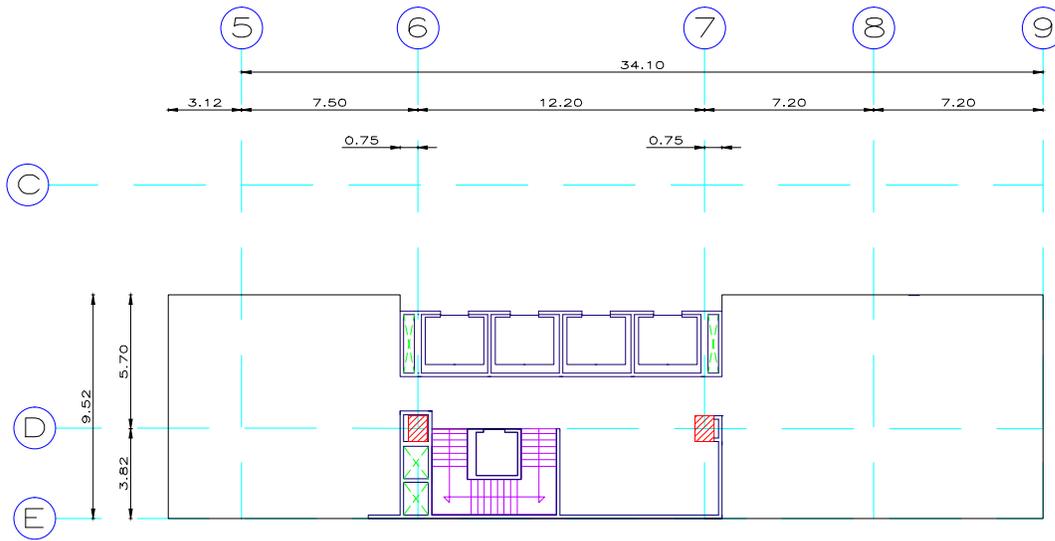


FIG. 2.19.1 PLANTA BODEGA N.T.C. +67.72

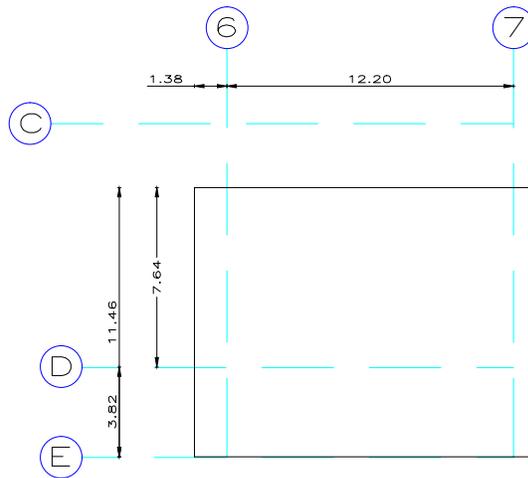


FIG. 2.19.2 PLANTA HELIPUERTO N.T.C +75.77

NOTAS:
LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL NIVEL TOPE DE CONCRETO.
ACOTACIONES Y NIVELES EN METROS.

 teste profesional: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
Presente: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
Director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
Concepto:	aprobó:	archivo:	escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	JGCh	FACHADAS	3/4
dibujo:	PLANTA BODEGA Y HELIPUERTO	fecha:	04 MARZO 2014
		figura:	2.19

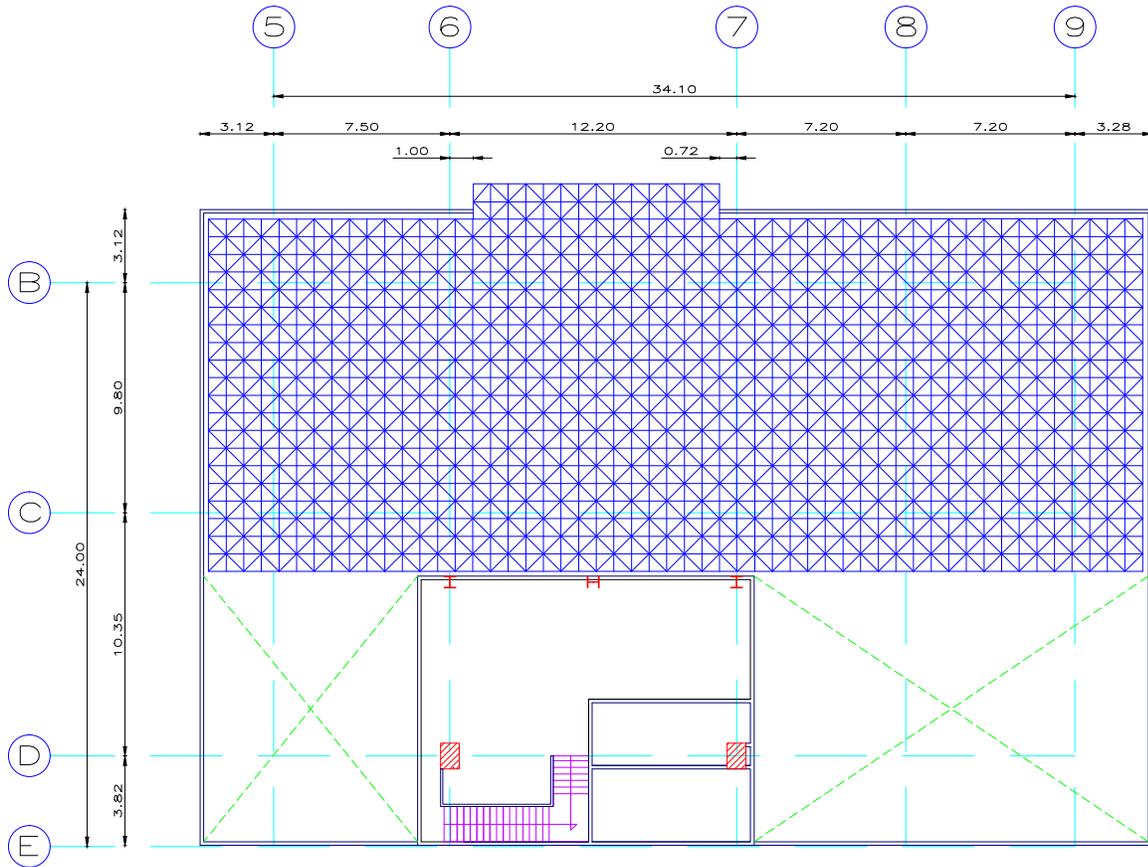


FIG. 2.20 PLANTA CASA DE MÁQUINAS N.T.C. +71.77

NOTAS:
LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL NIVEL TOPE DE CONCRETO.
ACOTACIONES Y NIVELES EN METROS.

	título profesional:		
	EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.		
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto:	aprobó:	archivo:	escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	JGCh	FACHADAS	3/4
dibujo:	fecha:	figura:	
PLANTA CASA DE MÁQUINAS	04 MARZO 2014	2.20	



III. ESTUDIOS ANALÍTICOS.

En los problemas de ingeniería no siempre es posible obtener resultados matemáticos exactos. Cuando los problemas involucran propiedades de materiales, distribuciones de carga y condiciones de entorno complejas, es necesario introducir simplificaciones o idealizaciones para reducir el problema a una solución matemática, aceptable desde el punto de vista de la seguridad y la economía. El vínculo entre el sistema físico y la posible solución matemática se obtiene con el modelo matemático. Un modelo matemático es la representación idealizada y simplificada de un problema físico.

Para el análisis de este edificio se tuvieron que determinar las acciones que actúan sobre la estructura, así como los efectos que ocasionan estas acciones sobre la misma. Los resultados obtenidos se comparan con los límites establecidos por los reglamentos y se determina si ésta mantiene un funcionamiento correcto.

En el caso particular de este edificio, a pesar de que se contaba con los planos del proyecto original, elaborados por la empresa que calculó y diseñó dicha estructura, éstos carecían de ciertos datos importantes para el desarrollo del modelo. Fue necesaria la visita al sitio para obtener la información que no contenían en los planos originales. Cabe señalar que para el análisis de esta estructura no se contó con la memoria de cálculo original.

III.1 COMPORTAMIENTO DE LA TRABE TACÓN.

El trabajo original del Dr. Joseph Philip Colaco utilizó el esquema de una viga Vierendeel, la cual está formada por una serie de cordones horizontales y barras verticales rígidas, para obtener los esfuerzos resultantes, los cuales utilizaba para dimensionar algunos elementos.

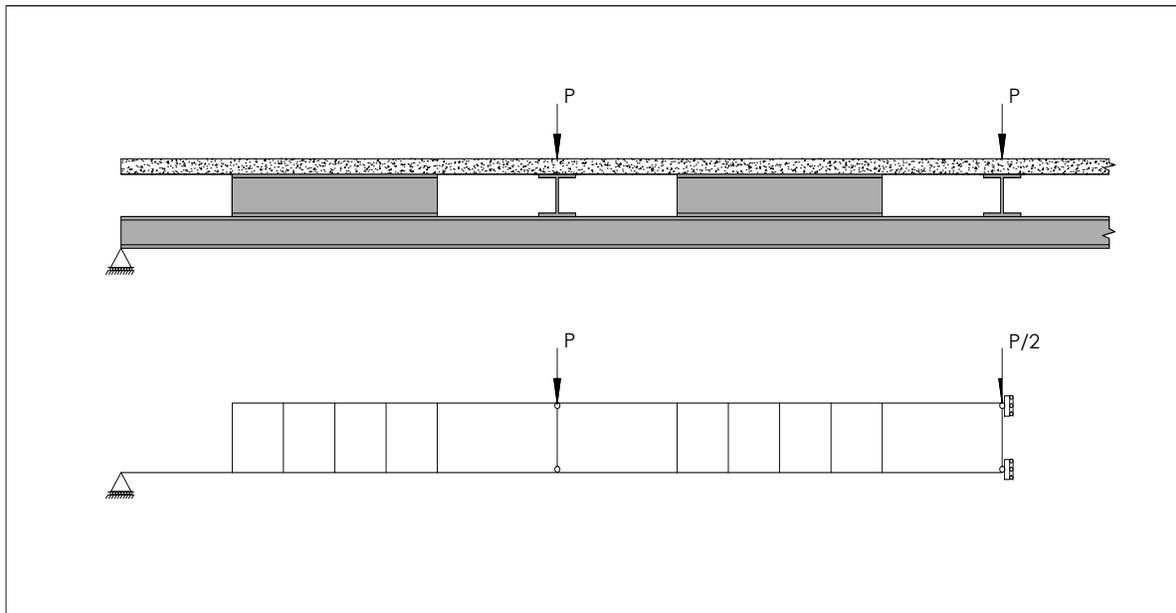


Figura 3.1. Modelación de una trabe tación como viga Vierendeel.

El método que utilizó el ingeniero Enrique Martínez Romero, con la ayuda de software para el análisis de estructuras, se basaba en la obtención de una sección equivalente. Esto lo hacía mediante el análisis de una viga de sección variable, como es la trabe tación, empotrada de un lado y articulada del otro y a la cual colocaba un momento arbitrario en el extremo articulado. Se obtenía el giro producido por el momento aplicado. Posteriormente utilizaba la rigidez angular de esta viga y la igualaba a la de una viga de misma longitud con un momento de inercia equivalente constante. Una vez obtenido el momento de inercia equivalente utilizó este valor para elaborar el modelo de la estructura a diseñar.

$$\frac{M}{\theta} = \frac{4 \cdot E \cdot I_{eq}}{L}$$

M.- Momento arbitrario colocado en el extremo de la trabe tación.

θ .- Giro producido por el momento colocado en el extremo de la trabe tación.

E.- Modulo de Elasticidad.

I_{eq} .- Momento de inercia equivalente de la viga de sección constante.

L.- Longitud del elemento

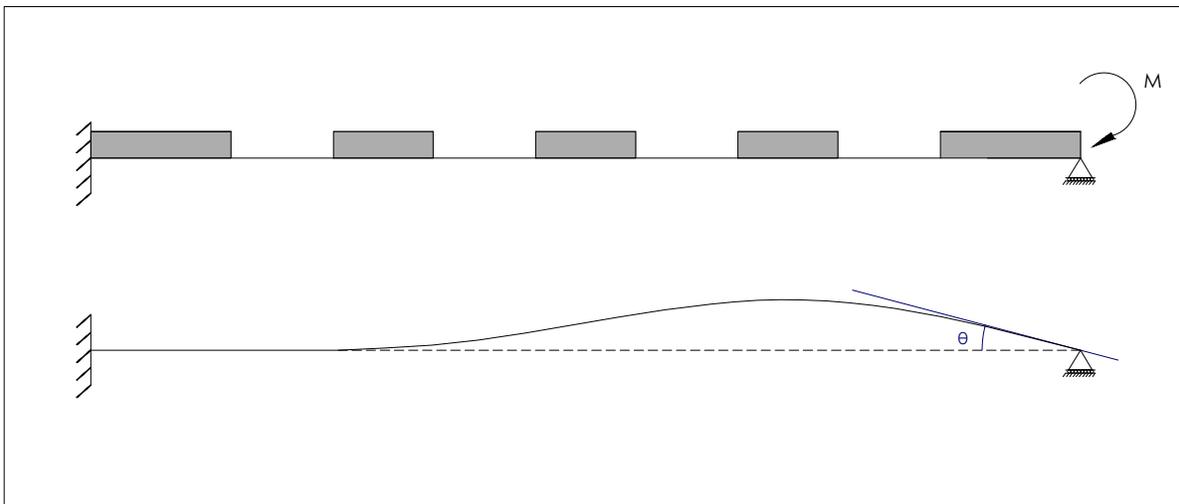


Figura 3.2. Modelación de una trabe tación como una viga con sección equivalente.

Cabe recalcar que en los métodos anteriores se toma en cuenta la contribución de la losa en la resistencia de la viga. Cuando esta es sometida a flexión, la sección de la losa que contribuye a la resistencia toma los esfuerzos de compresión. Sin embargo hay que ser cauteloso al considerar esta condición debido a que el giro podría cambiar de dirección, llevando a cabo una inversión de esfuerzos, y por tratarse de concreto, la sección de la losa se fraccionaría debido a que no podría tomar los esfuerzos de tensión producidos por el momento.

Para comprender mejor el comportamiento del sistema trabe tación instalado en el edificio y debido a la poca información con la que se cuenta acerca de la modelación del sistema, fue necesaria su modelación por separado, para después integrarlo al modelo tridimensional del inmueble.

En el modelo de la trabe tación se tomó como apoyo la distribución típica de la trabe que va del eje B al eje C. Al modelo se le aplicaron cargas arbitrarias de 15 tonf en las partes donde estarían apoyadas las traves secundarias y se colocaron los apoyos articulados en los extremos a manera de una viga simplemente apoyada.

El software utilizado fue SAP2000 Ultimate versión 16, este cuenta con la función para desfasar el centroide de los elementos. Por lo que se decidió realizar dos análisis:

- el primero colocando el centroide del elemento a la misma altura
- el segundo desfasando el centroide del elemento de acuerdo a la ubicación de los perfiles.

Se optó por usar la condición más desfavorable y no tomar en cuenta la contribución de la losa en la resistencia de la trabe tación.

III.1.1 MODELO A.

Los resultados obtenidos para el modelo A fueron los siguientes.

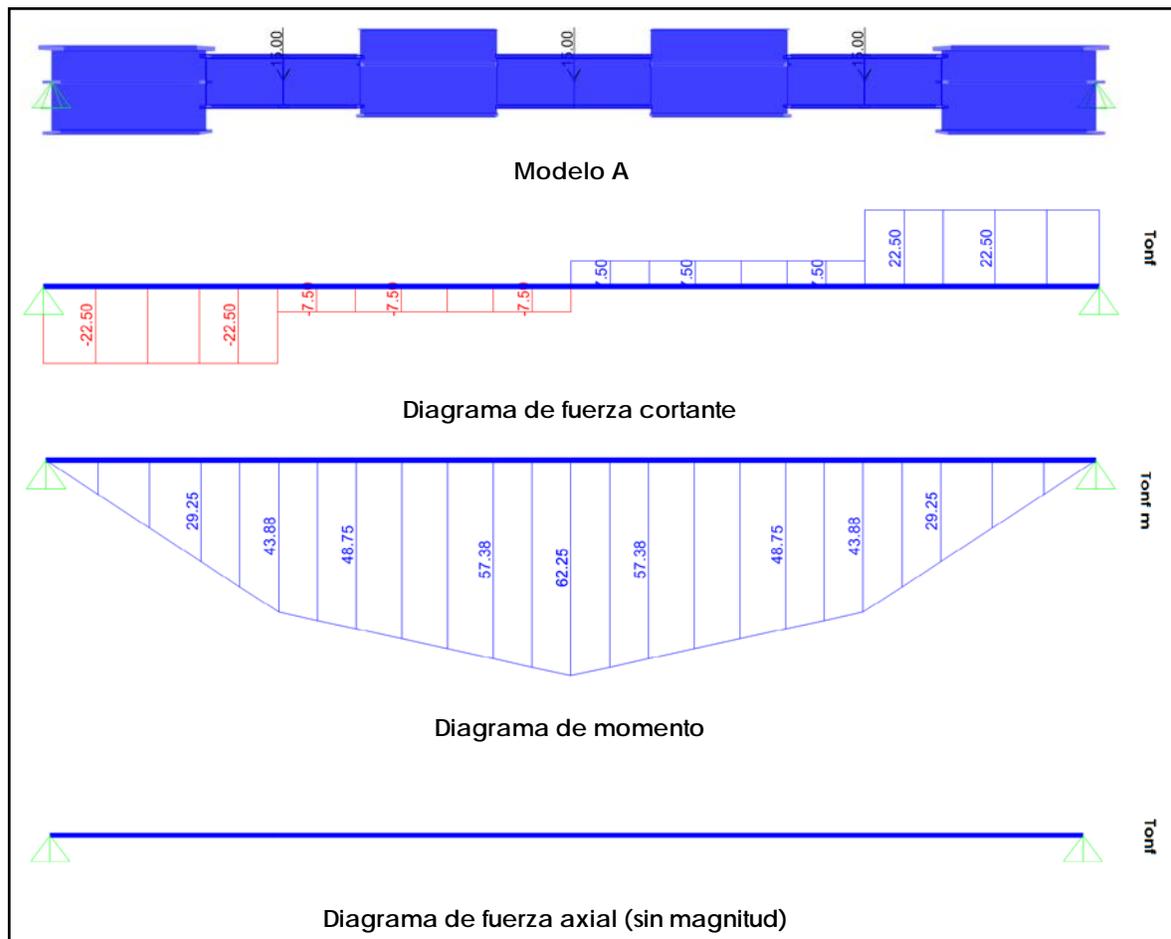


Figura 3.3. Resultados obtenidos para el modelo A.

De acuerdo con los resultados obtenidos se puede suponer que el programa resolvió este modelo de la misma forma que se resolvería una viga isostática simplemente apoyada, ya que los resultados arrojados por el programa son los mismos que los que se obtendrían si se calculara manualmente dicha viga. Con el fin de demostrar este punto, a continuación se presenta el cálculo manual de una viga simplemente apoyada con las mismas condiciones de carga que la trabe tacón.

$$\Sigma M_1 = 0$$

$$-15 \cdot (1.95) - 15 \cdot (4.4) - 15 \cdot (6.85) + F_{2y} \cdot (8.8) = 0$$

$$F_{2y} = \frac{198}{8.8}$$

$$F_{2y} = 22.50 \text{tonf}$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$F_{1y} - 15 \cdot (3) + F_{2y} = 0$$

$$F_{1y} = 22.50 \text{tonf}$$

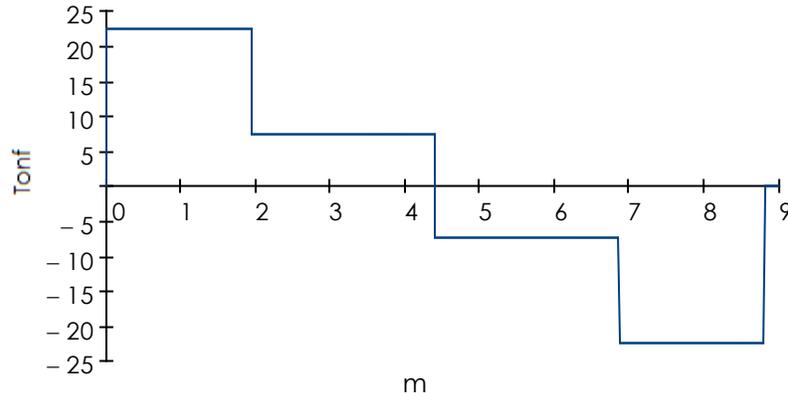


Diagrama de Fuerza Cortante

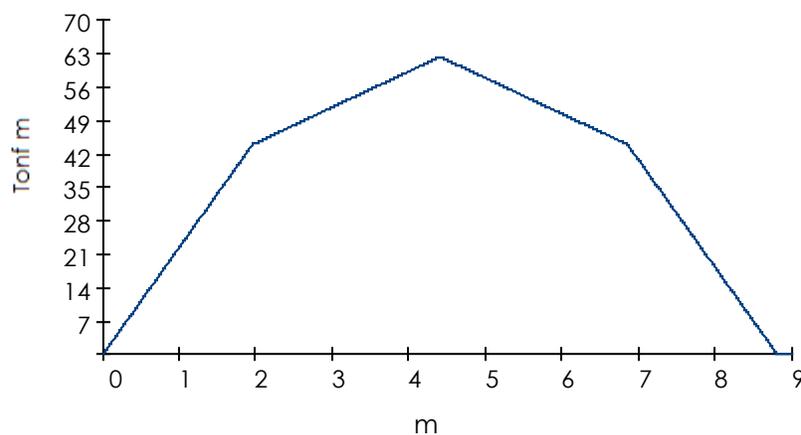


Diagrama de Momento

Analizando los resultados del programa se puede corroborar que son los mismos obtenidos de forma manual.

III.1.2 MODELO B.

En seguida se muestran los resultados arrojados por el programa para el modelo B.

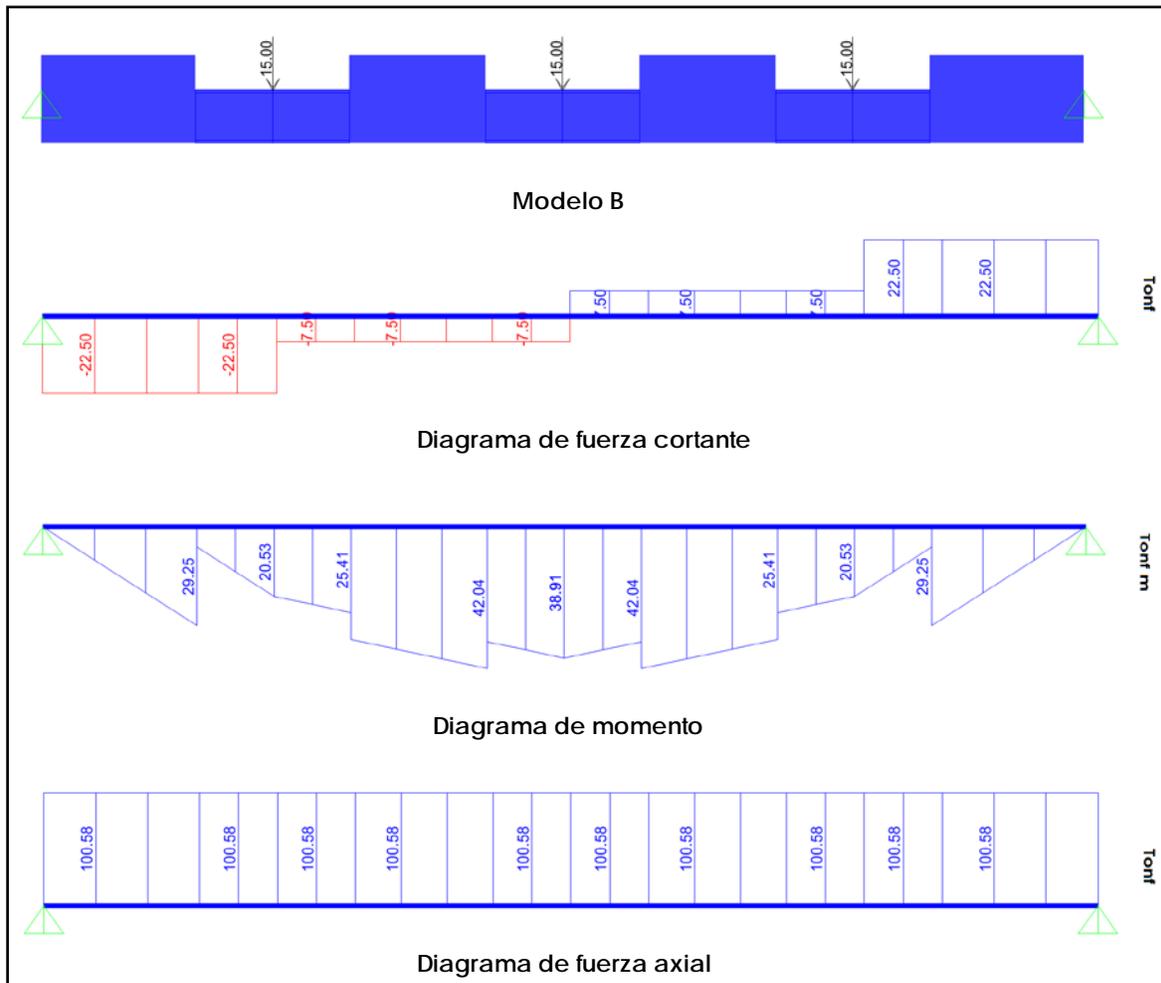


Figura 3.4. Resultados obtenidos para el modelo B.

Comparando los diagramas de elementos mecánicos de ambos casos se concluye que el método de análisis utilizado por el programa para el modelo B no es el mismo que para el modelo A. A pesar que el diagrama de fuerza cortante es el mismo en ambos casos, la diferencia entre los diagramas de momento y de fuerza axial es notable.

Tabla 3.1. Tabla comparativa de elementos mecánicos máximos.

Caso	V_{max} [tonf]	M_{max} [tonf m]	N_{max} [tonf]
1) Centroeide a la misma altura	22.50	62.25	0.00
2) Desfasando el centroeide	22.50	42.04	100.58

Donde:

V_{max} - Fuerza cortante máxima.

M_{max} - Momento máximo.

N_{max} - Fuerza axial máxima.

La razón de este comportamiento es que al introducir un desfase en el centroide a lo largo del elemento, se generan restricciones internas que tienen el efecto de un desplazamiento vertical. Un resultado cinemático de esta técnica de modelado es la generación de fuerzas longitudinales que actúan sobre un brazo alrededor del eje neutro. Debido a que este método de análisis fue el que más se asemeja a la realidad, se optó por utilizar esta función en la modelación del edificio. A continuación se muestra una comparación gráfica del método de modelación que utiliza el programa para este tipo de condición y el método que utiliza para modelar una viga simplemente apoyada con el centroide a la misma altura.

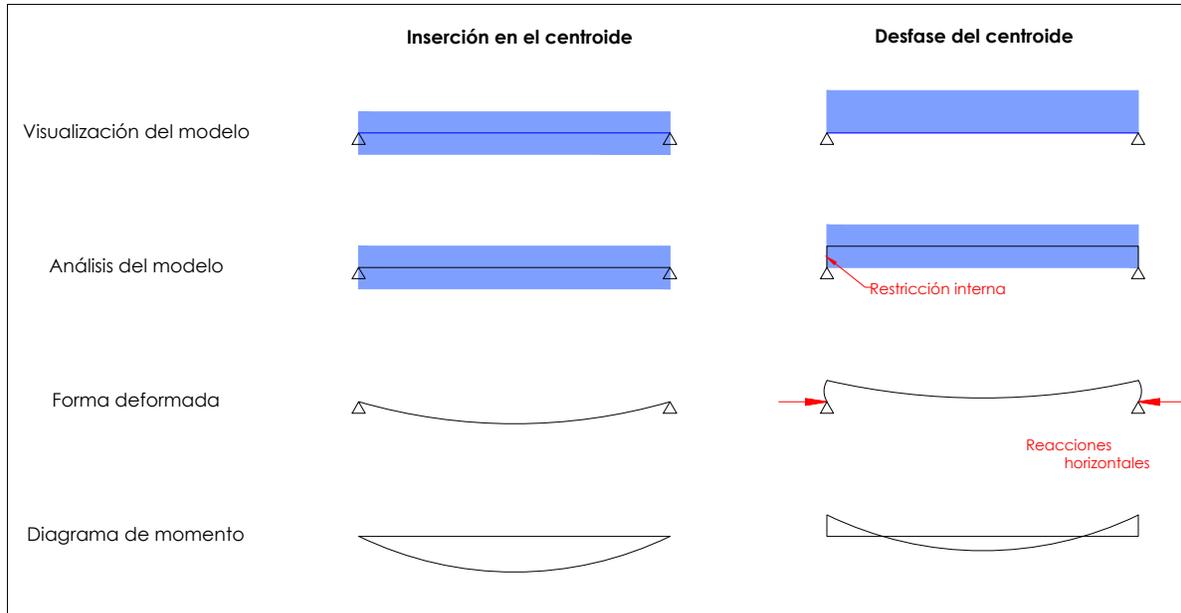


Figura 3.5. Descripción gráfica de la técnica de modelado empleada.

III.2 MODELACIÓN ANALÍTICA.

Para la modelación de la estructura se utilizó el programa de análisis estructural SAP2000 Ultimate versión 16. Además se consideró la hipótesis de un comportamiento elástico-lineal de la estructura. Este comportamiento se estudió en dos pasos, el primero consistió en la construcción de un modelo tridimensional, al cual se le realizó un análisis modal para calcular el periodo fundamental de la estructura. Por último para evaluar los efectos sísmicos se aplicó el método de análisis sísmico dinámico espectral.

En la modelación de la estructura se tomaron en cuenta todos los elementos principales como son trabes, losas, columnas y muros. El modelo es referido a un sistema tridimensional global de coordenadas ortogonales, dos ejes X y Y, en las direcciones longitudinal y transversal, respectivamente; y el eje Z en la dirección vertical.

La estructura del edificio se modeló analítica y matemáticamente, mediante un conjunto de 5737 nudos, 8355 elementos barra y 623 elementos placa que discretizan a los muros de concreto y losas, integrados en el modelo de análisis tridimensional mediante la aplicación del Método de Elemento Finito.

El sistema de piso se idealiza como un diafragma rígido, es decir, como un elemento único condicionado y limitado a permitir sólo desplazamientos horizontales y verticales, así como el giro alrededor del eje vertical, sin permitir deformaciones significativas en su plano.

III.3 PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LOS ELEMENTOS.

Las propiedades geométricas de los elementos que componen el sistema de la estructura fueron tomadas de acuerdo a los planos estructurales.

Para la definición de las columnas compuestas se utilizó la herramienta integrada en el programa SAP2000 v16 Ultimate llamada Section Designer, a pesar de que el programa cuenta con un módulo para la creación de perfiles compuestos, esto debido a la particularidad de las columnas de contar con dos perfiles IR en su núcleo.

Las dimensiones de los elementos, así como la cantidad de acero de refuerzo indicado en los planos estructurales del proyecto, han sido consignadas en los dibujos estructurales presentados en el capítulo II.

III.4 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES.

Al no disponer de información real, resultado de estudios de materiales, se emplearon las propiedades mecánicas de los materiales de acuerdo a las resistencias indicadas en los planos.

a) Concreto en columnas y losas:

$$f'_c = 250 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_c = 11,000 \text{ vf}'_c = 173,925 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\gamma_c = 2.4 \text{ tonf/m}^3$$

- b) Acero en traves y columnas principales (calidad A36):
 $f_y = 2,530 \text{ kgf/cm}^2$
 $E = 2,040,000 \text{ kgf/cm}^2$
 $\gamma = 7.85 \text{ tonf/m}^3$
- c) Acero en traves tación y traves secundarias (calidad A572-G50):
 $f_y = 3,515 \text{ kgf/cm}^2$
 $E = 2,040,000 \text{ kgf/cm}^2$
 $\gamma = 7.85 \text{ tonf/m}^3$
- d) Acero de refuerzo:
 $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$

III.5 ANÁLISIS DE CARGAS.

III.5.1 CARGAS MUERTAS.

A continuación se presentan el análisis para la determinación de las acciones permanentes que actuarán de forma continua sobre la estructura y que fueron introducidos al modelo. El peso propio de los elementos así como el de las losas que conforman a la estructura es calculado automáticamente por el programa y por tal motivo no está incluido en este análisis.

- a) Planta baja.

Piso	20 kgf/m ²
Mortero	60 kgf/m ²
Instalaciones	40 kgf/m ²
Muros divisorios	70 kgf/m ²
Plafond	20 kgf/m ²
RCDF04	40 kgf/m ²
CM=	250 kgf/m²

- b) Oficinas.

Piso	20 kgf/m ²
Mortero	60 kgf/m ²
Instalaciones	20 kgf/m ²
Muros divisorios	70 kgf/m ²
Plafond	20 kgf/m ²
RCDF04	40 kgf/m ²
CM=	230 kgf/m²

- c) Azotea.

Impermeabilizante	5 kgf/m ²
Enladrillado	30 kgf/m ²
Entortado	40 kgf/m ²
Relleno	200 kgf/m ²
Instalaciones	20 kgf/m ²
Plafond	20 kgf/m ²
RCDF04	40 kgf/m ²
CM=	355 kgf/m²

De igual forma en el casa de máquinas se tomaron en cuenta las cargas adicionales correspondientes al tanque de agua y a las máquinas que operan los elevadores. Para el tanque se consideró una carga de 20 tonf distribuida uniformemente en el área donde se ubica. Para los elevadores se colocó de manera uniforme, sobre la losa tapa de cada elevador, una carga de 7 tonf.

III.5.2 CARGAS VIVAS

Se consideran como cargas vivas, las fuerzas que se producen por el uso y ocupación del edificio y no estén de carácter permanente. Las cargas utilizadas para el modelo fueron las que se especifican en el RCDF04. Este reglamento establece que se deberá emplear la carga viva máxima ($CV_{m\acute{a}x}$) para el diseño estructural por fuerzas gravitacionales, la carga viva instantánea (CV_a) para el diseño sísmico y por viento y la carga viva media (CV) para el cálculo de asentamientos y flechas diferidas. Las cargas que se utilizaron para el modelo fueron las siguientes:

a) Planta baja y oficinas.

$$\begin{aligned} CV_{m\acute{a}x} &= 250 \text{ kgf/m}^2 \\ CV_a &= 180 \text{ kgf/m}^2 \\ CV &= 100 \text{ kgf/m}^2 \end{aligned}$$

b) Azotea

$$\begin{aligned} CV_{m\acute{a}x} &= 100 \text{ kgf/m}^2 \\ CV_a &= 70 \text{ kgf/m}^2 \\ CV &= 15 \text{ kgf/m}^2 \end{aligned}$$

c) Estacionamiento

$$\begin{aligned} CV_{m\acute{a}x} &= 250 \text{ kgf/m}^2 \\ CV_a &= 100 \text{ kgf/m}^2 \\ CV &= 40 \text{ kgf/m}^2 \end{aligned}$$

III.5.3 ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL.

El movimiento sísmico del suelo consta de vibraciones horizontales y verticales, las cuales son transmitidas a los edificios que se apoyan sobre éste. Cuando esto ocurre la base del edificio tiende a seguir el movimiento del suelo, mientras que, por inercia, la masa del edificio se opone a ser desplazada y seguir el movimiento de su base. Esto genera fuerzas de inercia que, a su vez, producen esfuerzos y deformaciones que pueden poner en peligro la estabilidad de la construcción. Se trata de un problema dinámico que para ser analizado requiere de grandes simplificaciones debido a la irregularidad del movimiento del suelo y por la complejidad de los sistemas constituidos por las edificaciones.

La flexibilidad de la estructura ante el efecto de las fuerzas de inercia hace que esta vibre de forma distinta a la del suelo. Estas fuerzas no son sólo función de la intensidad del movimiento del suelo, por una parte, son proporcionales a la masa de la estructura, y por otra, son función de las propiedades dinámicas que definen sus formas de vibrar.

El llamado análisis modal aprovecha estos modos de vibrar de la estructura para determinar sus desplazamientos. El concepto fundamental es que en un instante dado, los desplazamientos de las masas de un sistema de varios grados de libertad pueden expresarse como la suma de los desplazamientos debidos a la participación de cada uno de los modos de vibrar de la estructura.

El análisis modal espectral implica el uso de los modos de vibrar y espectros de diseño. El objetivo de este análisis es conocer la respuesta máxima, de la estructura, que generará un sismo venidero. Sin embargo, como es evidente, no es posible predecir los acelerogramas de sismos futuros. Por esta razón los reglamentos prescriben la intensidad sísmica de diseño mediante espectros de temblores reales a los cuales se les ensanchan los picos y se les eliminan los valles, llamados espectros suavizados. A partir de los desplazamientos obtenidos se pueden determinar las fuerzas actuantes en los diferentes componentes de la estructura.

Para poder aplicar el análisis dinámico modal, se debe considerar que la estructura se comporte elásticamente. Otra consideración necesaria para el este tipo de análisis es la de desprestigiar el efecto dinámico torsional de las excentricidades estáticas, esto debido a que, en los modelos tridimensionales se consideran como grados de libertad dos desplazamientos y un giro alrededor del eje vertical para cada nivel, esto triplica el tamaño de las matrices de masas y rigideces las cuales contienen términos adicionales, como los momentos de inercia, relacionados con movimientos de torsión.

III.5.3.1 MODOS DE VIBRAR, PERIODOS Y FRECUENCIAS

En función de la distribución de la rigidez y la masa, el programa, mediante un análisis de valores y vectores característicos, determina las propiedades dinámicas de la estructura, formas modales periodos y frecuencias naturales, en seguida se presentan los valores obtenidos.

Tabla 3.2. Modos, periodos y frecuencias de la estructura

Modo de Vibrar	Periodo [s]	Frecuencia [hz]
1	2.156	0.464
2	1.895	0.528
3	1.773	0.564
4	0.720	1.389
5	0.645	1.550
6	0.579	1.728
7	0.499	2.003
8	0.499	2.005
9	0.491	2.038
10	0.448	2.233
11	0.414	2.416
12	0.399	2.509

III.5.3.2 ESPECTRO DE DISEÑO

Como se mencionó en el capítulo anterior, la edificación se desplanta en un suelo correspondiente a la zona tipo IIIb, con los siguientes parámetros sísmicos.

Tabla 33. Valores de los parámetros para calcular el espectro de aceleraciones de la zona IIIb.

Zona	c	a ₀	T _a [s]	T _b [s]	r
IIIb	0.45	0.11	0.85	3	2

Para el calcular las ordenadas del espectro de aceleraciones para diseño sísmico se utilizaron las siguientes expresiones:

$$a = a_0 + (c - a_0) \cdot \frac{T}{T_a} ; \quad \text{si} \quad T < T_a$$

$$a = c ; \quad \text{si} \quad T_a \leq T \leq T_b$$

$$a = q \cdot c ; \quad \text{si} \quad T \geq T_b$$

$$q = \left(\frac{T_b}{T} \right)^r$$

Donde:

a.- Ordenada del espectro de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad;

c.- Coeficiente sísmico;

T.- Periodo natural de vibración de la estructura;

T_a, T_b.- Periodos característicos de los espectros de diseño.

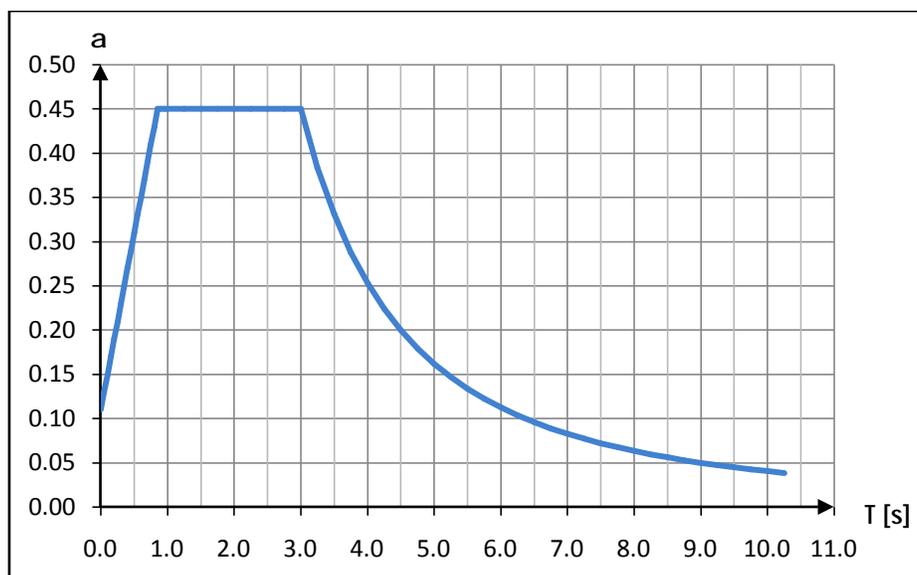


Figura 3.6. Espectro de Diseño para la zona IIIb.

III.5.3.3 FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS) mencionan que se puede utilizar un factor de comportamiento $Q=4$ en marcos rígidos de acero, siempre y cuando satisfagan los requisitos para marcos con alta ductilidad que fijan las Normas correspondientes. Los requisitos mínimos para una estructura dúctil que establecen las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTCDCEM) son los siguientes:

1) En los casos en que la estructura está formada por una combinación de marcos rígidos y muros o contravientos, cada uno de los marcos que componen la estructura deberá diseñarse para resistir no menos del 50 por ciento de la fuerza lateral que le correspondería si estuviera aislado. Este porcentaje es aplicable también a los marcos con contraventeos excéntricos

A pesar de estar formado por marcos rígidos, la estructura no trabaja en combinación de muros o contravientos, por lo tanto esta condición no aplica.

No aplica.

2) La gráfica esfuerzo de tensión–deformación del acero empleado deberá tener una zona de cedencia (deformación creciente con esfuerzo prácticamente constante) correspondiente a un alargamiento máximo no menor de uno por ciento, seguida de una zona de endurecimiento por deformación. El alargamiento correspondiente al esfuerzo de ruptura no deberá ser menor de 20 por ciento.

Ya que los materiales empleados cumplen con las normas ASTM A36 para acero estructural así como la norma ASTM A242 para acero estructural de baja aleación y alta resistencia, se puede garantizar el comportamiento solicitado.

Cumple.

3) El claro libre de las vigas no será menor que cinco veces el peralte de la sección transversal, ni el ancho de sus patines mayor que el ancho del patín o el peralte de la columna a la cual se conectan.

Trabe Tacón

$$d = 79.7\text{cm}$$

$$\text{Claro} = 9.80\text{m}$$

$$5 \cdot d = 3.985 \text{ m} \quad \boxed{3.985 \text{ m} < 9.80 \text{ m}}$$

Trabes Principales

$$d = 79.5\text{cm}$$

$$\text{Claro} = 7.20\text{m}$$

$$5 \cdot d = 3.975 \text{ m} \quad \boxed{3.975 \text{ m} < 7.20 \text{ m}}$$

$$b_{\text{Col}} = 40 \text{ cm}$$

$$b_{\text{Vig}} = 30 \text{ cm}$$

$$\boxed{40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}}$$

Cumple.

4) El eje de las vigas no deberá separarse horizontalmente del eje de las columnas más de un décimo de la dimensión transversal de la columna normal a la viga.

Cumple.

5) Las secciones transversales deberán tener dos ejes de simetría, uno vertical, en el plano en que actúan las cargas gravitacionales, y otro horizontal.

Cumple.

6) Si las vigas están formadas por placas soldadas, la soldadura entre almas y patines debe ser continua en toda la longitud de la viga, y en las zonas de formación de articulaciones plásticas debe ser capaz de desarrollar la resistencia total en cortante de las almas.

Cumple.

7) Cuando se empleen vigas de resistencia variable, ya sea por adición de cubreplacas en algunas zonas o porque su peralte varíe a lo largo del claro, el momento resistente no será nunca menor, en ninguna sección, que la cuarta parte del momento resistente máximo, que se tendrá en los extremos.

$$M_p = \frac{Z \cdot F_y}{\Omega}$$

$$F_y = 3515 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \Omega = 1.67$$

Para los extremos

$$Z_{\text{Ex}} = 10509.58 \text{cm}^3$$

$$M_{\text{pEx}} = \frac{Z_{\text{Ex}} \cdot F_y}{\Omega} = 243.836 \text{ tonf}\cdot\text{m}$$

$$\frac{M_{\text{pEx}}}{4} = 60.959 \text{ tonf}\cdot\text{m}$$

Para el centro del claro

$$Z_{\text{C}} = 4293 \text{cm}^3$$

$$M_{\text{pC}} = \frac{Z_{\text{C}} \cdot F_y}{\Omega} = 99.603 \text{ tonf}\cdot\text{m}$$

$$\frac{M_{\text{pEx}}}{4} < M_{\text{pC}}$$

Cumple.

8) En estructuras soldadas deben evitarse los agujeros, siempre que sea posible, en las zonas de formación de articulaciones plásticas. En estructuras atornilladas o remachadas, los agujeros que sean necesarios en la parte del perfil que trabaje en tensión se punzonarán a un diámetro menor y se agrandarán después, hasta darles el diámetro completo, con un taladro o escarificador. Este mismo procedimiento se seguirá en estructuras soldadas, si se requieren agujeros para montaje o por algún otro motivo.

Cumple.

9) No se harán empalmes de ningún tipo, en la viga o en sus cubreplacas, en las zonas de formación de articulaciones plásticas.

Cumple.

10) En aceros cuyo esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión, F_u , es menor que 1.5 veces el esfuerzo de fluencia mínimo garantizado, F_y , no se permitirá la formación de articulaciones plásticas en zonas en que se haya reducido el área de los patines, ya sea por agujeros para tornillos o por cualquier otra causa.

Cumple.

11) Los elementos que trabajan principalmente en flexión se dimensionarán de manera que no se presenten fallas por cortante antes de que se formen las articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso.

Empleando la ecuación:

$$\frac{h}{t} \leq 0.98 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot k}{F_y}}$$

Donde:

h .- Peralte del alma.

t .- Grueso del alma.

a .- Separación entre atiesadores transversales.

k .- Coeficiente sin dimensiones. $k=5.0$

$$\begin{aligned} h &= 77 \text{ cm} & F_y &= 3515 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ t &= 1.6 \text{ cm} & E &= 2.04 \times 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ k &= 5 & \frac{h}{t} &= 48.125 & 0.98 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot k}{F_y}} &= 52.791 \end{aligned}$$

$$\boxed{\frac{h}{t} < 0.98 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot k}{F_y}}}$$

El alma falla por cortante en el intervalo de endurecimiento por deformación. Por lo que no presentará fallas antes de que se formen las articulaciones plásticas.

Cumple.

12) Las articulaciones plásticas se forman, en la mayoría de los casos, en los extremos de los elementos que trabajan en flexión.

Cumple.

13) Deben soportarse lateralmente todas las secciones transversales de las vigas en las que puedan formarse articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso.

Además, la distancia entre cada una de estas secciones y la siguiente sección soportada lateralmente no será mayor que:

$$0.086 \cdot r_y \cdot \left(\frac{E}{F_y} \right)$$

Las vigas principales están arriostrados a tercios del claro, esto nos permite decir que están soportadas lateralmente, evitando la formación de articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de falla por otra parte:

Para traves principales:

$$0.086 \cdot (10.1\text{cm}) \cdot \left(\frac{E}{F_y} \right) = 7.004 \text{ m}$$

Para traves tacón:

$$0.086 \cdot (20.1\text{cm}) \cdot \left(\frac{E}{F_y} \right) = 13.938 \text{ m}$$

Todas las distancias entre cada sección que esta arriostrada son menores a estos valores.

Cumple.

14) Los elementos de contraventeo proporcionarán soporte lateral, directo o indirecto, a los dos patines de las vigas. Cuando el sistema de piso proporcione soporte lateral al patín superior, el desplazamiento lateral del patín inferior puede evitarse por medio de atiesadores verticales de rigidez adecuada, soldados a los dos patines y al alma de la viga.

No Aplica.

15) Si la sección transversal es rectangular hueca, la relación de la mayor a la menor de sus dimensiones exteriores no debe exceder de 2.0, y la dimensión menor será mayor o igual que 200 mm.

No Aplica.

16) Si la sección transversal es H, el ancho de los patines no será mayor que el peralte total, la relación peralte–ancho del patín no excederá de 1.5, y el ancho de los patines será de 200 mm o más.

No Aplica.

17) La relación de esbeltez máxima de las columnas no excederá de 60.

Cumple.

18) Los marcos rígidos dúctiles tienen la capacidad de formar articulaciones plásticas donde sean necesarias, de preferencia en miembros a flexión, y mantener su resistencia en dichas articulaciones.

Todas las secciones han sido clasificadas como sección tipo 1, por lo tanto, les permite alcanzar el momento plástico y conservarlo durante las rotaciones inelásticas necesarias para la redistribución de momentos en la estructura.

Cumple.

19) Las trabes, columnas y uniones viga–columna deberán ser diseñadas y arriostradas para soportar deformaciones plásticas importantes.

Cumple.

20) Las secciones transversales de las vigas deberán ser tipo 1.

Las relaciones ancho/ grueso de los elementos planos no exceden los valores para secciones tipo 1 establecidos por la tabla 2.1 de la sección 2.3.2, Relaciones ancho/gruesa máximas, de las NTCDCEM.

Cumple.

21) Deberá tenerse en cuenta la contribución de la losa cuando trabaja en acción compuesta con las vigas, para calcular la resistencia a flexión de las mismas, o las fuerzas producidas por ellas.

No se tomó la contribución de la losa en la resistencia a flexión de las vigas.

No Aplica.

22) No deberán existir cambios importantes o abruptos en la sección transversal de las vigas en las zonas de formación de articulaciones plásticas.

Cumple.

Debido a que la estructura cumple con todos los requisitos necesarios para ser clasificada como una estructura dúctil, según las NTCDCEM, se usará un coeficiente de comportamiento sísmico:

$$\underline{Q = 4}$$

III.5.3.4 CORRECCIÓN POR IRREGULARIDAD

Para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer los siguientes requisitos:

1) Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Éstos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.

Cumple.

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

Cumple.

3) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.

$$H = 75 \text{ m} \quad b = 20 \text{ m}$$

$$\frac{H}{b} = 3.75 \quad \boxed{3.75 > 2.5}$$

No cumple.

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

$$L = 34 \text{ m} \quad A = 20 \text{ m}$$

$$\frac{L}{A} = 1.7 \quad \boxed{1.7 < 2.5}$$

Cumple.

5) En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.

Tabla 3.4. Salientes nivel 14.

EJE	LPLANTA [m]	20% LPLANTA [m]	LSALIENTE [m]	% LSALIENTE	CONDICIÓN 20% LPLANTA > LSALIENTE
X	34.10	6.82	6.80	19.94%	CUMPLE
Y	20.20	4.04	7.12	35.25%	NO CUMPLE

6) No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.

Tabla 3.5. Áreas huecas en mezzanine 1 y 2.

NIVEL	APLANTA [m ²]	20% APLANTA [m ²]	AHUECO [m ²]	% AHUECO	CONDICIÓN 20% APLANTA > AHUECO
MZ1/MZ2	710.00	142.00	220.00	30.99%	NO CUMPLE

7) Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exige de este último requisito únicamente al último piso de la construcción. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la menor de los pisos inferiores.

Todos los pisos cumplen con esta condición ya que el aumento del área no excede en más del 10 por ciento a la del piso inferior

Cumple.

8) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.

Cumple.

9) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.

Tabla 3.6. Justificación de condición de regularidad no. 9

NIVEL	W _{PP} [tonf]	W _{CM} [tonf]	W _{Cva} [tonf]	W _T [tonf]	110% W _T [tonf]	CONDICIÓN 110% > W _T	70% W _T [tonf]	CONDICIÓN W _T > 70%
PB	758.71	363.40	284.40	1406.51	1547.16	-	984.56	-
MZ1	470.51	123.95	88.20	682.66	750.92	NO CUMPLE	477.86	NO CUMPLE
MZ2	470.62	123.95	88.20	682.77	751.04	NO CUMPLE	477.94	CUMPLE
N1	524.36	214.25	153.00	891.61	980.77	CUMPLE	624.13	CUMPLE
N2	524.36	214.25	153.00	891.61	980.77	NO CUMPLE	624.13	CUMPLE
N3	537.81	228.05	161.10	926.96	1019.66	NO CUMPLE	648.87	CUMPLE
N4	537.81	228.05	161.10	926.96	1019.66	NO CUMPLE	648.87	CUMPLE
N5	507.69	256.60	165.60	929.89	1022.88	NO CUMPLE	650.92	CUMPLE
N6	507.58	256.60	165.60	929.78	1022.75	NO CUMPLE	650.84	CUMPLE
N7	514.42	263.85	170.10	948.37	1043.20	NO CUMPLE	663.86	CUMPLE
N8	514.42	263.85	170.10	948.37	1043.20	NO CUMPLE	663.86	CUMPLE
N9	485.02	269.05	173.70	927.77	1020.54	NO CUMPLE	649.44	CUMPLE
N10	485.02	269.05	173.70	927.77	1020.54	NO CUMPLE	649.44	CUMPLE
N11	499.11	277.75	184.50	961.36	1057.50	NO CUMPLE	672.95	CUMPLE
N12	499.11	277.75	184.50	961.36	1057.50	NO CUMPLE	672.95	CUMPLE
N13	392.89	277.75	184.50	855.14	940.66	NO CUMPLE	598.60	CUMPLE
N14	392.89	277.75	184.50	855.14	940.66	NO CUMPLE	598.60	CUMPLE
PH	433.13	278.90	185.40	897.43	987.17	NO CUMPLE	628.20	CUMPLE
SN	309.89	245.30	145.80	700.99	771.09	NO CUMPLE	490.70	CUMPLE
BD	175.77	71.54	51.30	298.61	328.47	NO CUMPLE	209.03	NO CUMPLE
CM	104.76	29.90	23.40	158.06	173.86	CUMPLE	110.64	CUMPLE
HL	82.93	35.65	27.90	146.48	161.13	NO CUMPLE	102.54	CUMPLE

10) Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

Tabla 3.7. Rigideces en dirección de X.

PISO	Δ [m]	Δ rel [m]	V [tonf]	K_x [tonf/m]	DIF %	CONDICIÓN
CM	0.516	0.010	199.10	19179.55	47.20%	CUMPLE
SN	0.506	0.033	1192.19	36325.05	60.94%	NO CUMPLE
PH	0.473	0.015	1358.96	92996.58	12.89%	CUMPLE
N14	0.459	0.017	1865.01	106761.39	11.75%	CUMPLE
N13	0.441	0.019	2352.91	120978.31	5.07%	CUMPLE
N12	0.422	0.022	2820.98	127438.59	3.37%	CUMPLE
N11	0.399	0.025	3261.50	131878.94	2.10%	CUMPLE
N10	0.375	0.027	3652.48	134713.28	6.79%	CUMPLE
N9	0.348	0.028	4020.67	144529.59	2.18%	CUMPLE
N8	0.320	0.030	4360.45	147751.67	1.65%	CUMPLE
N7	0.290	0.031	4670.95	150230.05	1.38%	CUMPLE
N6	0.259	0.032	4945.73	152326.23	4.91%	CUMPLE
N5	0.227	0.032	5192.85	160194.02	1.61%	CUMPLE
N4	0.194	0.033	5403.53	162815.75	1.46%	CUMPLE
N3	0.161	0.034	5581.02	165236.34	1.43%	CUMPLE
N2	0.127	0.034	5718.29	167632.72	3.77%	CUMPLE
N1	0.093	0.033	5822.01	174191.76	7.03%	CUMPLE
MZ2	0.060	0.031	5872.28	187367.50	9.51%	CUMPLE
MZ1	0.028	0.028	5897.24	207051.30	-	-

Tabla 3.8. Rigideces en dirección de Y.

PISO	Δ [m]	Δ rel [m]	V [tonf]	K_y [tonf/m]	DIF %	CONDICIÓN
CM	0.715	0.017	201.95	11895.68	57.93%	NO CUMPLE
SN	0.698	0.041	1164.67	28276.23	59.77%	NO CUMPLE
PH	0.657	0.019	1364.74	70282.04	12.18%	CUMPLE
N14	0.637	0.023	1870.74	80028.03	9.81%	CUMPLE
N13	0.614	0.027	2357.96	88735.04	4.75%	CUMPLE
N12	0.587	0.030	2824.79	93156.57	3.02%	CUMPLE
N11	0.557	0.034	3263.73	96056.96	1.59%	CUMPLE
N10	0.523	0.037	3653.07	97610.41	4.86%	CUMPLE
N9	0.485	0.039	4019.77	102600.08	1.86%	CUMPLE
N8	0.446	0.042	4358.16	104539.76	1.20%	CUMPLE
N7	0.405	0.044	4667.65	105813.51	0.93%	CUMPLE
N6	0.361	0.046	4941.71	106803.97	3.58%	CUMPLE
N5	0.314	0.047	5188.08	110773.53	1.82%	CUMPLE
N4	0.267	0.048	5397.27	112828.52	2.19%	CUMPLE
N3	0.220	0.048	5572.37	115357.99	3.05%	CUMPLE
N2	0.171	0.048	5706.52	118984.97	6.30%	CUMPLE
N1	0.123	0.046	5806.61	126981.42	10.96%	CUMPLE
MZ2	0.078	0.041	5854.34	142607.90	11.40%	CUMPLE
MZ1	0.037	0.037	5877.82	160956.85	-	-

11) En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Tabla 3.9. Excentricidades estáticas en dirección de X.

NIVEL	C. MASAS EJE X [m]	C. TORSION EJE X [m]	e_s [m]	10% EJE X [m]	CONDICIÓN
PB	23.934	24.062	0.128	4.068	CUMPLE
MZ1	21.143	23.819	2.676	3.522	CUMPLE
MZ2	21.143	22.940	1.797	3.522	CUMPLE
N1	23.880	23.637	-0.243	3.637	CUMPLE
N2	23.880	24.304	0.424	3.637	CUMPLE
N3	23.663	24.170	0.507	3.737	CUMPLE
N4	23.663	24.082	0.420	3.737	CUMPLE
N5	23.636	24.036	0.399	3.787	CUMPLE
N6	23.636	24.052	0.416	3.787	CUMPLE
N7	23.608	24.148	0.539	3.837	CUMPLE
N8	23.608	24.260	0.652	3.837	CUMPLE
N9	23.635	24.244	0.608	3.937	CUMPLE
N10	23.635	24.235	0.600	3.937	CUMPLE
N11	24.031	24.237	0.206	4.037	CUMPLE
N12	24.031	24.234	0.203	4.037	CUMPLE
N13	24.031	24.247	0.217	4.037	CUMPLE
N14	24.031	24.248	0.217	4.037	CUMPLE
PH	23.956	24.234	0.278	4.037	CUMPLE
SN	23.901	24.496	0.595	3.560	CUMPLE
BD	24.147	22.497	-1.650	3.410	CUMPLE
CM	19.869	20.077	0.208	1.425	CUMPLE
HL	19.530	19.610	0.080	1.425	CUMPLE

Tabla 3.10. Excentricidades estáticas en dirección de Y.

NIVEL	C. MASAS EJE Y [m]	C. TORSION EJE Y [m]	e _s [m]	10% EJE Y [m]	CONDICIÓN
PB	19.880	22.148	2.268	3.739	CUMPLE
MZ1	22.267	22.232	-0.035	2.509	CUMPLE
MZ2	22.280	22.458	0.179	2.509	CUMPLE
N1	21.192	22.244	1.052	2.509	CUMPLE
N2	21.180	22.088	0.908	2.509	CUMPLE
N3	21.366	22.105	0.738	2.559	CUMPLE
N4	21.366	22.109	0.742	2.559	CUMPLE
N5	21.423	22.086	0.662	2.609	CUMPLE
N6	21.425	22.134	0.709	2.609	CUMPLE
N7	21.522	22.122	0.600	2.659	CUMPLE
N8	21.515	22.143	0.628	2.659	CUMPLE
N9	21.614	22.106	0.492	2.684	CUMPLE
N10	21.611	22.177	0.566	2.684	CUMPLE
N11	22.059	22.147	0.088	2.709	CUMPLE
N12	22.059	22.153	0.094	2.709	CUMPLE
N13	22.062	22.132	0.070	2.709	CUMPLE
N14	22.066	22.236	0.170	2.709	CUMPLE
PH	22.025	22.091	0.066	2.709	CUMPLE
SN	20.975	22.844	1.869	2.475	CUMPLE
BD	12.996	15.725	2.729	0.863	NO CUMPLE
CM	14.007	12.929	-1.077	1.123	CUMPLE
HL	13.544	20.029	2.485	1.123	NO CUMPLE

Según las NTCDS toda estructura que no satisfaga uno o más de los requisitos, será considerada irregular. También menciona que el factor de reducción Q' , se multiplicará por 0.9 cuando no se cumpla con uno de los requisitos 1 a 11, por 0.8 cuando no se cumpla con dos o más de dichos requisitos, y por 0.7 cuando la estructura sea fuertemente irregular. Al no satisfacer más de dos condiciones establecidas por las NTCDS se considera que la estructura es irregular y el factor de comportamiento sísmico se modificará como se muestra a continuación:

$$Q = 4$$

$$FR = 0.8$$

$$Q' = Q \cdot FR$$

$$Q' = 3.2$$

III.6 CONDICIONES BÁSICAS DE CARGA.

Las condiciones básicas que se usaron para el análisis de la estructura fueron:

C01 = Carga muerta	(CM)
C02 = Carga viva máxima	(CV _{máx})
C03 = Carga viva instantánea	(CV _a)
C04 = Sismo Dinámico en dirección de X	(SD _x)
C05 = Sismo Dinámico en dirección de Y	(SD _y)
C06 = Torsión producida por SD _x	(T _x)
C07 = Torsión producida por SD _y	(T _y)

III.7 COMBINACIONES DE CARGA.

Para la revisión de los estados límite de servicio son las siguientes:

C08 = 1.00 (CM + CV _{máx})
C09 = 1.00 [CM + CV _a + Q (SD _x + 0.3 SD _y + T _x + 0.3 T _y)]
C10 = 1.00 [CM + CV _a + Q (SD _x - 0.3 SD _y + T _x - 0.3 T _y)]
C11 = 1.00 [CM + CV _a + Q (- SD _x + 0.3 SD _y - T _x + 0.3 T _y)]
C12 = 1.00 [CM + CV _a + Q (- SD _x - 0.3 SD _y - T _x - 0.3 T _y)]
C13 = 1.00 [CM + CV _a + Q (0.3 SD _x + SD _y + 0.3 T _x + T _y)]
C14 = 1.00 [CM + CV _a + Q (0.3 SD _x - SD _y + 0.3 T _x - T _y)]
C15 = 1.00 [CM + CV _a + Q (- 0.3 SD _x + SD _y - 0.3 T _x + T _y)]
C16 = 1.00 [CM + CV _a + Q (- 0.3 SD _x - SD _y - 0.3 T _x - T _y)]

Para la revisión de los estados límite de falla en los elementos de acero se utilizará las combinaciones de carga del código americano AISC-ASD89 (Diseño de Esfuerzos Permisibles del año de 1989).

C17 = 1.00 (CM + CV _{máx})
C18 = 0.75 [CM + CV _a + (SD _x + 0.3 SD _y + T _x + 0.3 T _y)]
C19 = 0.75 [CM + CV _a + (SD _x - 0.3 SD _y + T _x - 0.3 T _y)]
C20 = 0.75 [CM + CV _a + (- SD _x + 0.3 SD _y - T _x + 0.3 T _y)]
C21 = 0.75 [CM + CV _a + (- SD _x - 0.3 SD _y - T _x - 0.3 T _y)]
C22 = 0.75 [CM + CV _a + (0.3 SD _x + SD _y + 0.3 T _x + T _y)]
C23 = 0.75 [CM + CV _a + (0.3 SD _x - SD _y + 0.3 T _x - T _y)]
C24 = 0.75 [CM + CV _a + (- 0.3 SD _x + SD _y - 0.3 T _x + T _y)]
C25 = 0.75 [CM + CV _a + (- 0.3 SD _x - SD _y - 0.3 T _x - T _y)]

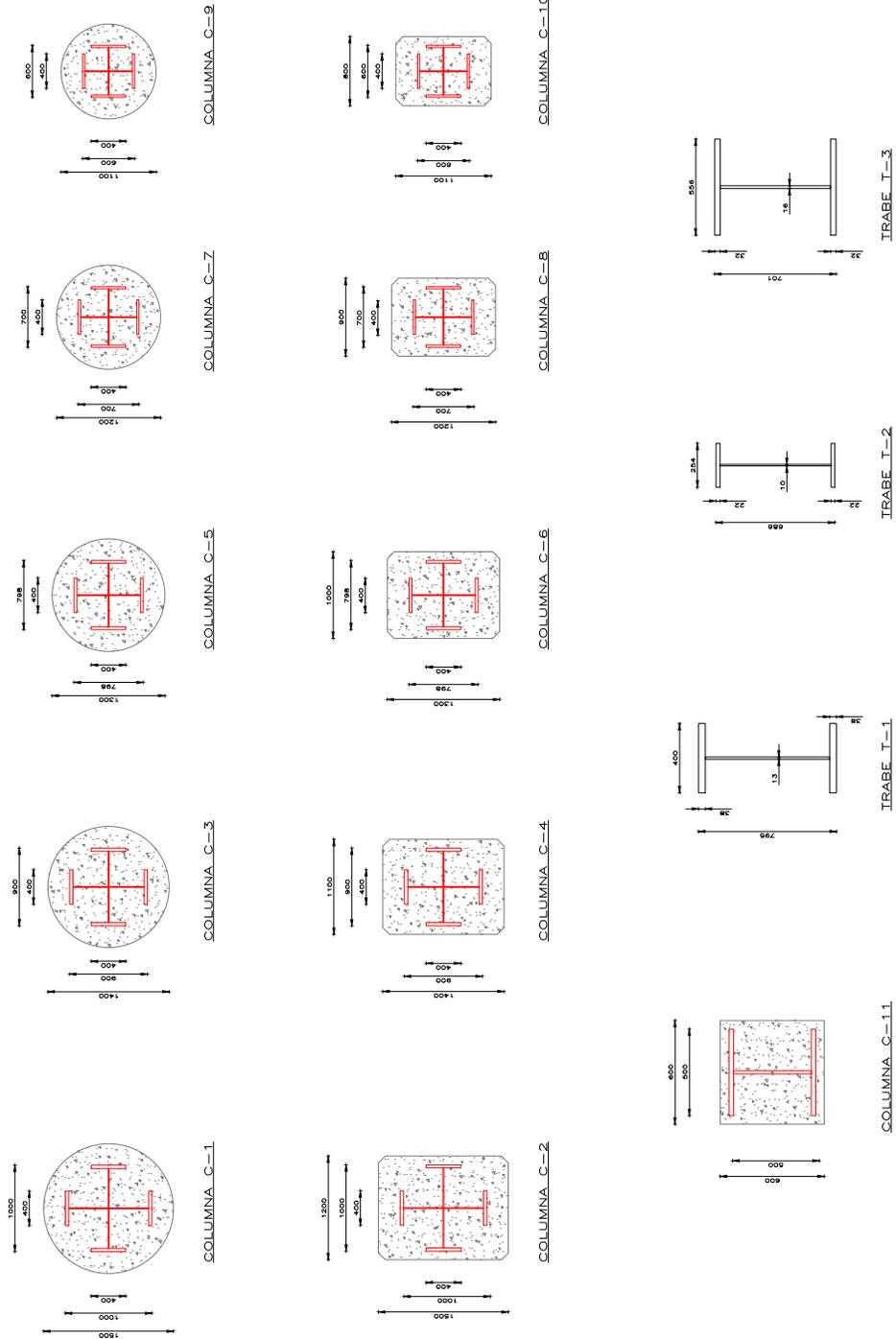
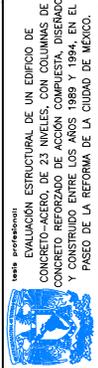


FIG. 3.7 SECCIONES PRINCIPALES, COLUMNAS Y TRABES

NOTAS:
ACOTACIONES EN MILÍMETROS.


Facultad de Arquitectura
UNAM
 EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

Presentador:	JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ				
Director de tesis:	ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ				
Comité de Evaluación Estructural:	<table border="1"> <tr> <td>Presidente:</td> <td>RODRIGO GARCÍA</td> </tr> <tr> <td>Miembros:</td> <td>RODRIGO GARCÍA</td> </tr> </table>	Presidente:	RODRIGO GARCÍA	Miembros:	RODRIGO GARCÍA
Presidente:	RODRIGO GARCÍA				
Miembros:	RODRIGO GARCÍA				
Sección:	SECCIONES PRINCIPALES, COLUMNAS Y TRABES				
Fecha:	04 MARZO 2014				
Folio:	37				

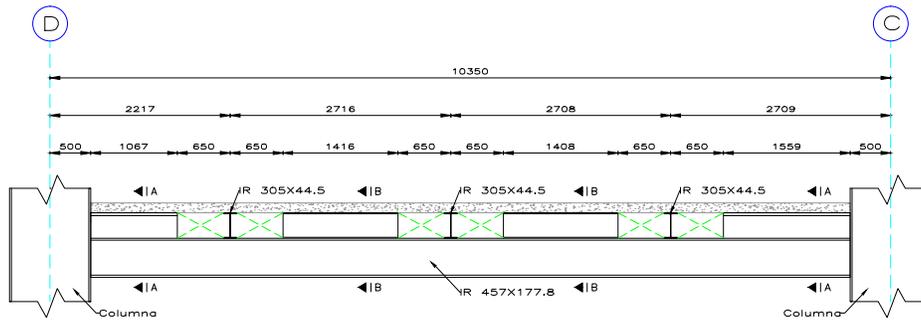


FIG. 3.8.1 DESARROLLO DE TRABE TACÓN TT-1

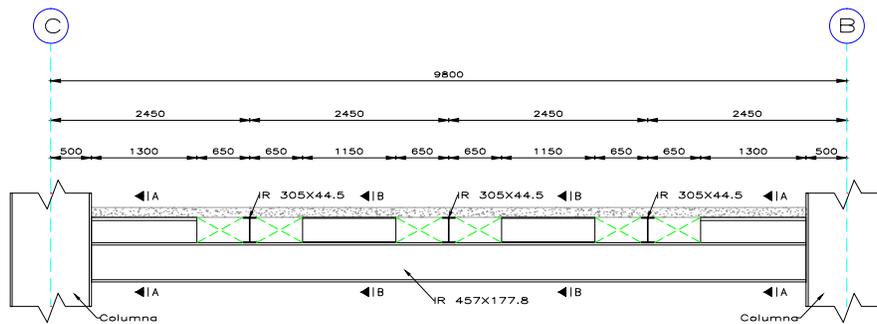
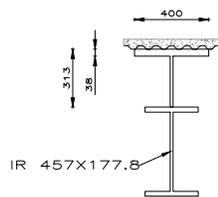
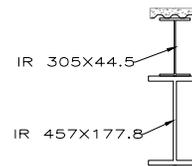


FIG. 3.8.2 DESARROLLO DE TRABE TACÓN TT-2



CORTE A-A



CORTE B-B

NOTAS:
ACOTACIONES EN MILIMETROS

			
tesis profesional: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto:	aprobó:	archivo:	escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	JGCh	SECCIONES	S/E
dibujo:	fecha:	revisión:	
DESARROLLO DE TRABES TACÓN	04 MARZO 2014		3.8

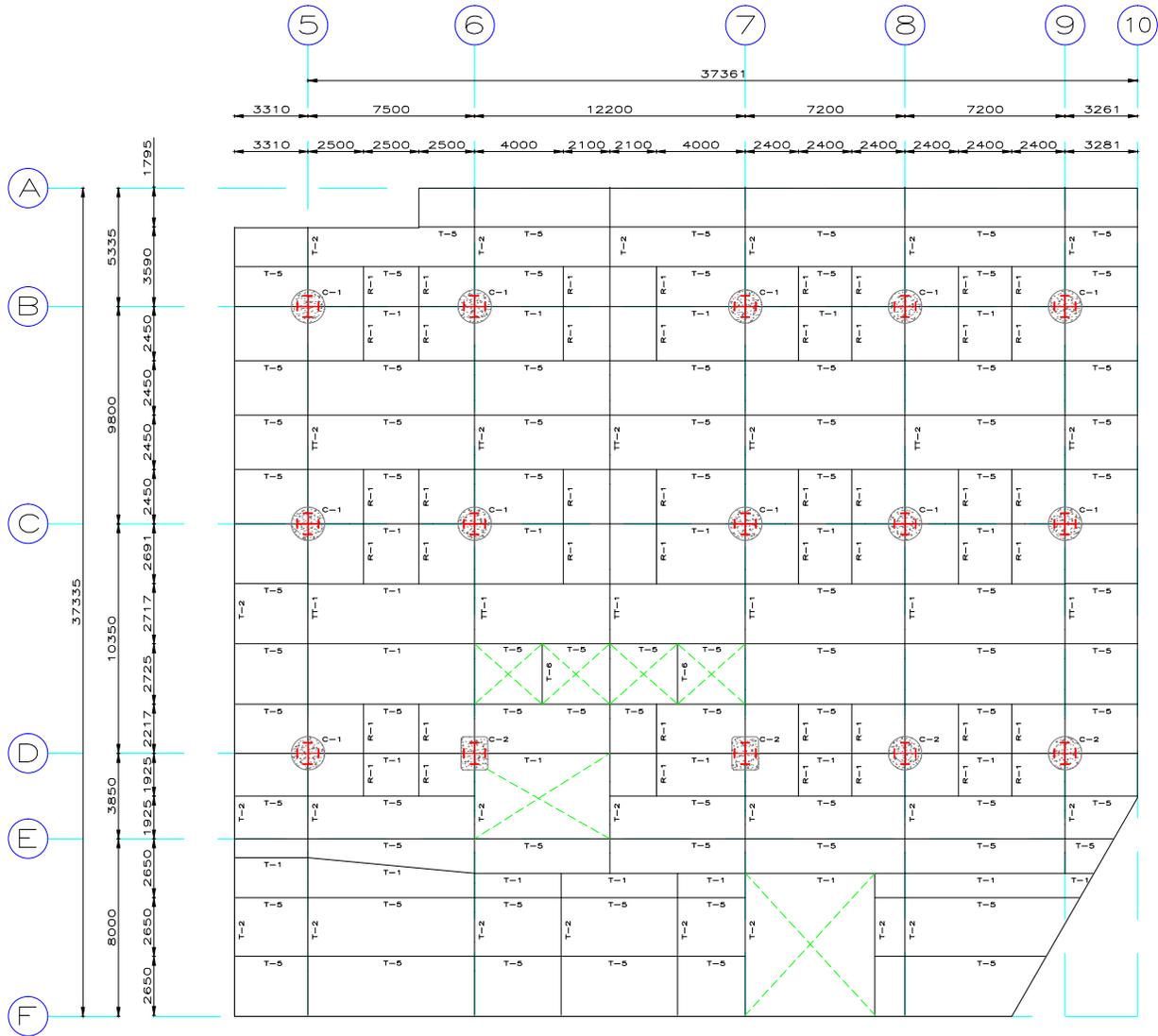


FIG. 3.9 PLANTA ESTRUCTURAL
PLANTA BAJA N.T.C. +0.72

NOTAS:
LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL NIVEL TOPE DE CONCRETO.
NIVELES EN METROS.
ACOTACIONES EN MILIMETROS.

Ing. profesional: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
Presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
Director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
Concepto: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	Aprobó: JGCh	Archivó: FACHADAS	Escala: S/E
Título: PLANTA ESTRUCTURAL PLANTA BAJA		Fecha: 04 MARZO 2014	Hoja: 3.9

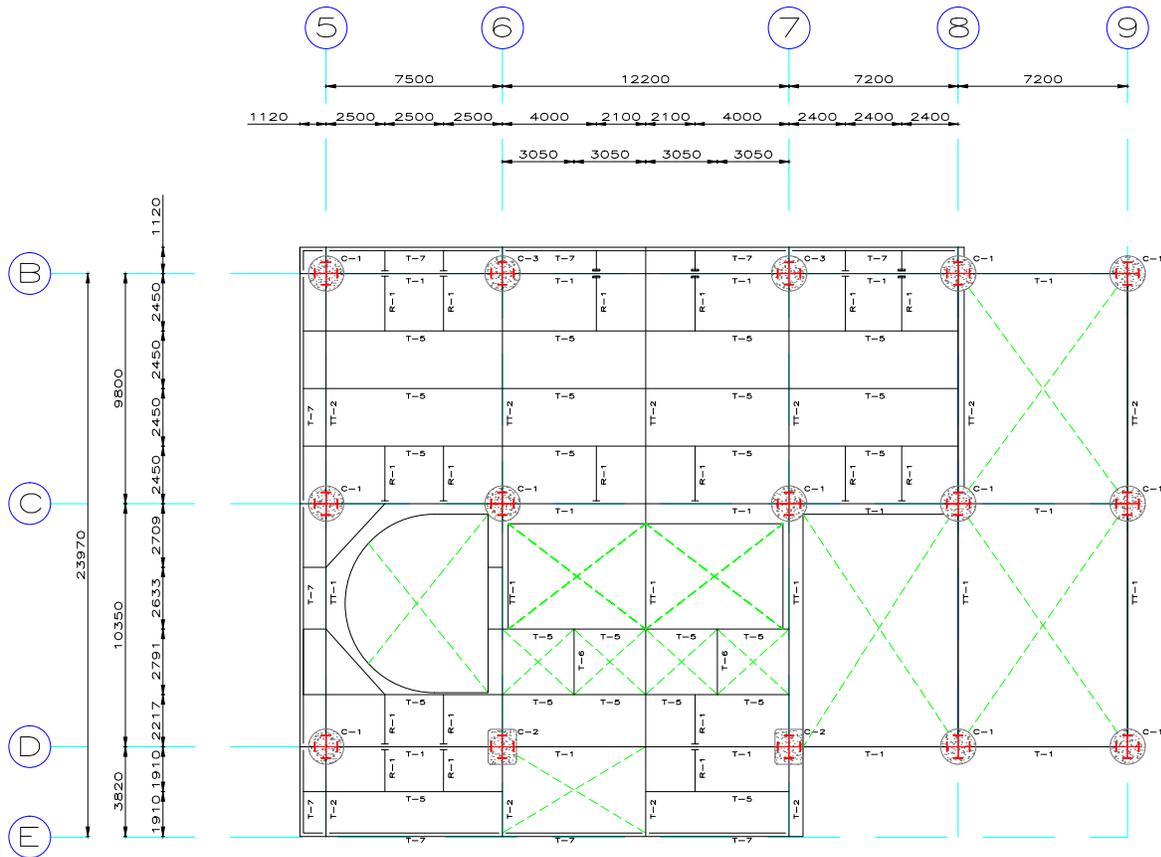


FIG. 3.10 PLANTA ESTRUCTURAL
MEZZANINE 1 Y 2 N.T.C. +4.77 Y +8.17

NOTAS:
LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL NIVEL TOPE DE CONCRETO.
NIVELES EN METROS.
ACOTACIONES EN MILÍMETROS.

	título profesional:		
	EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUÍDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.		
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto:	aprobó:	archivo:	escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	JGCh	PLANTAS	S/E
figura:	fecha:	figura:	figura:
PLANTA ESTRUCTURAL MEZZANINE 1 Y 2	04 MARZO 2014		3.10

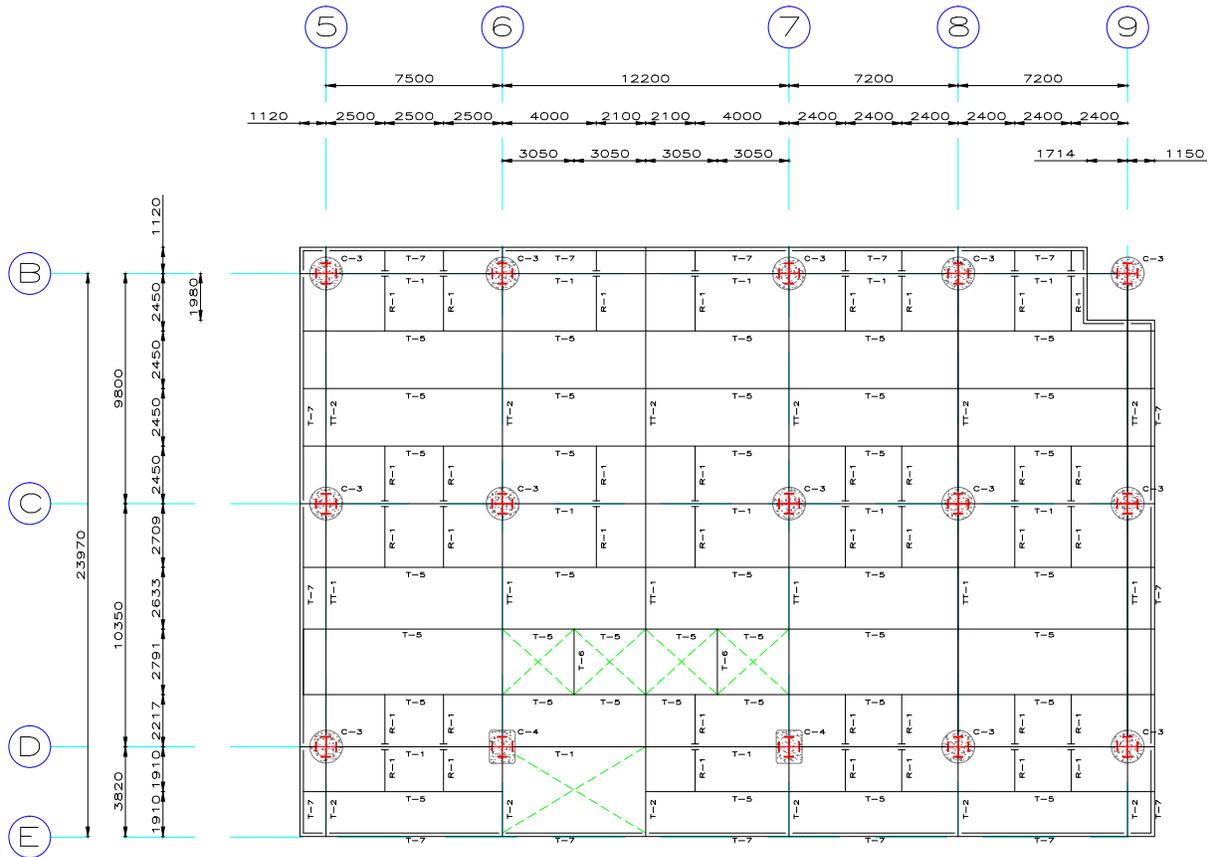


FIG. 3.11 PLANTA ESTRUCTURAL
NIVEL 1 Y 2 N.T.C. +11.57 Y +14.97

NOTAS:
LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL NIVEL TOPE DE CONCRETO.
NIVELES EN METROS.
ACOTACIONES EN MILÍMETROS.

			
teste profesional: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto:	aprobó:	archivo:	escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	JGCh	PLANTAS	S/E
título:	fecha:	figura:	
PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL 1 Y 2	04 MARZO 2014	3.11	

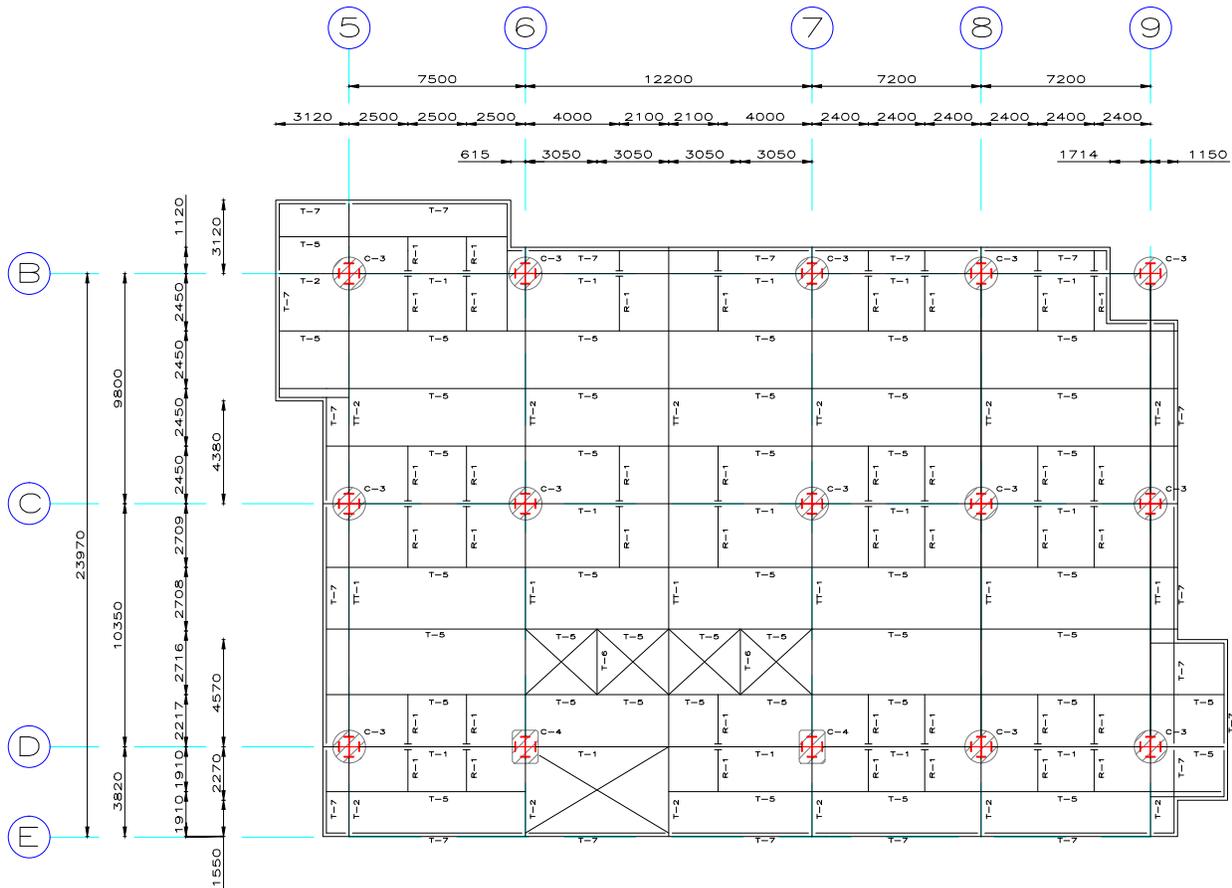


FIG. 3.12 PLANTA ESTRUCTURAL
NIVEL 3 Y 4 N.T.C. +18.37 Y +21.77

NOTAS:
LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL NIVEL TOPE DE CONCRETO.
NIVELES EN METROS.
ACOTACIONES EN MILIMETROS.

Ing. profesional: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUÍDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
Presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
Director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
Concepto: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	Aprobó: JGCh	Archivó: PLANTAS	Escaló: S/E
Título: PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL 3 Y 4		Fecha: 04 MARZO 2014	Figura: 3.12

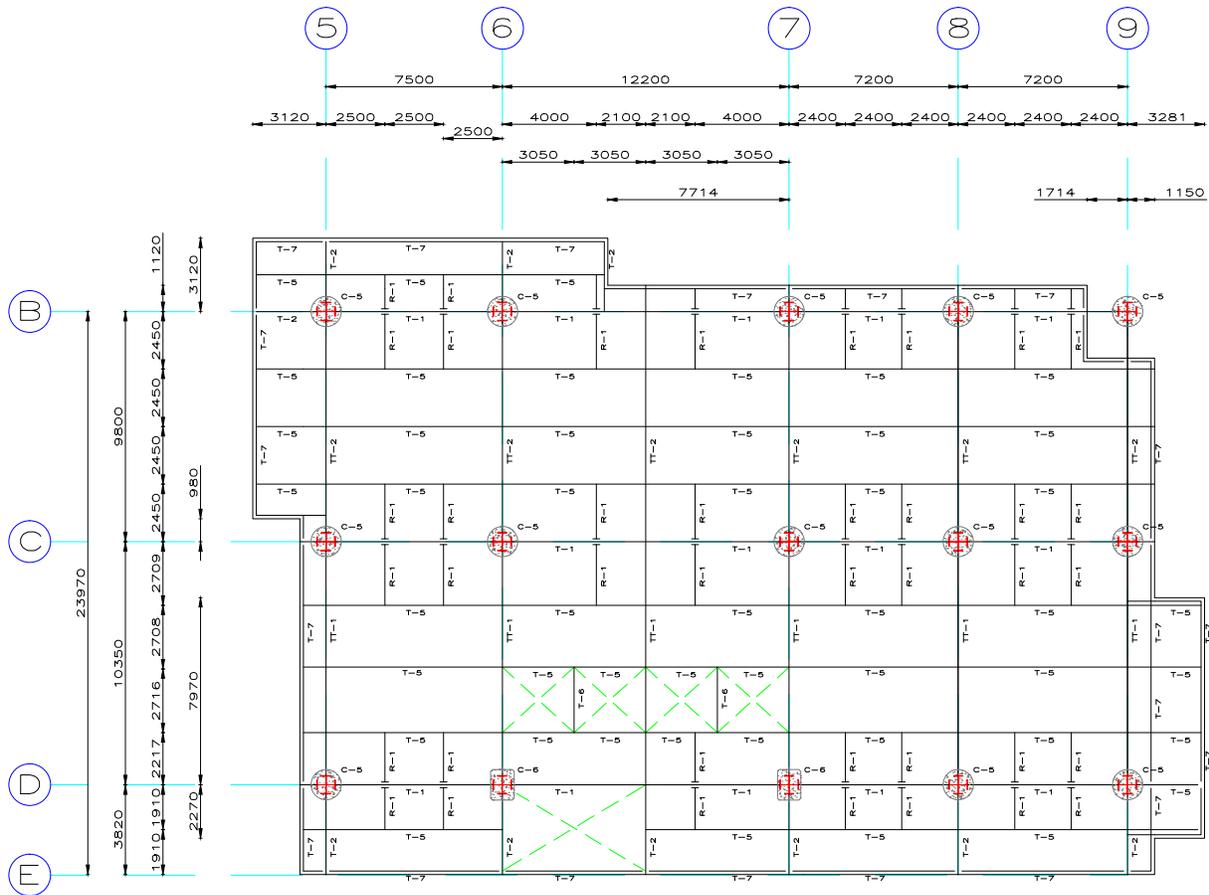


FIG. 3.13 PLANTA ESTRUCTURAL
NIVEL 5 Y 6 N.T.C. +25.17 Y +28.57

NOTAS:
LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL NIVEL TOPE DE CONCRETO.
NIVELES EN METROS.
ACOTACIONES EN MILÍMETROS.

teste profesional: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto:	aprobó:	archivo:	escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	JGCh	PLANTAS	S/E
título:	fecha:	figura:	
PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL 5 Y 6	04 MARZO 2014	3.13	

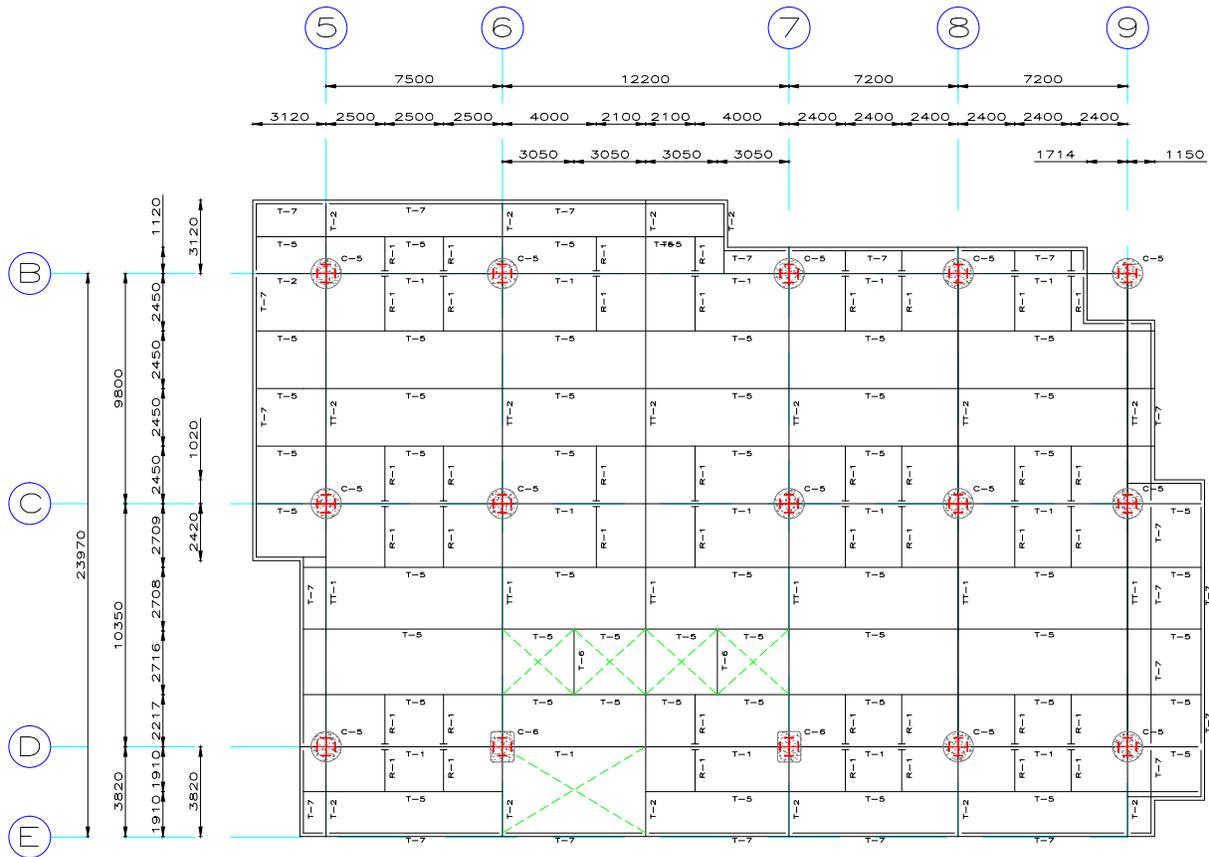


FIG. 3.14 PLANTA ESTRUCTURAL
NIVEL 7 Y 8 N.T.C. +31.97 Y +35.37

NOTAS:
LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL NIVEL TOPE DE CONCRETO.
NIVELES EN METROS.
ACOTACIONES EN MILÍMETROS.

teste profesional: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto:	aprobó:	archivo:	escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	JGCh	PLANTAS	S/E
título:	fecha:		figura:
PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL 7 Y 8	04 MARZO 2014		3.14

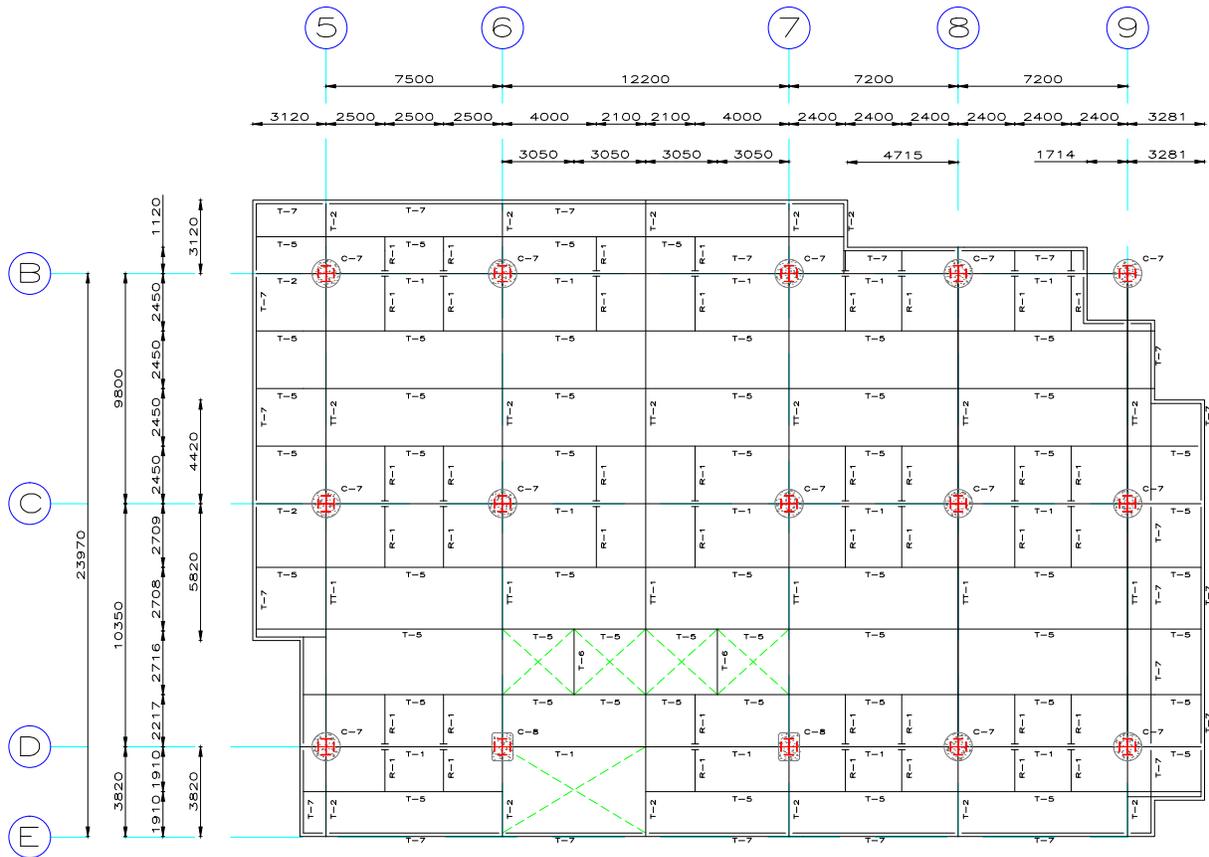


FIG. 3.15 PLANTA ESTRUCTURAL
NIVEL 9 Y 10 N.T.C. +38.77 Y +42.17

NOTAS:
LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL NIVEL TOPE DE CONCRETO.
NIVELES EN METROS.
ACOTACIONES EN MILÍMETROS.

teste profesional: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto:	aprobó:	archivo:	escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	JGCh	PLANTAS	S/E
dibujo:	fecha:	figura:	
PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL 9 Y 10	04 MARZO 2014	3.15	

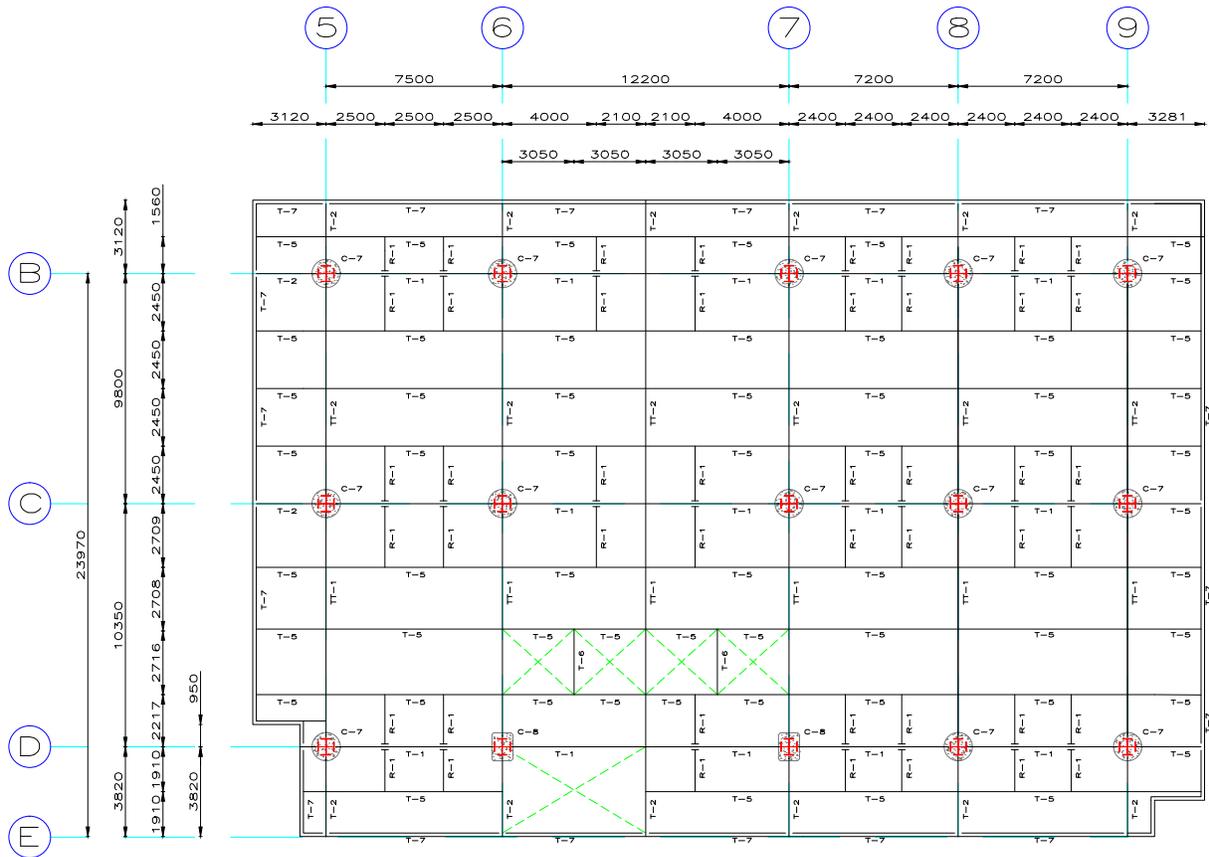


FIG. 3.16 PLANTA ESTRUCTURAL
 NIVEL 11 Y 12 N.T.C. +45.57 Y +48.97

NOTAS:
 LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL NIVEL TOPE DE CONCRETO.
 NIVELES EN METROS.
 ACOTACIONES EN MILIMETROS.

teste profesional: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto:	aprobó:	archivo:	escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	JGCh	PLANTAS	S/E
título:	fecha:	figura:	
PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL 11 Y 12	04 MARZO 2014	3.16	

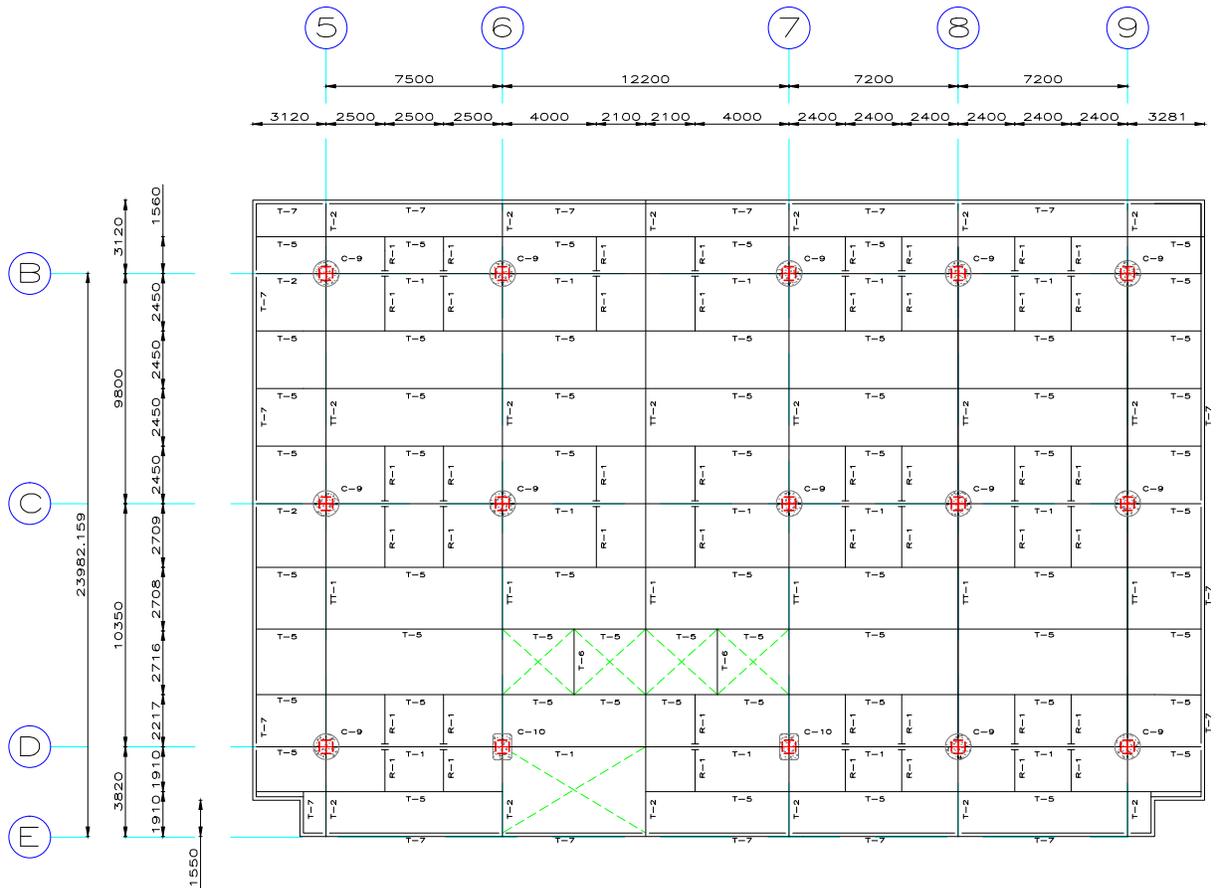


FIG. 3.17 PLANTA ESTRUCTURAL
 NIVEL 13, 14 y PH N.T.C. +52.37, +55.77 Y +59.17

NOTAS:
 LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL NIVEL TOPE DE CONCRETO.
 NIVELES EN METROS.
 ACOTACIONES EN MILÍMETROS.

teste profesional: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
Presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
Director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	aprobó: JGCh	archívo: PLANTAS	escala: S/E
dibujo: PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL 13, 14 Y PH		fecha: 04 MARZO 2014	figura: 3.17

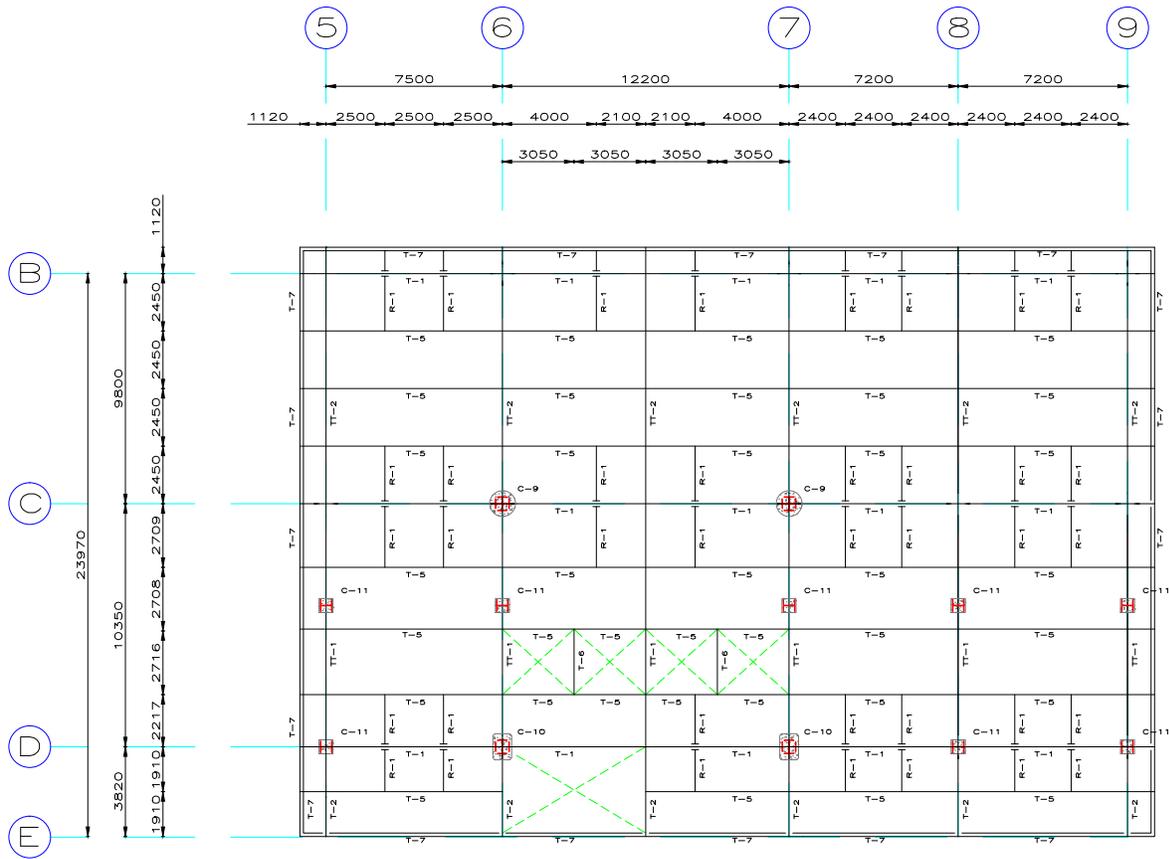


FIG. 3.18 PLANTA ESTRUCTURAL
SALÓN N.T.C. +64.27

NOTAS:
LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL NIVEL TOPE DE CONCRETO.
NIVELES EN METROS.
ACOTACIONES EN MILÍMETROS.

teste profesional: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto:	aprobó:	archivo:	escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	JGCh	PLANTAS	S/E
dibujo:	fecha:	figura:	
PLANTA ESTRUCTURAL SALÓN	04 MARZO 2014	3.18	

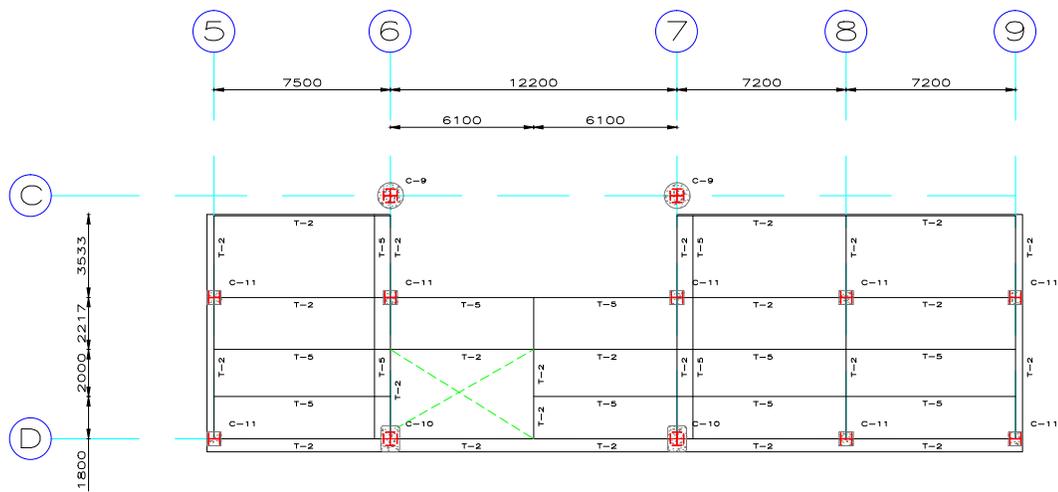


FIG. 3.19 PLANTA ESTRUCTURAL
BODEGA N.T.C. +64.27

NOTAS:
LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL NIVEL TOPE DE CONCRETO.
NIVELES EN METROS.
ACOTACIONES EN MILÍMETROS.

	título profesional:		
	EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.		
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto:	aprobó:	archivo:	escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	JGCh	PLANTAS	S/E
dibujo:	PLANTA ESTRUCTURAL BODEGA	fecha:	figura:
		04 MARZO 2014	3.19

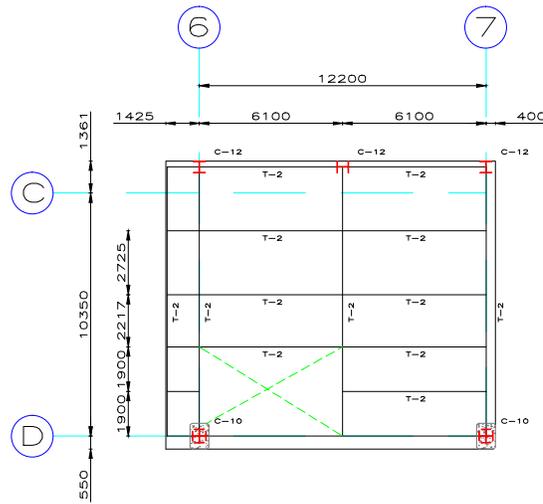


FIG. 3.20.A PLANTA ESTRUCTURAL
CASA DE MÁQUINAS N.T.C. +71.17

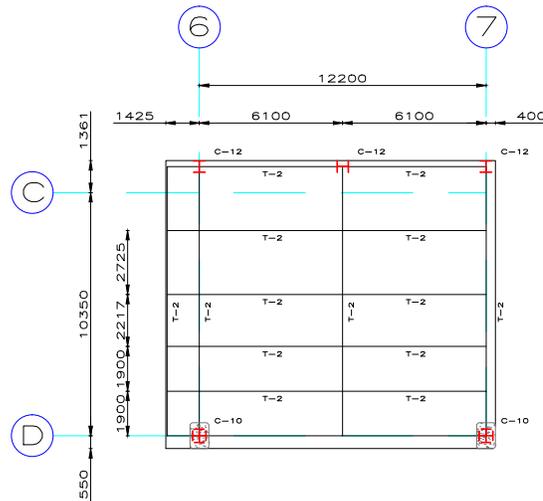


FIG. 3.20.B PLANTA ESTRUCTURAL
HELIPUERTO N.T.C. +75.77

NOTAS:
LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL NIVEL TOPE DE CONCRETO.
NIVELES EN METROS.
ACOTACIONES EN MILIMETROS.

	EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.		
	Presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ		
Director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
Concepto:	aprobó:	archivó:	escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	JGCh	PLANTAS	S/E
Hoja:	Fecha:	Figura:	
PLANTA ESTRUCTURAL CM Y HELIPUERTO	04 MARZO 2014	3.20	

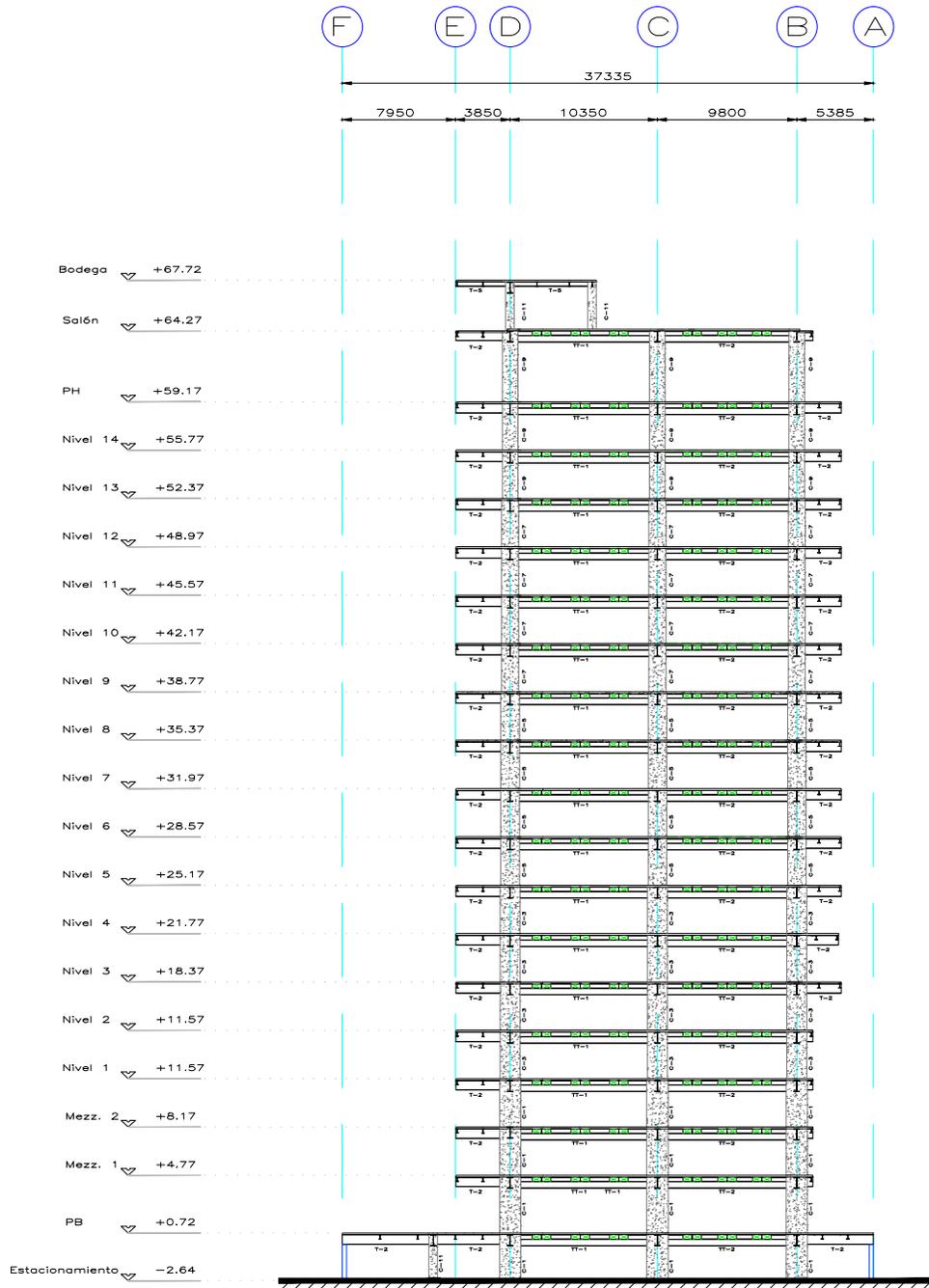


FIG. 3.21 MARCO EJE 5

NOTAS:
 LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL NIVEL TOPE DE CONCRETO.
 NIVELES EN METROS.
 ACOTACIONES EN MILIMETROS.

teste profesional: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
Director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	aprobó: JGCh	archívo: MARCOS	fecha: 04 MARZO 2014
dibujo: MARCO EJE 5	figura: 3.21		

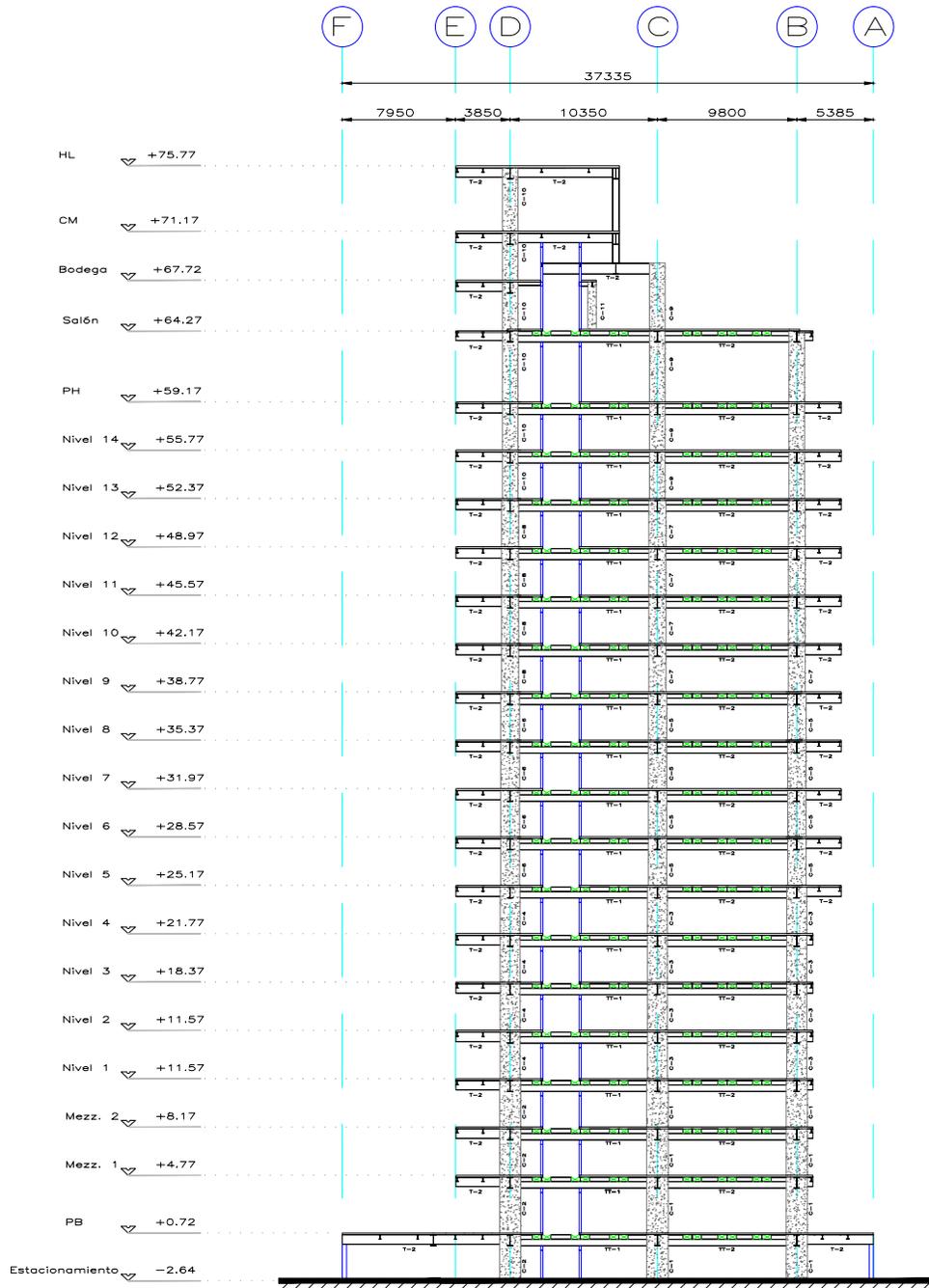


FIG. 3.22 MARCO EJE 6

NOTAS:
 LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL NIVEL TOPE DE CONCRETO.
 NIVELES EN METROS.
 ACOTACIONES EN MILIMETROS.

teste profesional: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
Director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	aprobó: JGCh	archívo: MARCOS	escala: S/E
dibujo: MARCO EJE 6	fecha: 04 MARZO 2014		
			figura: 3.22

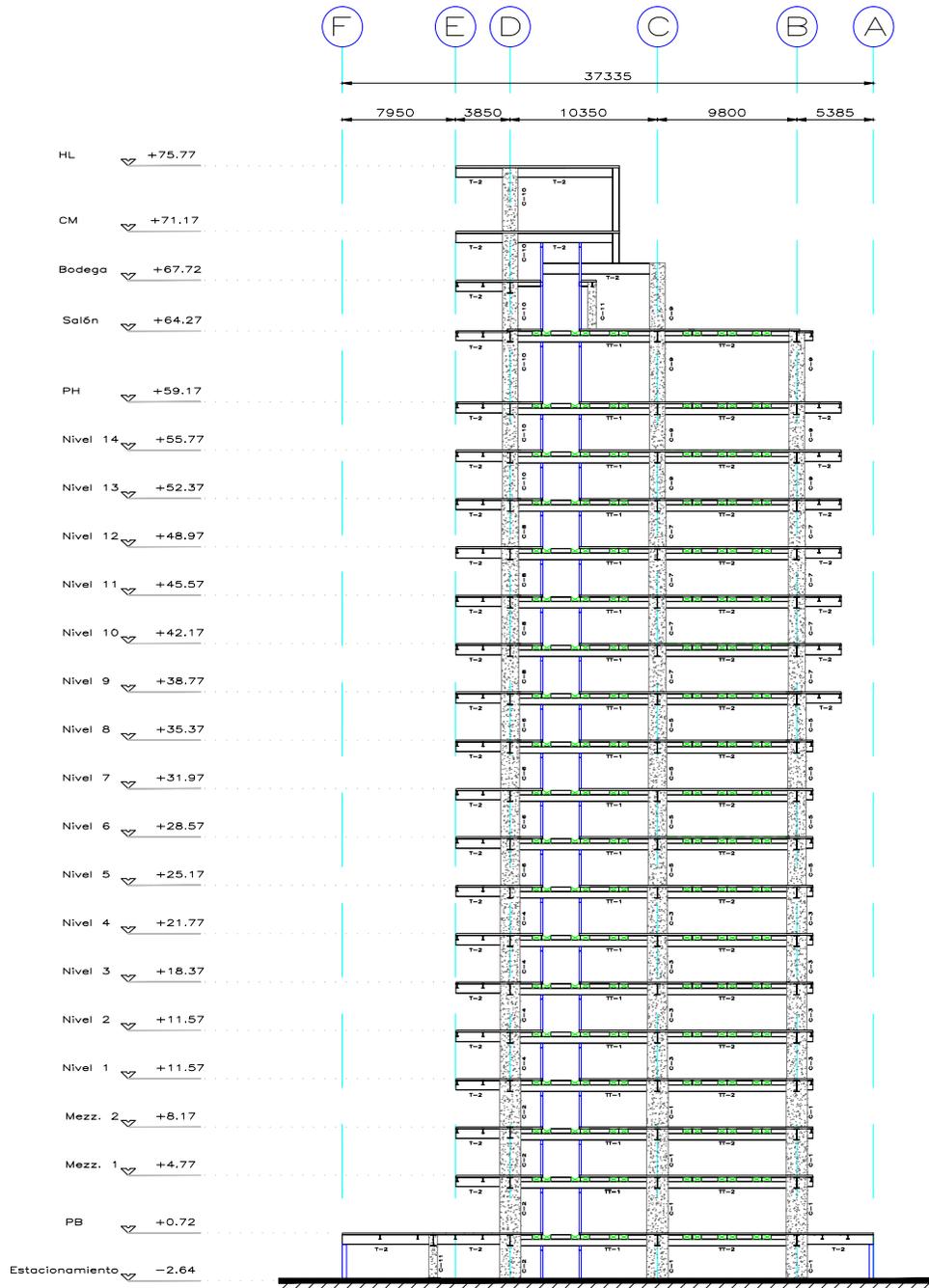


FIG. 3.23 MARCO EJE 7

NOTAS:
 LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL NIVEL TOPE DE CONCRETO.
 NIVELES EN METROS.
 ACOTACIONES EN MILIMETROS.

Evaluación Estructural de un Edificio de Concreto-Acero, de 23 Niveles, con Columnas de Concreto Reforzado de Acción Compuesta, Diseñado y Construido Entre los Años 1989 y 1994, en el Paseo de la Reforma de la Ciudad de México.			
Presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
Director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
Concepto:	aprobó:	archivo:	fecha:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	JGCh	MARCOS	S/E
dibujo:	MARCO EJE 7		fecha: 04 MARZO 2014
			Figura: 3.23

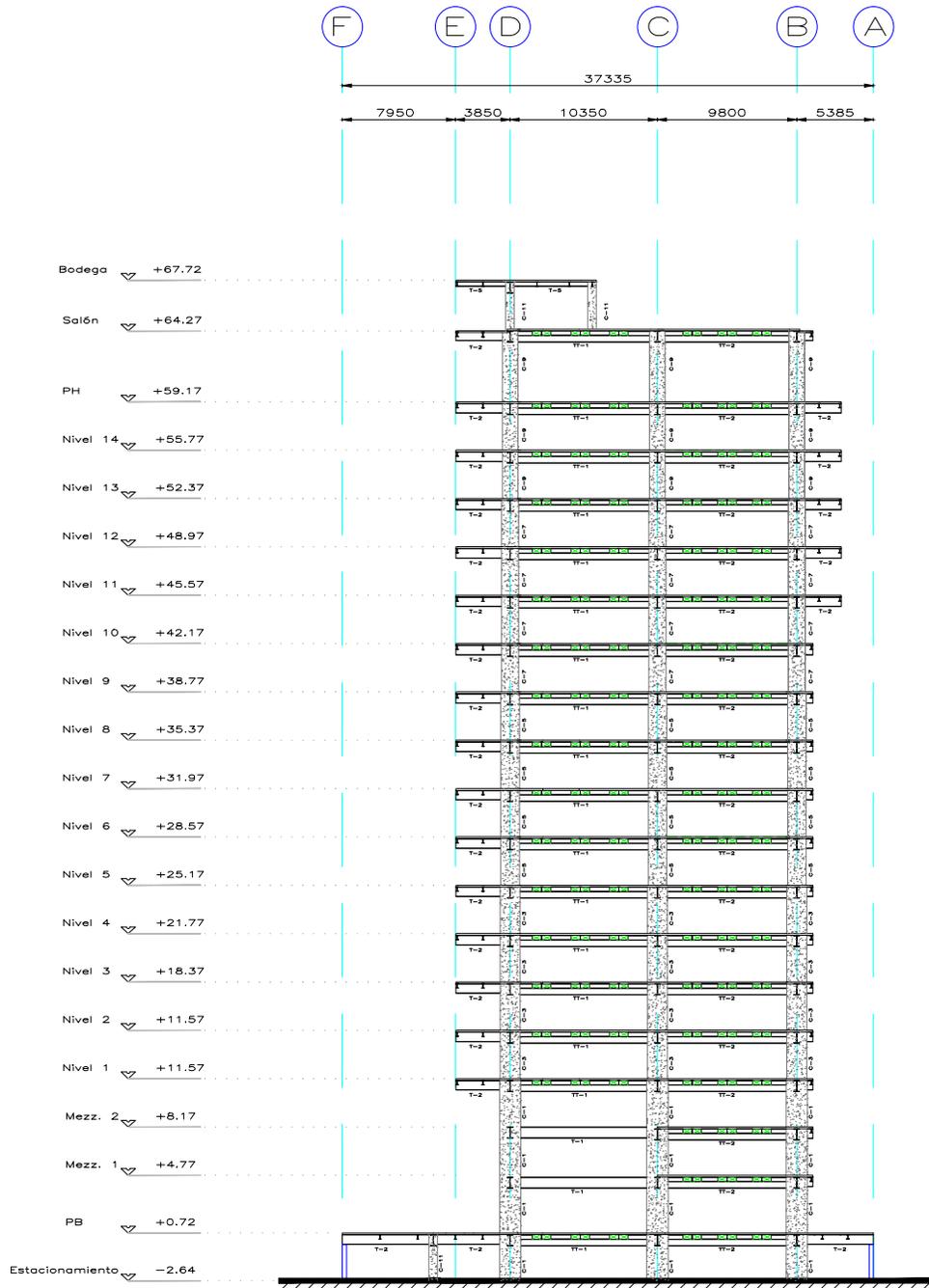


FIG. 3.24 MARCO EJE 8

NOTAS:
 LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL NIVEL TOPE DE CONCRETO.
 NIVELES EN METROS.
 ACOTACIONES EN MILIMETROS.

Evaluación Estructural de un Edificio de Concreto-Acero, de 23 Niveles, con Columnas de Concreto Reforzado de Acción Compuesta, Diseñado y Construido Entre los Años 1989 y 1994, en el Paseo de la Reforma de la Ciudad de México.			
Presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
Director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
Concepto: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	Aprobó: JGCh	Archívalo: MARCOS	Escala: S/E
Dibujó: MARCO EJE 8		Fecha: 04 MARZO 2014	
		Figura: 3.24	

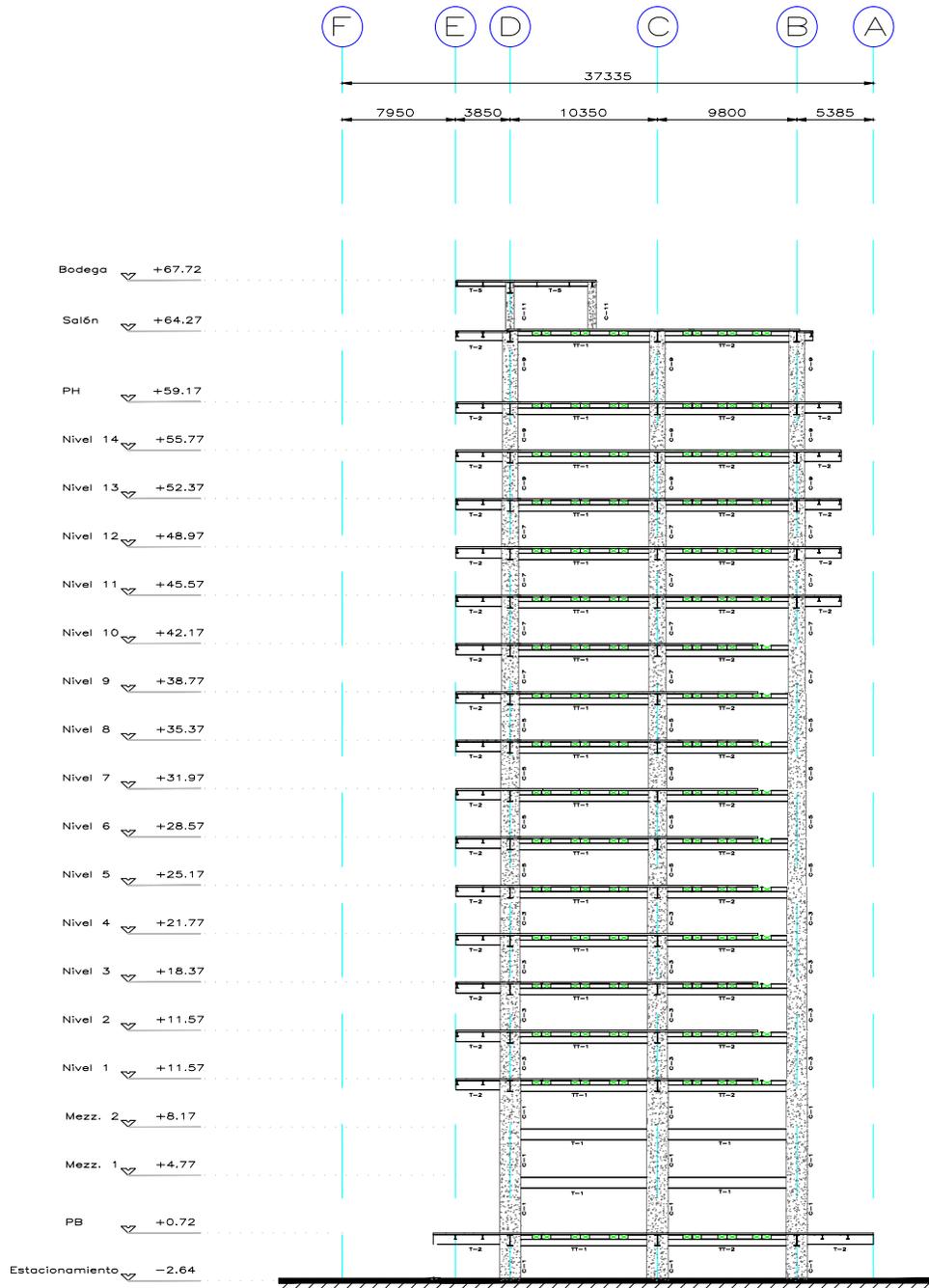


FIG. 3.25 MARCO EJE 9

NOTAS:
 LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL NIVEL TOPE DE CONCRETO.
 NIVELES EN METROS.
 ACOTACIONES EN MILIMETROS.

teste profesional: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
Presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
Director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	aprobó: JGCh	archívo: MARCOS	fecha: 04 MARZO 2014
dibujo: MARCO EJE 9	escala: S/E		
			figura: 3.25

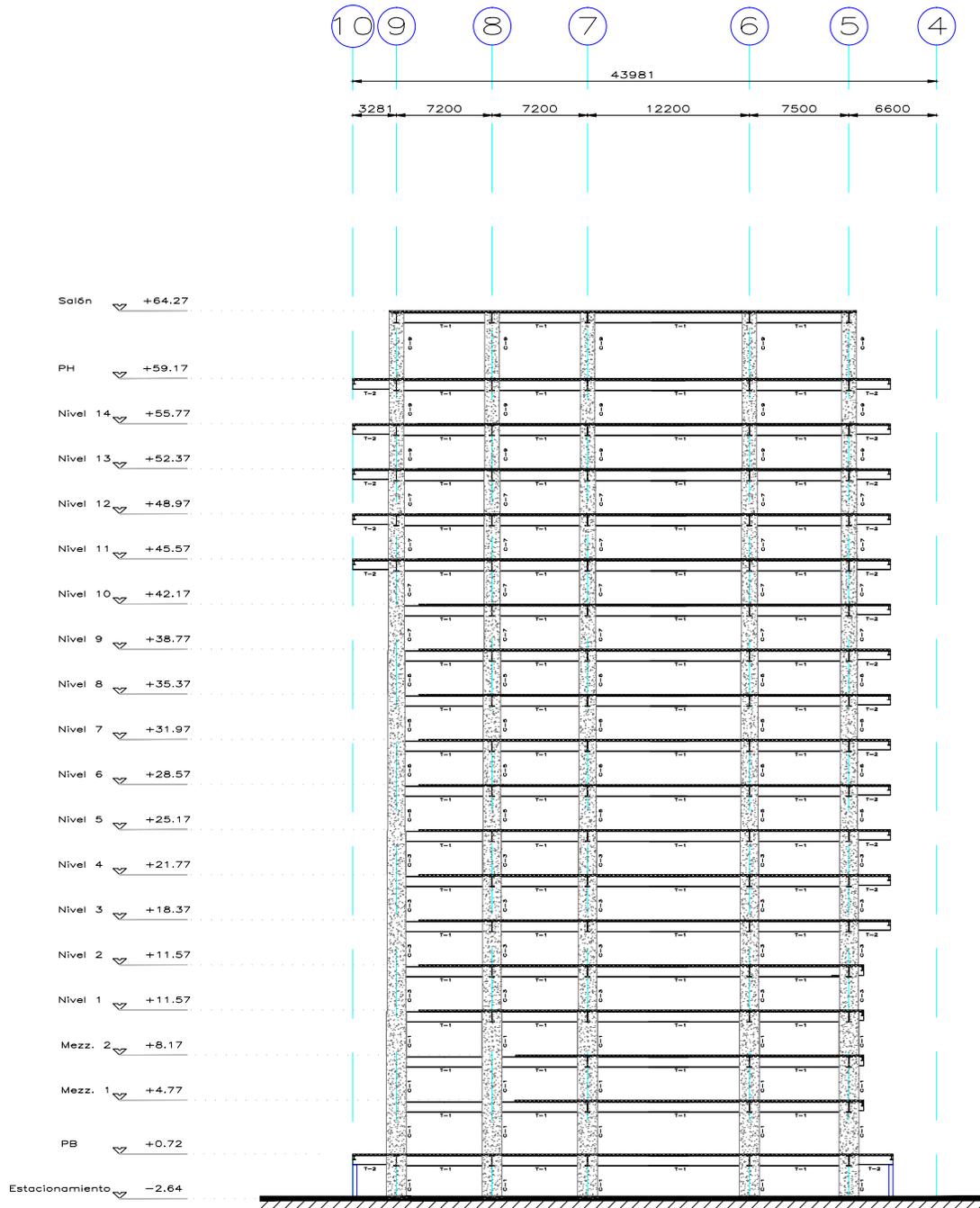


FIG. 3.26 MARCO EJE B

teste profesional: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
Director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	aprobó: JGCh	archívo: MARCOS	escala: S/E
dibujo: MARCO EJE B		fecha: 04 MARZO 2014	figura: 3.26

NOTAS:
 LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL NIVEL TOPE DE CONCRETO.
 NIVELES EN METROS.
 ACOTACIONES EN MILIMETROS.

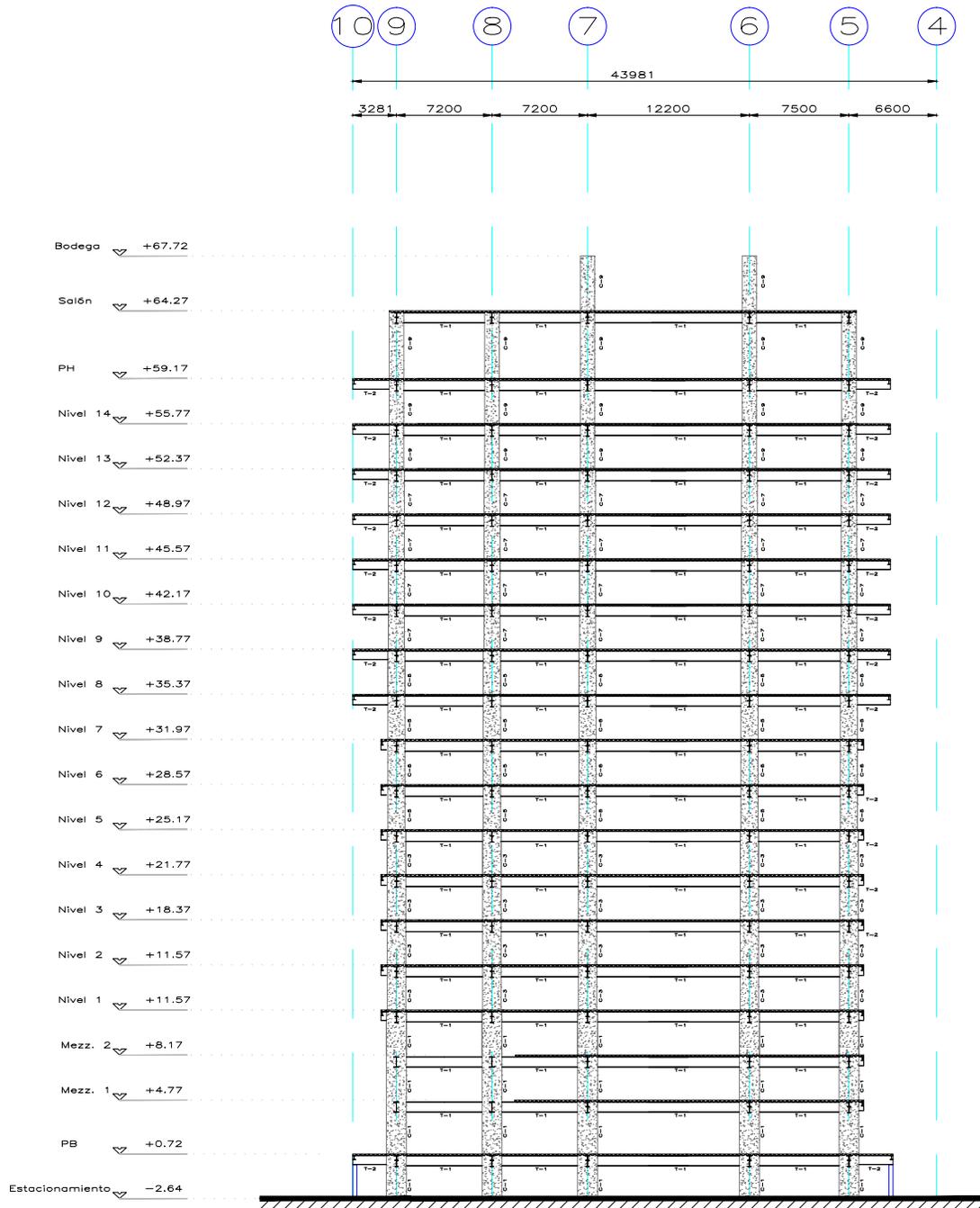


FIG. 3.27 MARCO EJE C

NOTAS:
 LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL NIVEL TOPE DE CONCRETO.
 NIVELES EN METROS.
 ACOTACIONES EN MILIMETROS.

teste profesional: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
Director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	aprobó: JGCh	archívo: MARCOS	escala: S/E
dibujó: MARCO EJE C		fecha: 04 MARZO 2014	figura: 3.27

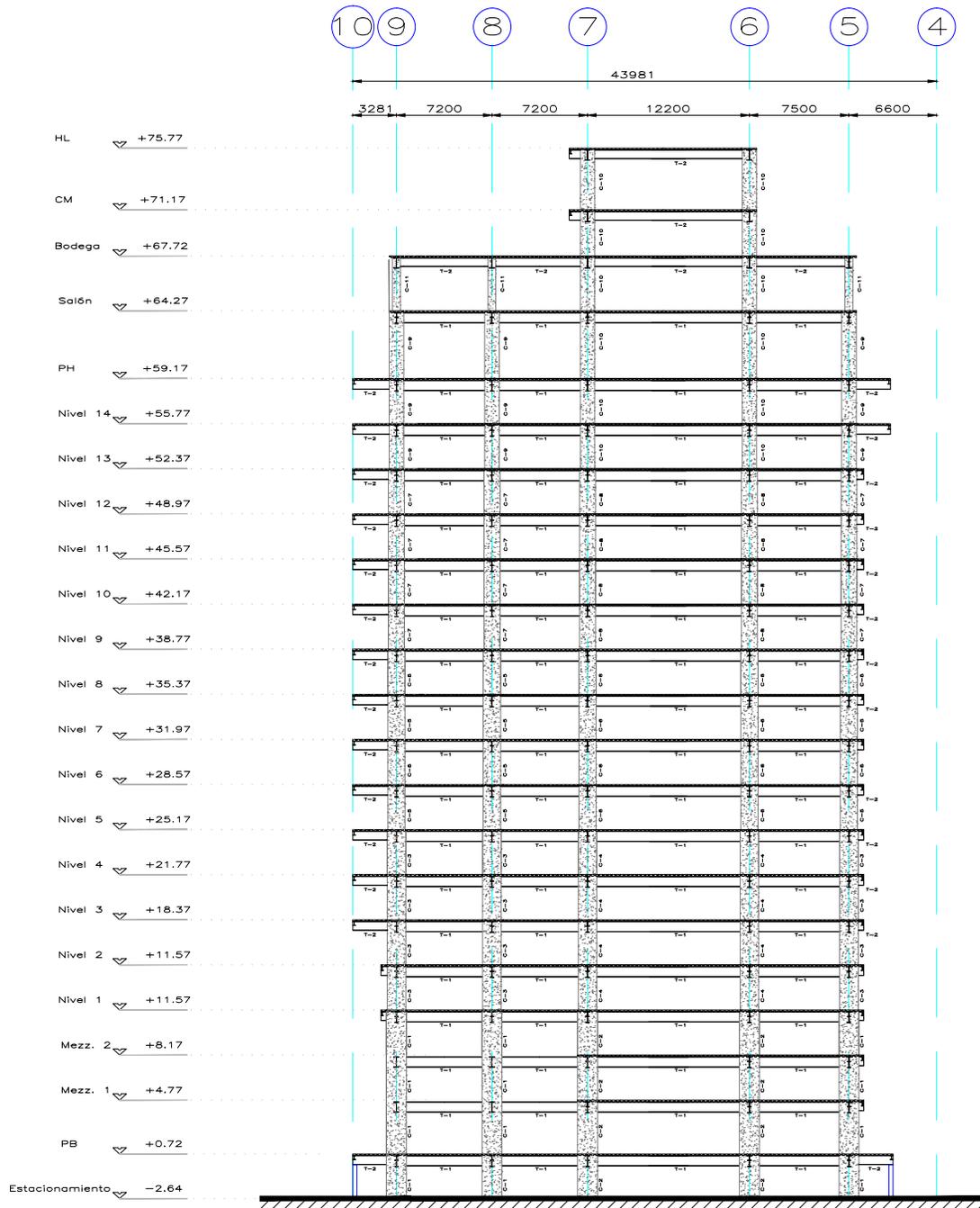


FIG. 3.28 MARCO EJE D

NOTAS:
 LOS NIVELES ESTÁN REFERIDOS AL NIVEL TOPE DE CONCRETO.
 NIVELES EN METROS.
 ACOTACIONES EN MILIMETROS.

teste profesional: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
Director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	aprobó: JGCh	archívo: MARCOS	escala: S/E
dibujó: MARCO EJE D		fecha: 04 MARZO 2014	figura: 3.28

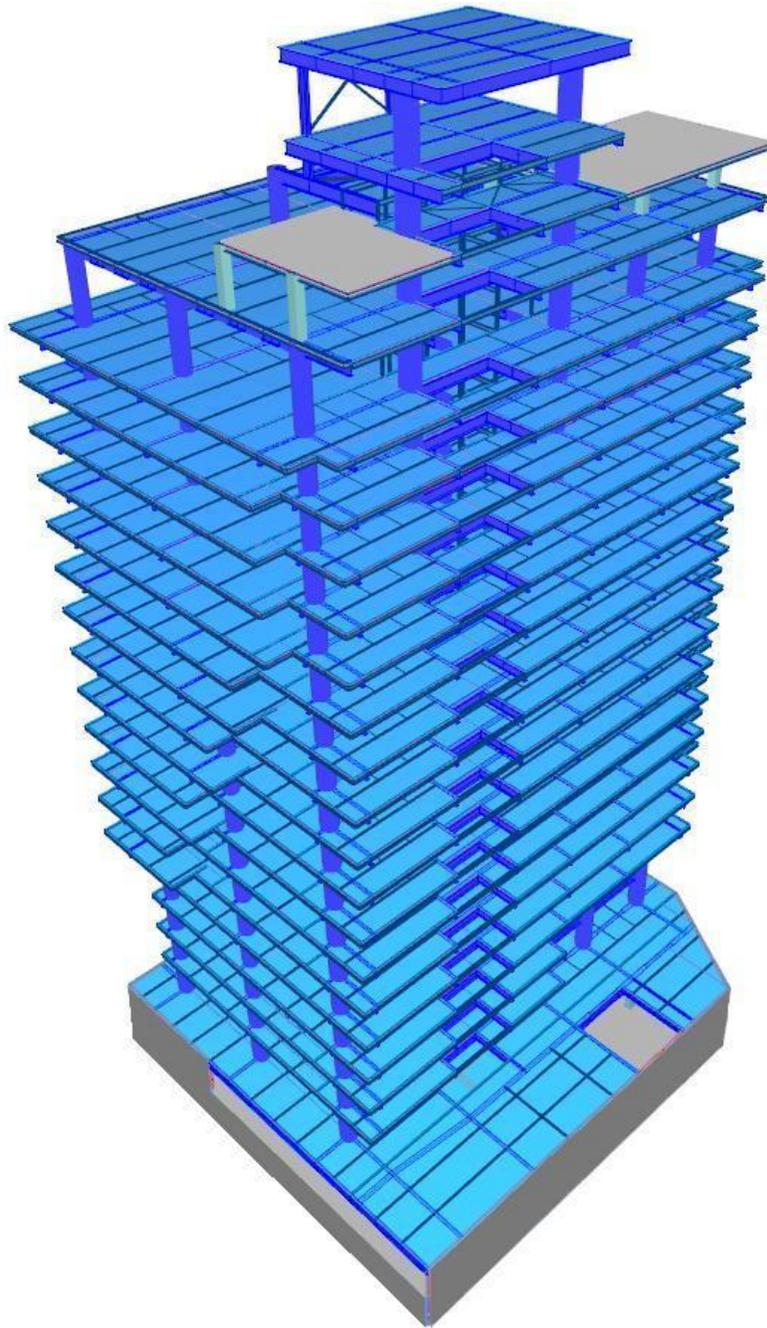


FIG. 3.29 ISOMÉTRICO 1

tesis profesional: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	aprobó: JGCh	archívo: MARCOS	escala: S/E
dibujo: ISOMÉTRICO 1	fecha: 04 MARZO 2014	figura: 3.29	

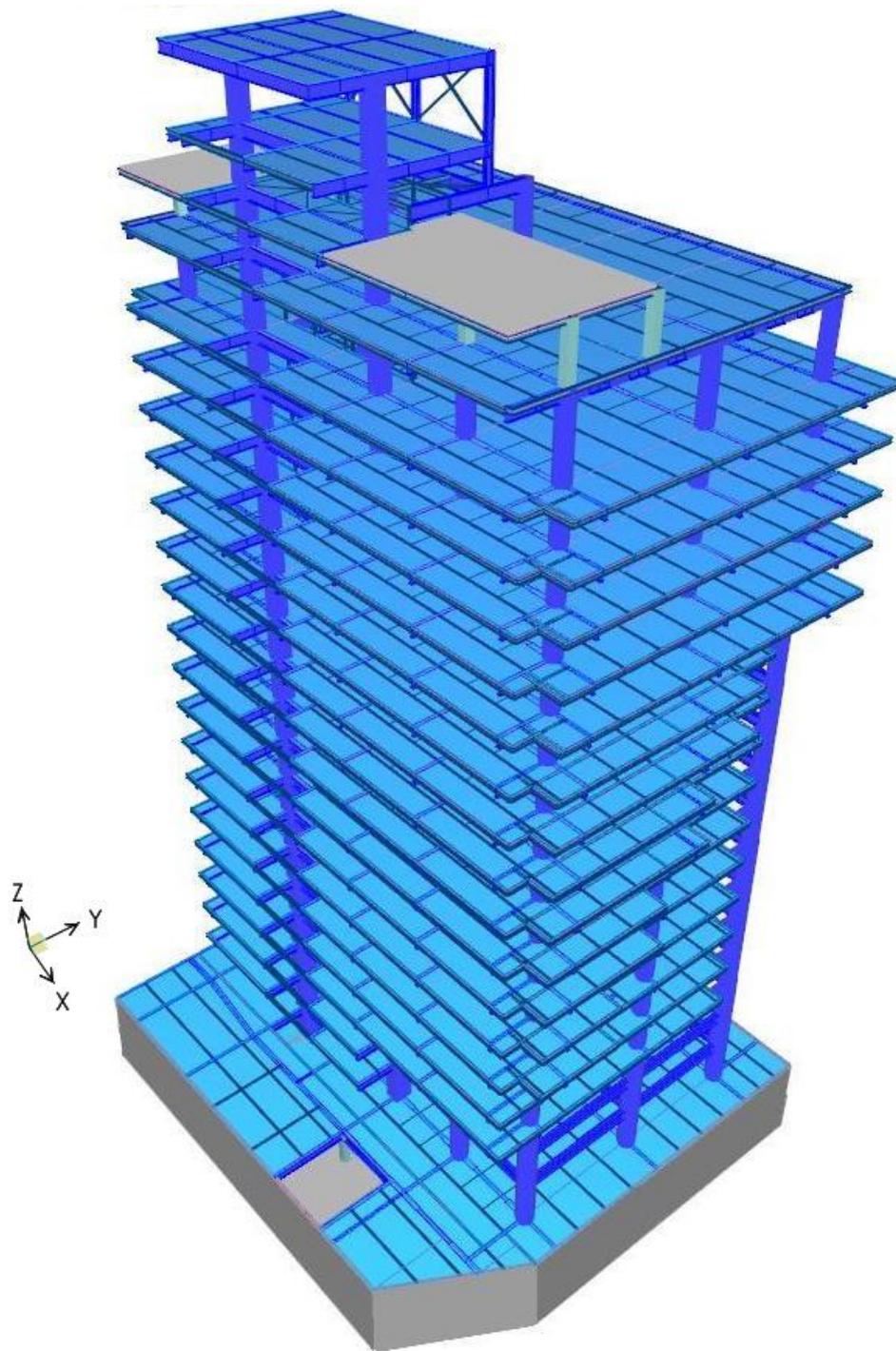


FIG. 3.30 ISOMÉTRICO 2

tesis profesional: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	aprobó: JGCh	archiva: MARCOS	escala: S/E
dibujo: ISOMÉTRICO 2	fecha: 04 MARZO 2014	figura: 3.30	

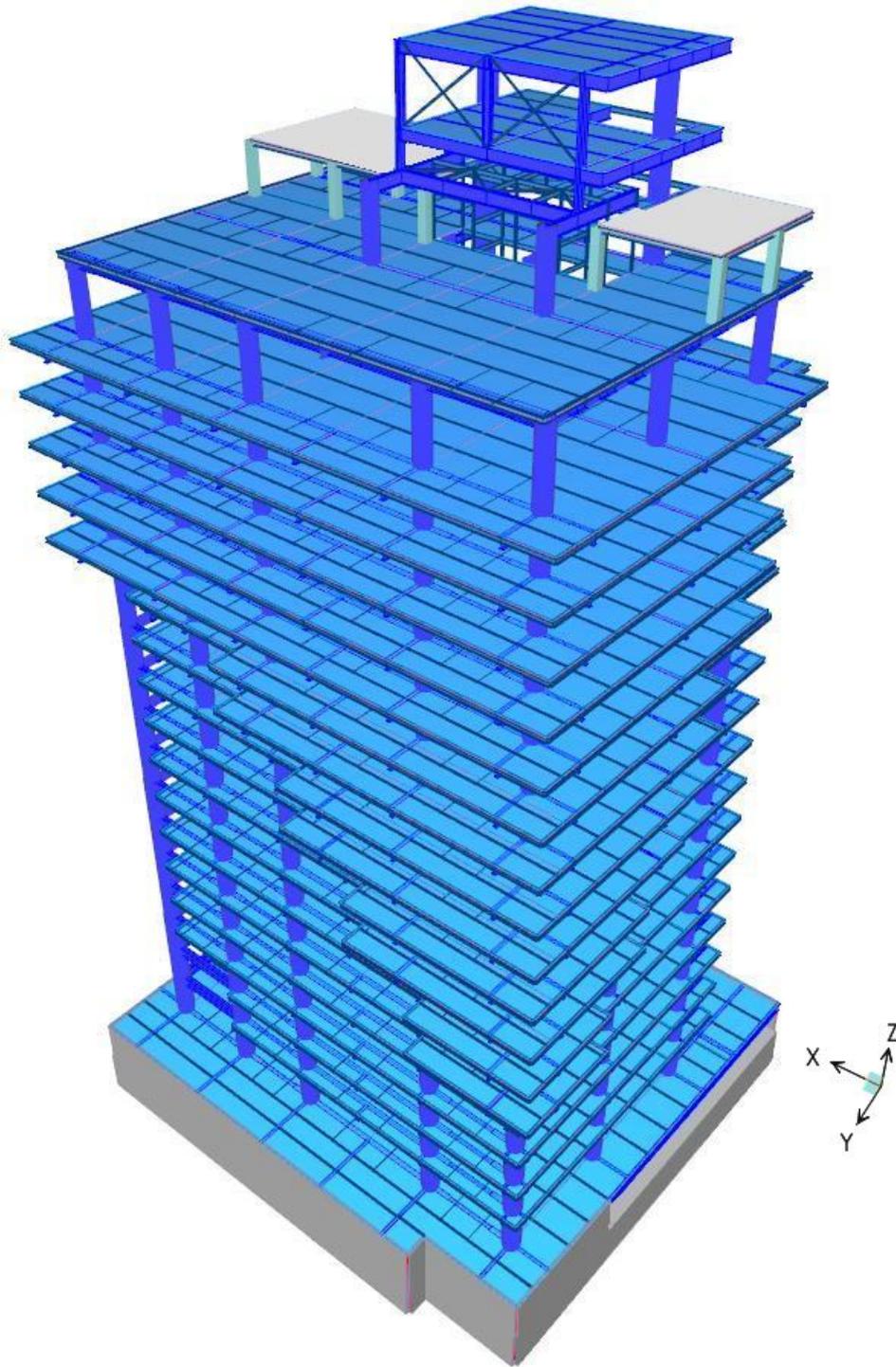


FIG. 3.31 ISOMÉTRICO 3

tesis profesional: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto:	aprobó:	archivó:	escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	JGCh	MARCOS	S/E
dibujo:	fecha:		figura:
ISOMÉTRICO 3	04 MARZO 2014		3.31

IV. ANÁLISIS DE RESULTADOS.

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal en su versión 2004 (RCDF04), en el artículo 146 establece que toda edificación debe contar con un sistema estructural que permita el flujo adecuado de las fuerzas que generan las distintas acciones de diseño, para que dichas fuerzas puedan ser transmitidas de manera continua y eficiente hasta la cimentación.

Además, el artículo 147, indica que: toda estructura y cada una de sus partes deben diseñarse para cumplir con los requisitos básicos siguientes:

a) Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida esperada;

b) No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación.

IV.1 REVISIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO.

El RCDF04 define los límites de servicio como la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.

El índice más importante para determinar la magnitud de los posibles daños es la distorsión de entrepiso, ψ , definida como el desplazamiento relativo entre dos pisos sucesivos, Δ , dividido entre la altura del entrepiso, H . Sin embargo, antes de comparar con deformaciones admisibles, las deformaciones calculadas, Δ_c , tienen que ser multiplicadas por el factor de comportamiento sísmico reducido Q' . Esto se debe a que la reducción en el coeficiente sísmico por comportamiento inelástico es válida para determinar las fuerzas de diseño, no obstante las deformaciones que ocurrirían en la estructura serían del orden de Q' veces las calculadas con un análisis elástico bajo esas fuerzas reducidas. Finalmente la distorsión de entrepiso queda definida como:

$$\psi = \frac{\Delta}{H} \quad (4.1)$$

Donde:

$$\Delta = \Delta_c \cdot Q' \quad (4.2)$$

Las distorsiones se calcularon a partir de los desplazamientos que se presentan en los diferentes niveles de la estructura, producidos por las combinaciones de carga C08 hasta la combinación de carga C16. Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo limitan las distorsiones admisibles a 0.012 por lo que cualquier distorsión que sea mayor a este valor límite será considerado como un comportamiento no satisfactorio.

En las figuras 4.1 a 4.3 se muestran isométricos de la configuración deformada de la estructura, producidos por la combinación de carga C12, que es el caso de comportamiento más desfavorable en dirección del eje X; y en las figuras 4.4 a 4.6 se presentan los isométricos de la configuración deformada correspondientes al caso más

desfavorable en dirección del eje Y, que para esta estructura es la combinación de carga C13, en ambos casos los desplazamientos se amplificaron 12 veces de la configuración deformada original.

En la tabla 4.1 se presentan los desplazamientos de cada nivel, se observa que varios valores superan el límite admisible por lo que se tienen condiciones desfavorables de servicio. En la gráfica 4.1 se muestra una comparación de las deformaciones que se presentan en la estructura y las deformaciones máximas admisibles propuestas por el RCDF04.

Tabla 4.1. Revisión de desplazamientos.

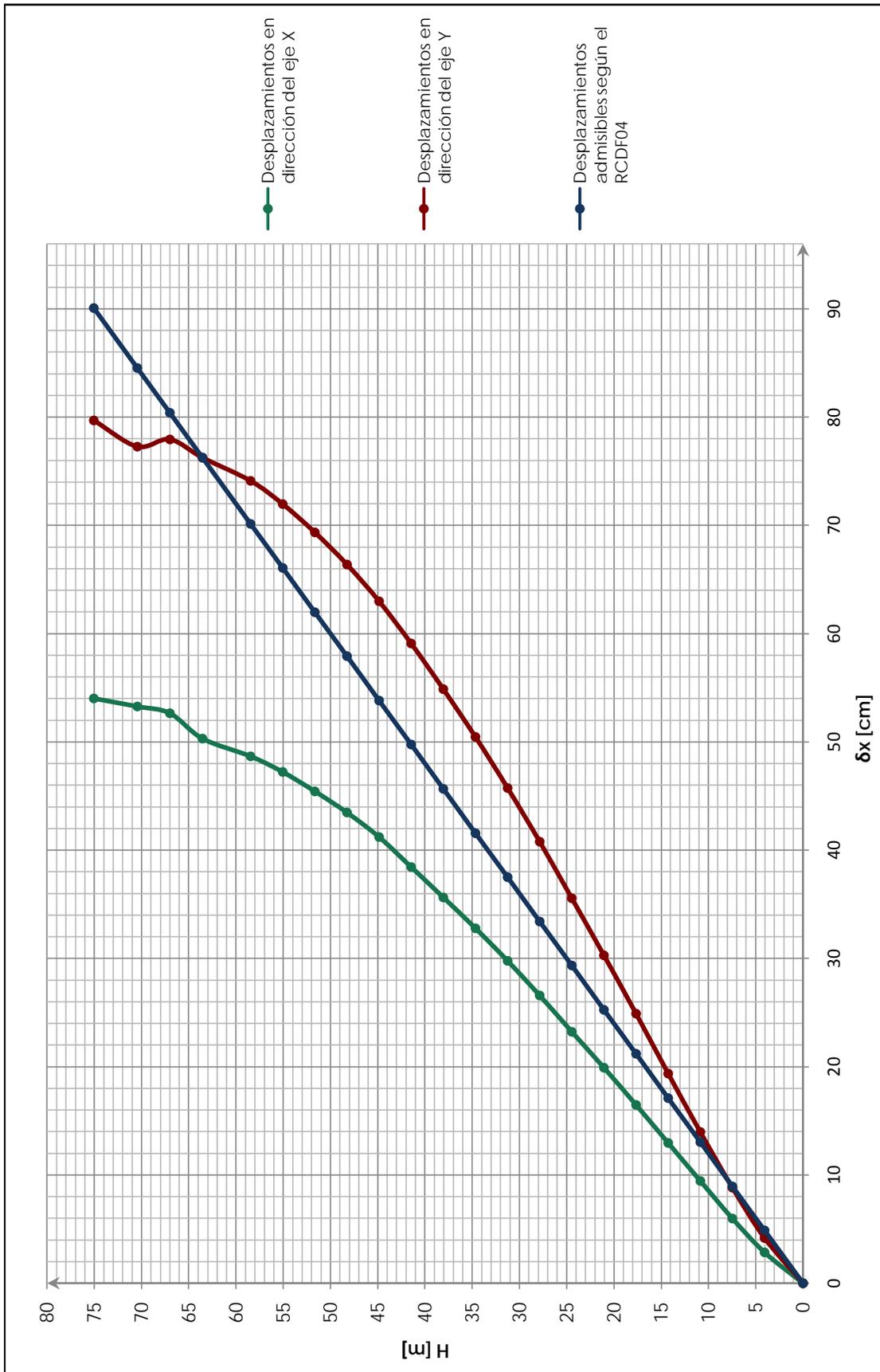
PISO	H [m]	NUDO	DIRECCIÓN DE X			DIRECCIÓN DE Y		
			Combinación de Carga 12			Combinación de carga 13		
			δ [cm]	ΔX [cm]	ψ_x	δ [cm]	ΔY [cm]	ψ_y
MZ1	4.05	M1-1	3.001	3.001	0.0074	4.464	4.464	0.0110
		M1-25	2.879	2.879	0.0071	3.913	3.913	0.0097
		M1-169	2.762	2.762	0.0068	4.464	4.464	0.0110
		M1-168	2.739	2.739	0.0068	3.913	3.913	0.0097
MZ2	7.45	M2-1	6.363	3.361	0.0099	9.237	4.773	0.0140
		M2-25	6.078	3.200	0.0094	8.401	4.488	0.0132
		M2-169	5.765	3.003	0.0088	9.237	4.773	0.0140
		M2-168	5.718	2.979	0.0088	8.401	4.488	0.0132
N1	10.85	N1-1	9.966	3.603	0.0106	14.586	5.349	0.0157
		N1-8	9.966	3.887	0.0114	13.381	4.980	0.0146
		N1-253	8.983	3.218	0.0095	14.586	5.349	0.0157
		N1-252	8.907	3.189	0.0094	13.333	4.932	0.0145
N2	14.25	N2-1	13.650	3.685	0.0108	20.280	5.694	0.0167
		N2-8	13.650	3.685	0.0108	18.476	5.095	0.0150
		N2-253	12.287	3.305	0.0097	20.280	5.694	0.0167
		N2-252	12.181	3.273	0.0096	18.413	5.080	0.0149
N3	17.65	N3-1	17.306	3.655	0.0108	26.043	5.763	0.0170
		N3-8	17.306	3.655	0.0108	23.566	5.090	0.0150
		N3-285	15.853	3.565	0.0105	26.471	6.192	0.0182
		N3-266	15.426	3.246	0.0095	23.491	5.078	0.0149
N4	21.05	N4-1	20.903	3.598	0.0106	31.751	5.708	0.0168
		N4-8	20.903	3.598	0.0106	28.597	5.031	0.0148
		N4-285	19.132	3.280	0.0096	32.278	5.807	0.0171
		N4-266	18.613	3.186	0.0094	28.511	5.020	0.0148
N5	24.45	N5-1	24.423	3.520	0.0104	37.342	5.591	0.0164
		N5-8	24.423	3.520	0.0104	33.517	4.920	0.0145
		N5-288	22.329	3.197	0.0094	37.965	5.687	0.0167
		N5-268	21.721	3.108	0.0091	33.420	4.910	0.0144

Tabla 4.1 (continuación). Revisión de desplazamientos.

PISO	H [m]	NUDO	DIRECCIÓN DE X			DIRECCIÓN DE Y		
			Combinación de Carga 12			Combinación de carga 13		
			δ [cm]	ΔX [cm]	ψ_x	δ [cm]	ΔY [cm]	ψ_y
N6	27.85	N6-1	27.955	3.533	0.0104	42.890	5.548	0.0163
		N6-8	27.955	3.533	0.0104	38.363	4.846	0.0143
		N6-288	25.518	3.188	0.0094	43.611	5.645	0.0166
		N6-268	24.825	3.105	0.0091	38.257	4.837	0.0142
N7	31.25	N7-1	31.347	3.392	0.0100	48.210	5.320	0.0156
		N7-8	31.347	3.392	0.0100	42.953	4.590	0.0135
		N7-293	28.557	3.039	0.0089	49.026	5.415	0.0159
		N7-272	27.789	2.963	0.0087	42.840	4.583	0.0135
N8	34.65	N8-1	34.576	3.229	0.0095	53.265	5.055	0.0149
		N8-8	34.576	3.229	0.0095	47.261	4.308	0.0127
		N8-293	31.424	2.868	0.0084	54.174	5.148	0.0151
		N8-272	30.590	2.801	0.0082	47.144	4.304	0.0127
N9	38.05	N9-1	37.631	3.054	0.0090	58.024	4.759	0.0140
		N9-8	37.631	3.054	0.0090	51.293	4.032	0.0119
		N9-294	34.108	2.684	0.0079	59.020	4.847	0.0143
		N9-272	33.217	2.627	0.0077	51.172	4.028	0.0118
N10	41.45	N10-1	40.623	2.992	0.0088	62.583	4.559	0.0134
		N10-8	40.623	2.992	0.0088	55.126	3.833	0.0113
		N10-294	36.694	2.586	0.0076	63.665	4.645	0.0137
		N10-272	35.755	2.538	0.0075	55.003	3.831	0.0113
N11	44.85	N11-1	43.367	2.744	0.0081	66.724	4.142	0.0122
		N11-8	43.367	2.744	0.0081	58.578	3.453	0.0102
		N11-276	39.025	2.331	0.0069	67.885	4.220	0.0124
		N11-283	39.025	3.269	0.0096	58.793	3.790	0.0111
N12	48.25	N12-1	45.849	2.481	0.0073	70.431	3.707	0.0109
		N12-8	45.849	2.481	0.0073	61.621	3.043	0.0089
		N12-276	41.073	2.049	0.0060	71.665	3.779	0.0111
		N12-283	41.073	2.049	0.0060	61.833	3.040	0.0089
N13	51.65	N13-1	48.062	2.214	0.0065	73.703	3.271	0.0096
		N13-8	48.062	2.214	0.0065	64.249	2.628	0.0077
		N13-276	42.825	1.752	0.0052	75.001	3.337	0.0098
		N13-283	42.825	1.752	0.0052	64.454	2.621	0.0077
N14	55.05	N14-1	50.098	2.036	0.0060	76.620	2.918	0.0086
		N14-8	50.098	2.036	0.0060	66.508	2.259	0.0066
		N14-276	44.327	1.502	0.0044	77.981	2.979	0.0088
		N14-283	44.327	1.502	0.0044	66.701	2.247	0.0066
PH	58.45	PH-1	51.870	1.772	0.0052	79.091	2.471	0.0073
		PH-8	51.870	1.772	0.0052	68.333	1.825	0.0054
		PH-275	45.498	1.172	0.0034	80.506	2.526	0.0074
		PH-282	45.498	1.172	0.0034	68.509	1.808	0.0053

Tabla 4.1 (continuación). Revisión de desplazamientos.

PISO	H [m]	NUDO	DIRECCIÓN DE X			DIRECCIÓN DE Y		
			Combinación de Carga 12			Combinación de carga 13		
			δ [cm]	ΔX [cm]	ψ_x	δ [cm]	ΔY [cm]	ψ_y
SN	63.55	SLN-1	54.415	2.545	0.0050	81.927	2.836	0.0056
		SLN-8	54.415	2.545	0.0050	70.604	2.271	0.0045
		SLN-267	46.230	0.731	0.0014	81.927	1.421	0.0028
		SLN-282	46.230	0.731	0.0014	70.604	2.095	0.0041
BD	67.00	BOD-5	55.963	1.548	0.0045	71.982	2.604	0.0051
		BOD-6	55.946	1.531	0.0044	83.934	2.007	0.0039
		BOD-45	49.317	3.088	0.0089	83.934	2.007	0.0039
		BOD-51	49.317	3.088	0.0089	71.982	1.378	0.0027
CM	70.45	CMQ-1	57.416	1.453	0.0042	81.452	0.475	0.0009
		CMQ-4	57.416	1.470	0.0043	73.131	1.149	0.0023
		CMQ-21	49.094	0.223	0.0006	81.452	2.482	0.0049
		CMQ-24	49.094	0.223	0.0006	73.131	1.149	0.0023
HL	75.05	HL-1	59.100	1.684	0.0037	84.198	2.746	0.0054
		HL-4	59.100	1.684	0.0037	75.220	2.089	0.0041
		HL-21	48.951	0.143	0.0003	84.198	2.746	0.0054
		HL-24	48.951	0.143	0.0003	75.220	2.089	0.0041



Gráfica 4.1. Comparación de desplazamientos.

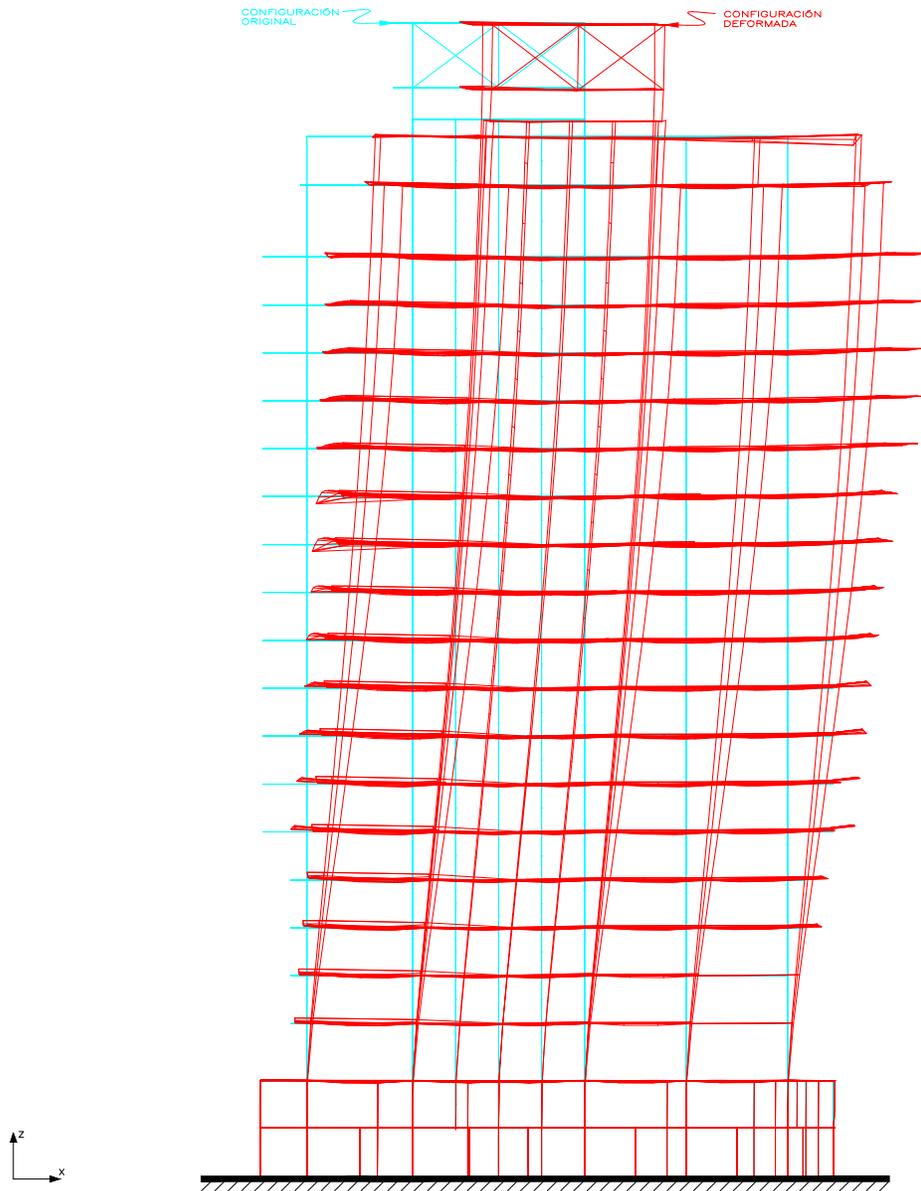


FIG. 4.1 VISTA CONFIG. DEFORMADA 1
COMBINACIÓN DE CARGA C12

teste profesional: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto:	aprobó:	archivo:	escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	JGCh	FACHADAS	S/E
cliente:	fecha:	revisión:	
LIMITES DE SERVICIO: C. DEFORMADA 1 C12	04 MARZO 2014		4.1

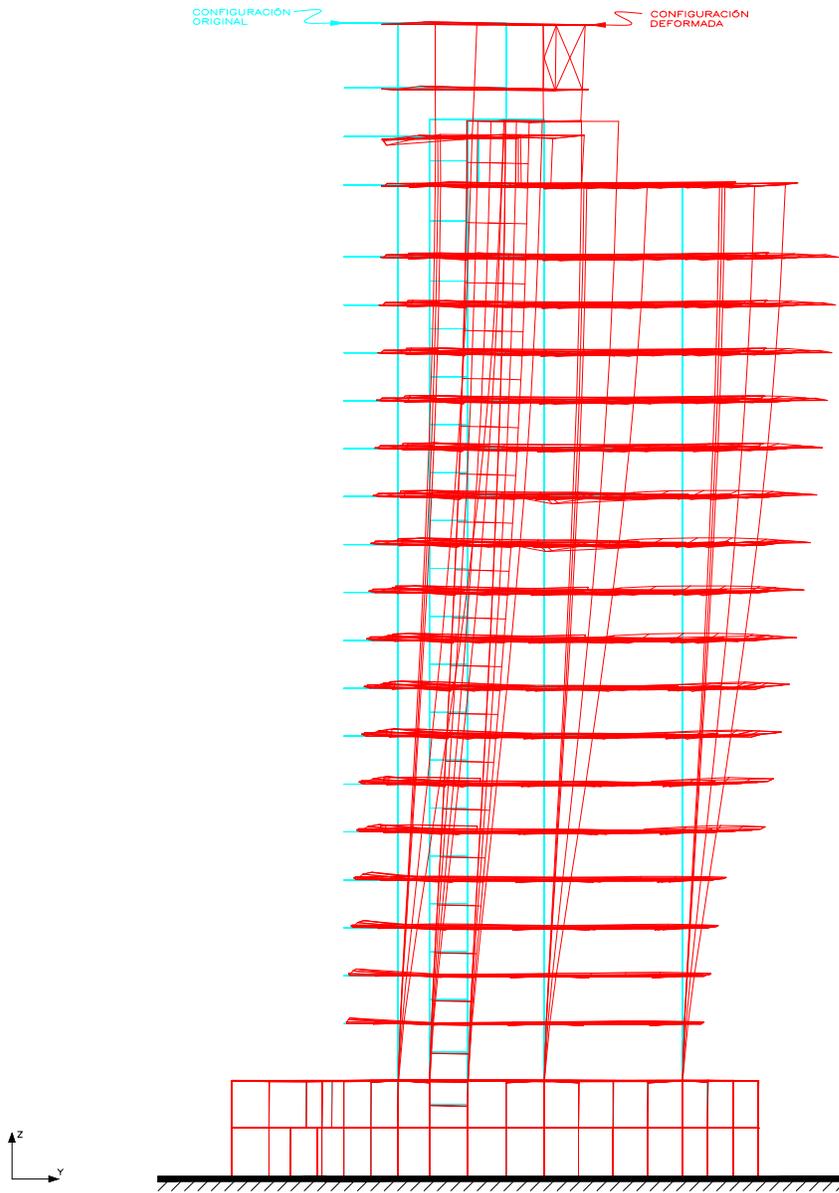


FIG. 4.2 VISTA CONFIG. DEFORMADA 2
COMBINACIÓN DE CARGA C12

tests profesional: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
director de tests: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	aprobó: JGCh	archiva: FACHADAS	escala: S/E
dibujos: LÍMITES DE SERVICIO: C. DEFORMADA 2 C12	fecha: 04 MARZO 2014	figura: 4.2	

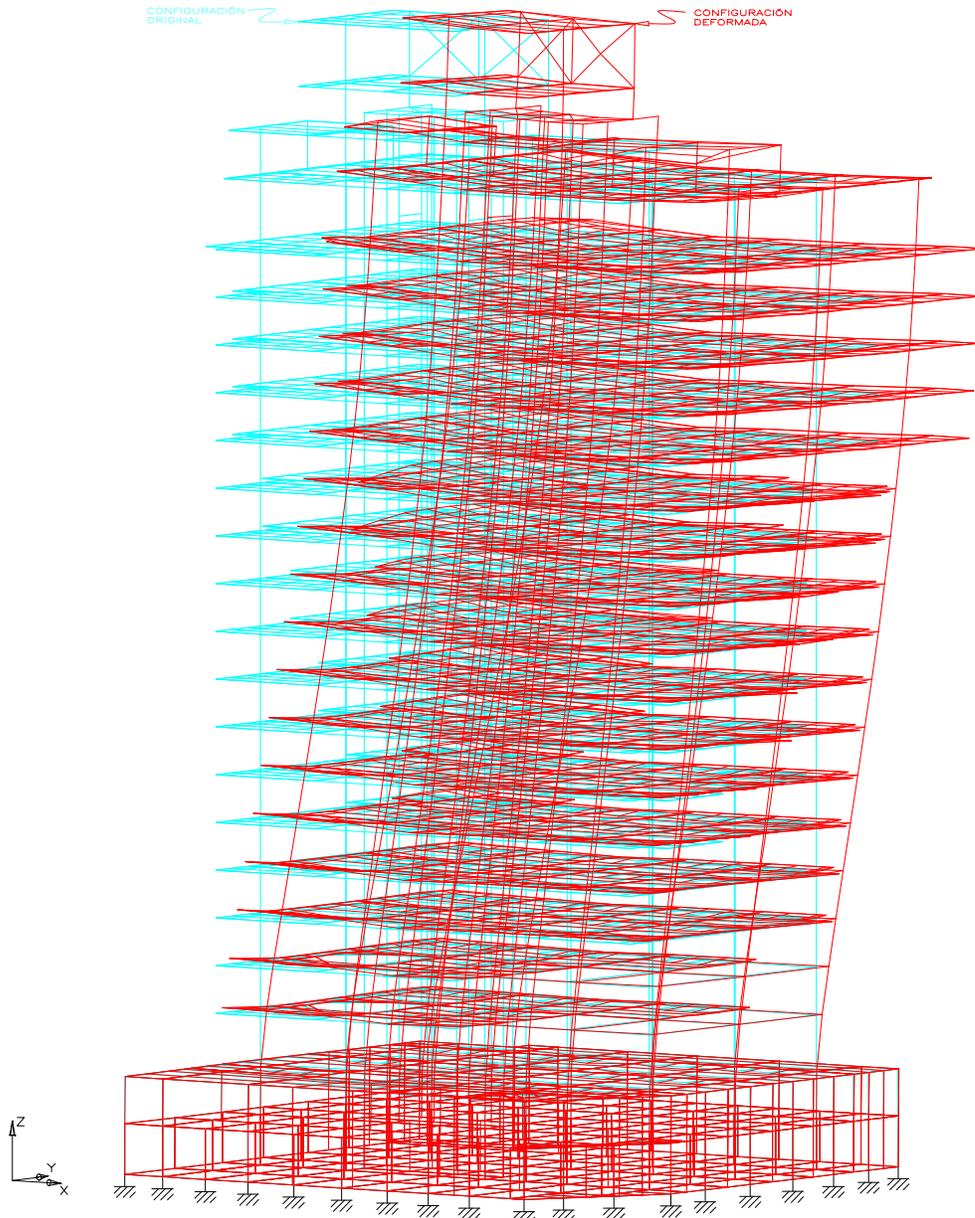


FIG. 4.3 ISOMÉTRICO CONFIG. DEFORMADA
COMBINACIÓN DE CARGA C12

	tesis profesional:		
	EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.		
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto:	aprobó:	archivo:	escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	JGCh	FACHADAS	S/E
cliente:	fecha:	versión:	
LÍMITES DE SERVICIO: C. DEFORMADA ISO. C12	04 MARZO 2014		4.3

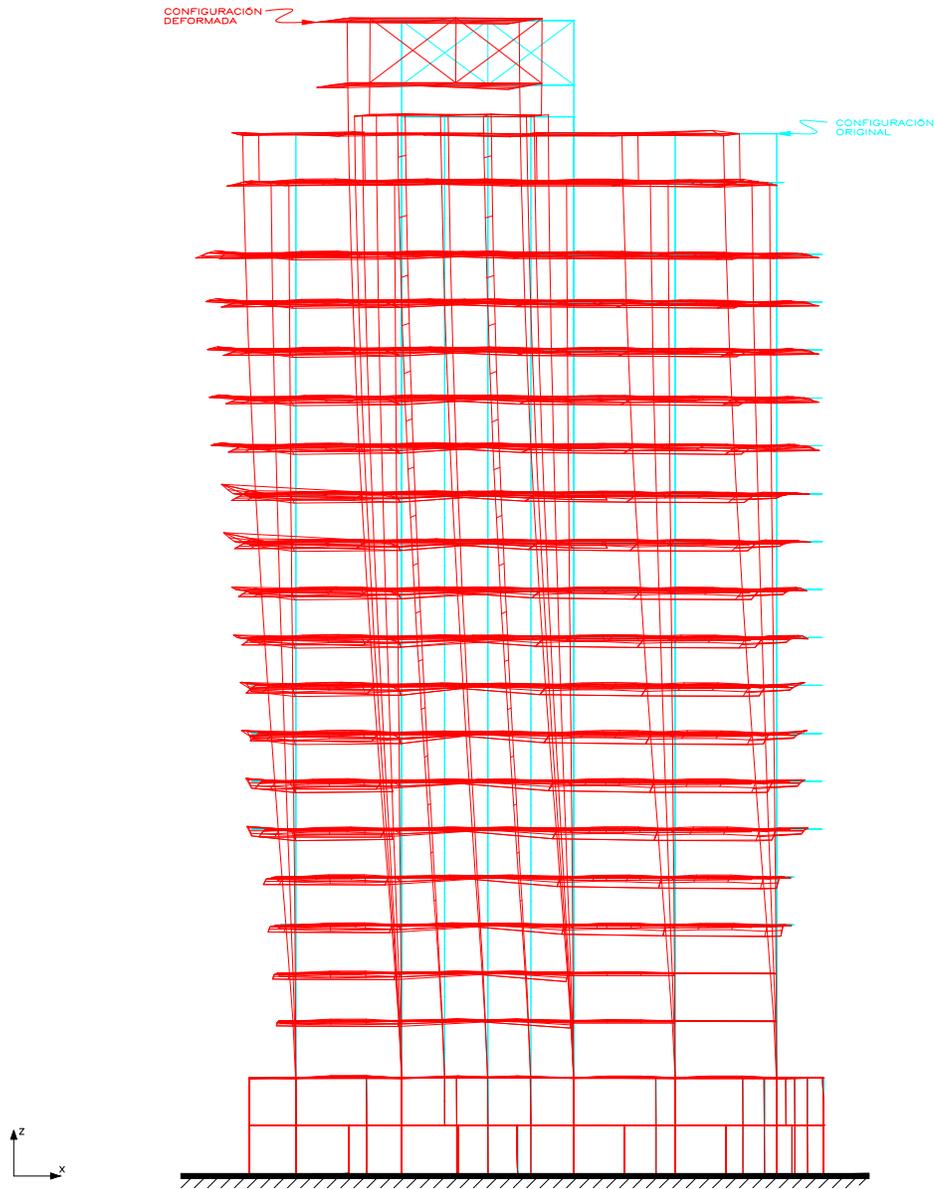


FIG. 4.4 VISTA CONFIG. DEFORMADA 1
COMBINACIÓN DE CARGA C13

teste profesional: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	aprobó: JGCh	archívo: FACHADAS	escala: S/E
título: LÍMITES DE SERVICIO: C. DEFORMADA 1 C13	fecha: 04 MARZO 2014	número: 4.4	

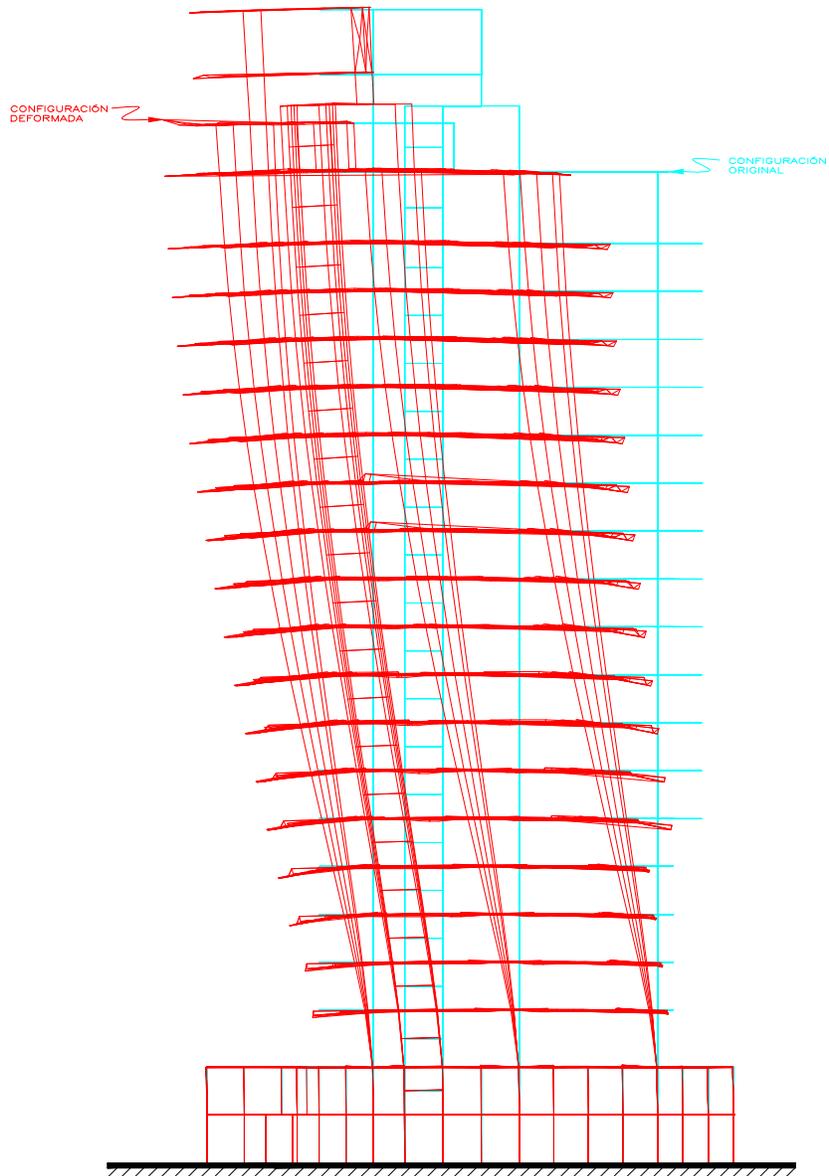


FIG. 4.5 VISTA CONFIG. DEFORMADA 2
COMBINACIÓN DE CARGA C13

	título profesional:		
	EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.		
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto:	aprobó:	archivo:	escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	JGCh	FACHADAS	S/E
cliente:	fecha:	versión:	
LIMITES DE SERVICIO: C. DEFORMADA 2 C13	04 MARZO 2014		4.5

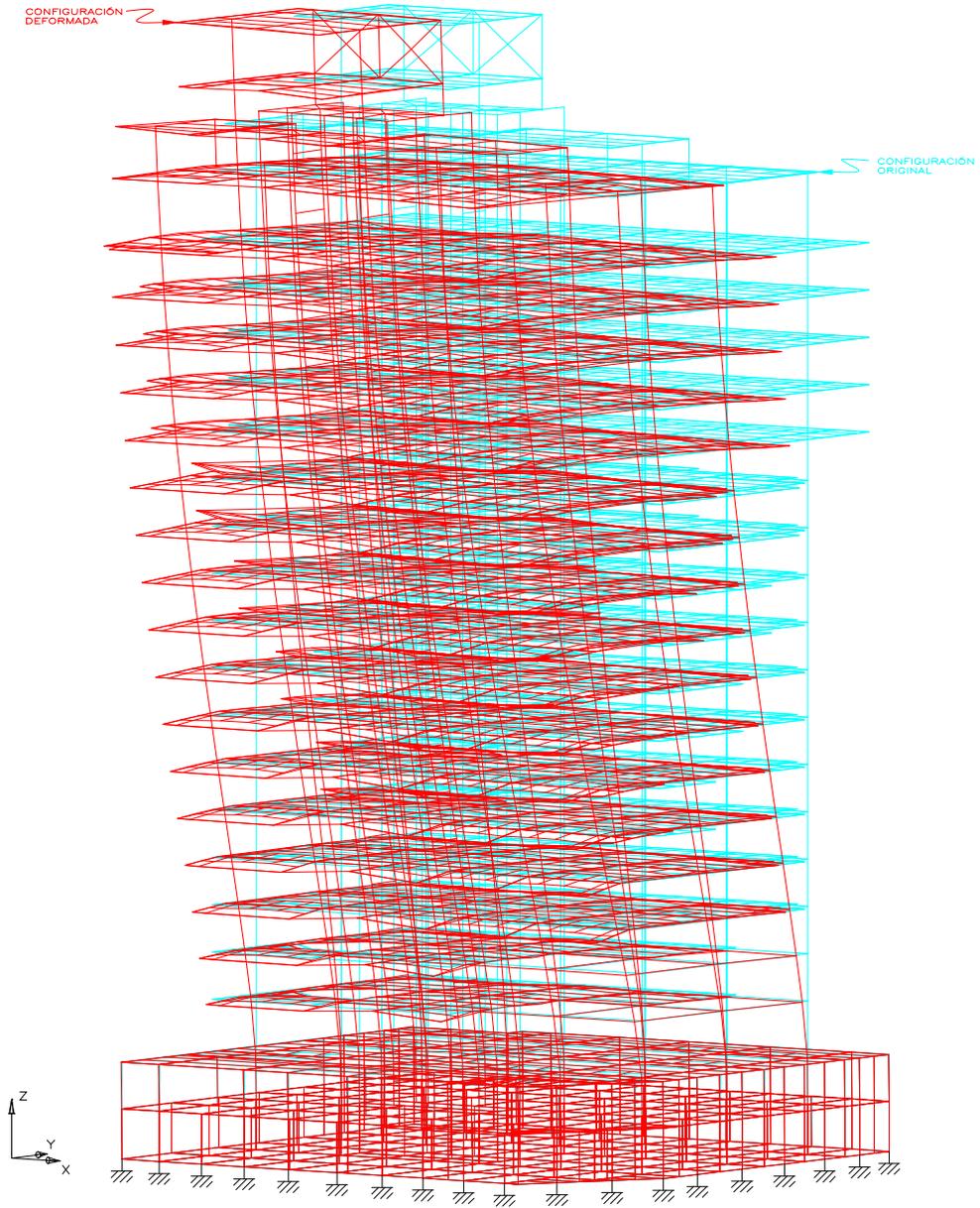


FIG. 4.6 ISOMÉTRICO CONFIG. DEFORMADA
COMBINACIÓN DE CARGA C13

			
tesis profesional: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto:	aprobó:	archivo:	escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	JGCh	FACHADAS	S/E
límites de servicio: ISOMÉTRICO 6 D's C12		fecha:	formato:
		04 MARZO 2014	4.6

IV.2 REVISIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITES DE FALLA.

La revisión de todos los elementos de acero consistió en el cálculo por medio de un análisis elástico, de las acciones internas producidas por las solicitaciones de trabajo en los diversos elementos estructurales. Una vez calculados los esfuerzos máximos ocasionados por estas acciones se comparan con los esfuerzos permisibles que se obtienen dividiendo ciertos esfuerzos característicos entre un coeficiente de seguridad. Este método es el descrito por el reglamento del Instituto Americano de la Construcción en Acero, Diseño por Esfuerzos Admisibles, AISC-ASD-1989 por sus siglas en inglés.

IV.2.1 ELEMENTOS EN COMPRESIÓN.

Los esfuerzos admisibles están referidos al área de la sección total de miembros cargados en compresión axial, cuya sección transversal cumple con las relaciones ancho-espesor.

$$F_a = \frac{F_y - \frac{F_y \left(\frac{Kl}{r}\right)^2}{2C_c}}{\frac{5}{3} + \frac{3\left(\frac{Kl}{r}\right) - \left(\frac{Kl}{r}\right)^3}{8C_c - 8C_c^3}} \quad \text{si} \quad \frac{Kl}{r} < C_c \quad (4.3)$$

$$F_a = \frac{12\pi^2 E}{23 \left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad \text{si} \quad \frac{Kl}{r} \geq C_c \quad (4.4)$$

Donde:

F_a .- Esfuerzo de compresión axial permisible en un miembro prismático.

E .- Módulo de elasticidad del acero.

F_y .- Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero utilizado.

K .- Factor de longitud efectiva de un miembro prismático.

l .- Longitud libre del miembro.

r .- Radio de giro de la sección.

Kl/r .- Relación de esbeltez efectiva máxima del miembro.

C_c .- Relación de esbeltez de columnas que separa el pandeo elástico del inelástico.

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}}$$

IV.2.2 ELEMENTOS EN FLEXIÓN.

1. Esfuerzos admisibles para secciones compactas

$$F_b = 0.60 F_y \quad (4.5)$$

2. Esfuerzos admisibles para elementos con longitud soportada mayor que l_c .

Se establecen como una función de esbeltez de cada elemento, l/r_T .

Cuando:

$$\sqrt{\frac{7.17 \times 10^6 C_b}{F_y}} \leq \frac{l}{r_T} \leq \sqrt{\frac{3.59 \times 10^7 C_b}{F_y}}$$

Entonces:

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y \left(\frac{l}{r_T} \right)^2}{1080 \times 10^5 C_b} \right] F_y \quad \dots \dots \text{Rango Elástico} \quad (4.6)$$

Cuando:

$$\frac{l}{r_T} \geq \sqrt{\frac{3.59 \times 10^7 C_b}{F_y}}$$

Entonces:

$$F_b = \frac{120 \times 10^5 C_b}{\left(\frac{l}{r_T} \right)^2} \quad \dots \dots \text{Rango Inelástico} \quad (4.7)$$

Cuando el patín de compresión sea sólido y aproximadamente regular en la sección transversal y su área no sea menor que la del patín en tensión:

$$F_b = \frac{844 \times 10^3 C_b}{\frac{l d}{A_f}} \quad (4.8)$$

Donde:

F_b .- Esfuerzo de flexión permisible en elementos prismáticos, en ausencia de fuerzas axiales.

F_y .- Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero utilizado.

l .- Distancia entre secciones transversales arriostradas.

r_T .- Radio de giro de una sección que comprende el patín en compresión más un tercio del área del alma en compresión.

A_f .- Área del patín en compresión.

d .- Peralte libre del alma de una columna.

C_b .- Coeficiente de flexión que depende de la variación del momento de flexión:

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2$$

Donde M_1 es el menor y M_2 el mayor de los momentos de flexión en los extremos de la longitud arriostrada, tomados respecto al eje mayor del miembro, y esta relación M_1/M_2 , es positiva cuando M_1 y M_2 tienen el mismo signo (flexión con curvatura doble), y negativa cuando estos tienen signos opuestos (flexión con curvatura simple).

IV.2.3 ELEMENTOS SUJETOS A CARGA AXIAL Y FLEXIÓN.

Los miembros sometidos simultáneamente a esfuerzos de compresión axial y esfuerzos de flexión, deben estar diseñados o ser revisados para que satisfagan las siguientes condiciones.

1. Revisión de columna completa.

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}\right) F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ey}}\right) F_{by}} \leq 1.0 \quad (4.9)$$

2. Revisión de secciones extremas.

$$\frac{f_a}{0.60F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (4.10)$$

Cuando $f_a/F_a \leq 0.15$ puede usarse la expresión siguiente, ya que no existe factor de amplificación.

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (4.11)$$

Donde:

F_a .- Esfuerzo de compresión axial permisible si sólo existiera fuerza axial.

F_b .- Esfuerzo de compresión por flexión permisible si sólo existiera momento de flexión.

F'_e .- Esfuerzo de Euler dividido entre un factor de seguridad.

$$F'_e = \frac{12 \pi E}{23 \left(\frac{K l}{r} \right)^2}$$

f_a .- Esfuerzo axial calculado.

f_b .- Esfuerzo de compresión por flexión calculado en el punto considerado.

C_m .- Coeficiente que se aplica al término de flexión, que depende de la curvatura de la columna causado por los momentos aplicados en ella:

- Para miembros en compresión en marcos sujetos a desplazamiento lateral $C_m=0.85$.

- Para miembros en compresión con extremos restringidos, en marcos arriostrados contra desplazamiento lateral y no sujetos a carga transversal entre sus apoyos en el plano de flexión.

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} > 0.4$$

Donde M_1/M_2 es la relación del momento menor al momento mayor, en los extremos de la parte del miembro no arriostrada, en el plano de flexión. M_1/M_2 es positiva cuando el miembro está flexionado en curvatura doble, y negativa cuando está flexionado en curvatura simple.

- Para miembros en compresión en marcos arriostrados contra desplazamiento lateral en el plano de carga sujetos a carga transversal en sus apoyos, el valor de C_m puede determinarse por un análisis racional; sin embargo en lugar de dicho análisis pueden emplearse los siguientes valores:

$C_m=0.85$; para miembros cuyos extremos están restringidos.

$C_m=1.0$; para miembros cuyos extremos no están restringidos.

En las formulas (4.9), (4.10) y (4.11), los subíndices x y y combinados con los subíndices b , m y e , indican el eje de flexión alrededor del cual se aplican un esfuerzo en particular o una propiedad de diseño.

IV.2.3 ELEMENTOS COMPUESTOS.

Para la revisión de los esfuerzos admisibles en elementos de sección compuesta se emplearan las mismas formulas y consideraciones que las secciones IV.2.1, IV.2.2 y IV.2.3, solamente se harán modificaciones en F_y y E , que serán sustituidos por los valores modificados F_{my} y E_m :

$$F_{my} = F_y + C_1 F_{yr} \frac{A_r}{A_t} + C_2 f_c^* \frac{A_c}{A_t} \quad (4.12)$$

$$E_m = E + C_3 E_c \frac{A_c}{A_t} \quad (4.13)$$

Donde:

A_c .- Área de concreto.

A_t .- Área del elemento de acero estructural.

A_r .- Área de las barras de refuerzo longitudinales.

E .- Módulo de elasticidad del acero.

E_c .- Módulo de elasticidad del concreto.

F_y .- Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero del perfil.

F_{yr} .- Esfuerzo de fluencia mínimo especificado de las barras de refuerzo longitudinal.

f_c' .- Resistencia especificada del concreto en compresión.

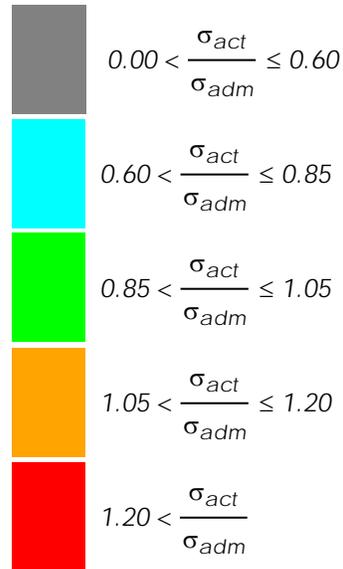
f_c^* .- Resistencia nominal del concreto en compresión, igual a $0.8f_c'$

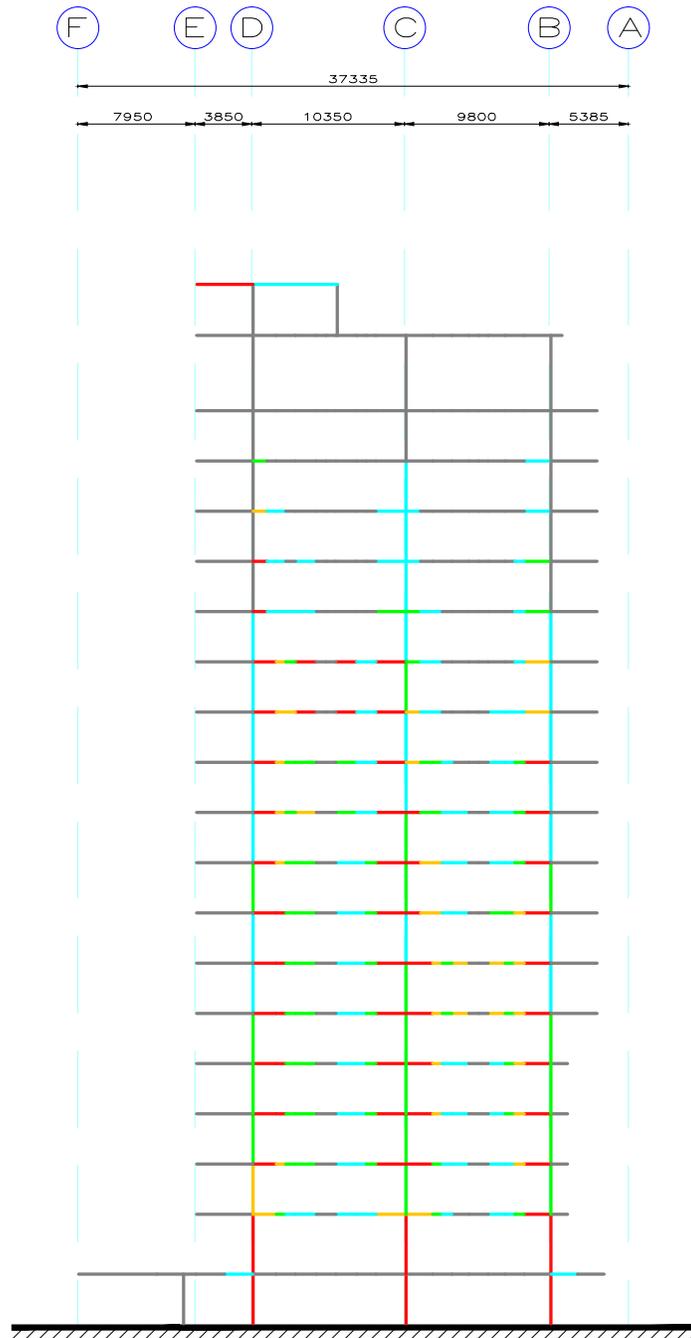
C_1, C_2, C_3 .- Coeficientes numéricos para perfiles ahogados $C_1=0.7, C_2=0.6, C_3=0.2$.

En las figuras 4.7 a 4.14, se muestran los resultados de la revisión de los marcos en sentido longitudinal y en sentido transversal para las diferentes combinaciones de carga. La relación de esfuerzos actuantes y esfuerzos admisibles es un índice del estado de esfuerzos inducido en cada elemento como porcentaje de su capacidad se define como:

$$\frac{\sigma_{act}}{\sigma_{adm}} = \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (4.14)$$

Donde para cada elemento, y para cada combinación de carga, de la estructura se tiene la siguiente convención de colores.





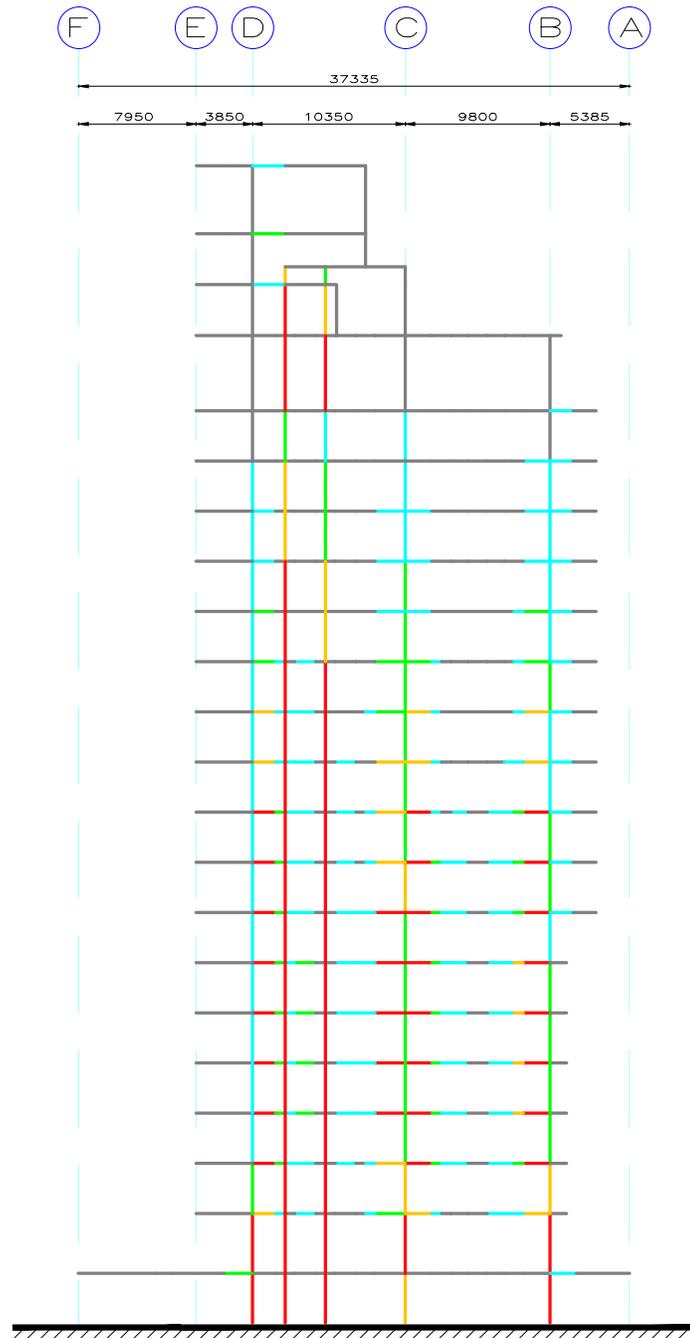
SIMBOLOGÍA

- $0.00 < \sigma_{act}/\sigma_{adm} \leq 0.60$
- $0.60 < \sigma_{act}/\sigma_{adm} \leq 0.85$
- $0.85 < \sigma_{act}/\sigma_{adm} \leq 1.05$
- $1.05 < \sigma_{act}/\sigma_{adm} \leq 1.20$
- $1.20 < \sigma_{act}/\sigma_{adm}$

FIG. 4.7 ESFUERZOS MÁXIMOS

MARCO EJE 5

teste profesional: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
Director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto:	aprobó:	archivó:	escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	JGCh	MARCOS	S/E
título:	fecha:	hoja:	total:
ESFUERZOS MÁXIMOS MARCO EJE 5	04 MARZO 2014	4.7	



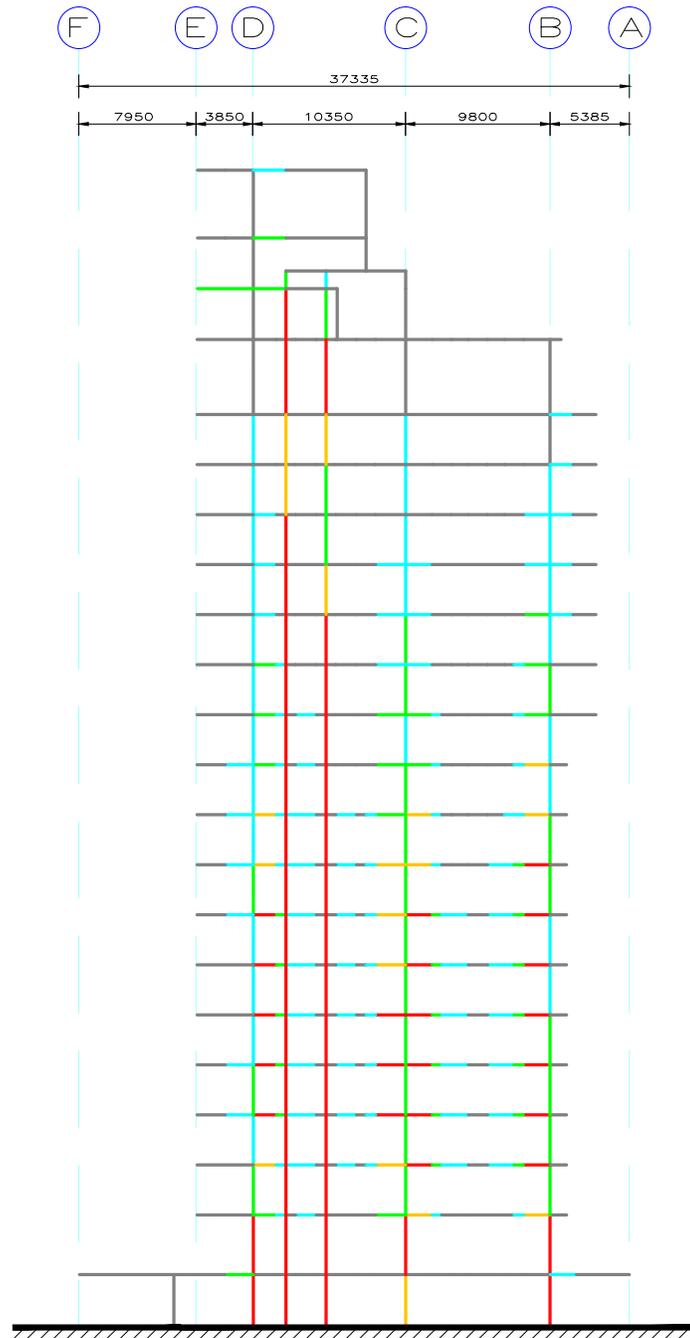
SIMBOLOGÍA

- $0.00 < \sigma_{act}/\sigma_{adm} \leq 0.60$
- $0.60 < \sigma_{act}/\sigma_{adm} \leq 0.85$
- $0.85 < \sigma_{act}/\sigma_{adm} \leq 1.05$
- $1.05 < \sigma_{act}/\sigma_{adm} \leq 1.20$
- $1.20 < \sigma_{act}/\sigma_{adm}$

FIG. 4.8 ESFUERZOS MÁXIMOS

MARCO EJE 6

<small>tesis profesional:</small> EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
<small>presenta:</small> JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
<small>director de tesis:</small> ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
<small>concepto:</small>	<small>aprobó:</small>	<small>archivó:</small>	<small>escala:</small>
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	JGCh	MARGOS	S/E
<small>título:</small>	<small>fecha:</small>	<small>hoja:</small>	<small>total:</small>
ESFUERZOS MÁXIMOS MARCO EJE 6	04 MARZO 2014	4.8	



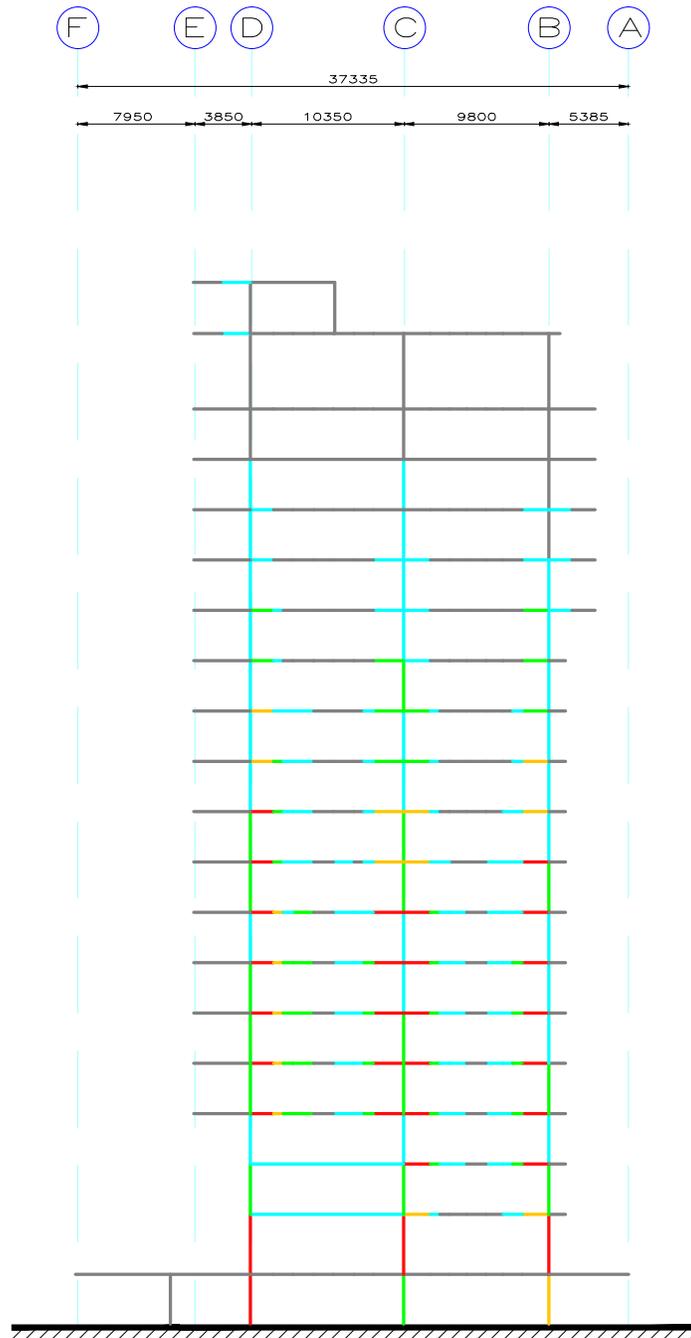
SIMBOLOGÍA

- $0.00 < \sigma_{act}/\sigma_{adm} \leq 0.60$
- $0.60 < \sigma_{act}/\sigma_{adm} \leq 0.85$
- $0.85 < \sigma_{act}/\sigma_{adm} \leq 1.05$
- $1.05 < \sigma_{act}/\sigma_{adm} \leq 1.20$
- $1.20 < \sigma_{act}/\sigma_{adm}$

FIG. 4.9 ESFUERZOS MÁXIMOS

MARCO EJE 7

	título profesional:		
	EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.		
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto:	aprobó:	archivó:	escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	JGCh	MARCOS	S/E
título:	fecha:	hoja:	total:
ESFUERZOS MÁXIMOS MARCO EJE 7	04 MARZO 2014	4.9	4.9



SIMBOLOGÍA

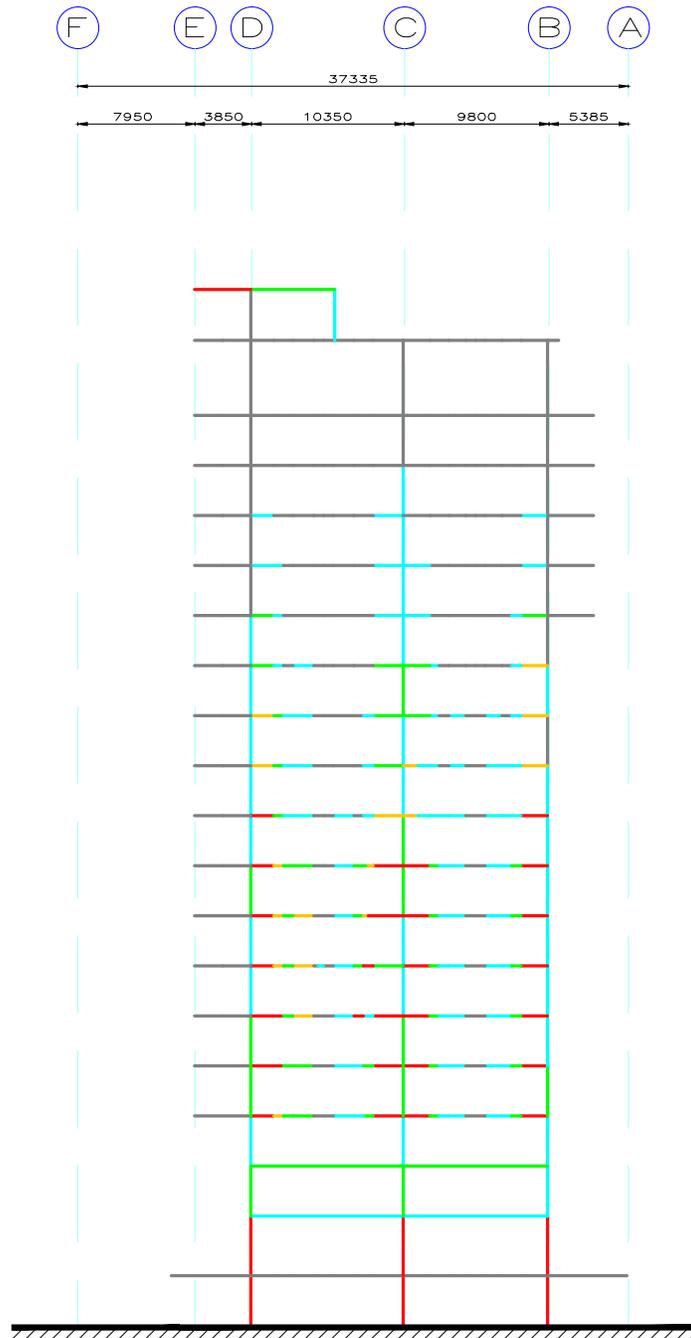
- $0.00 < \sigma_{act}/\sigma_{adm} \leq 0.60$
- $0.60 < \sigma_{act}/\sigma_{adm} \leq 0.85$
- $0.85 < \sigma_{act}/\sigma_{adm} \leq 1.05$
- $1.05 < \sigma_{act}/\sigma_{adm} \leq 1.20$
- $1.20 < \sigma_{act}/\sigma_{adm}$

NOTAS:
ACOTACIONES EN MILÍMETROS.

FIG. 4.10 ESFUERZOS MÁXIMOS

MARCO EJE 8

	título profesional:		
	EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.		
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto:	aprobó:	archivó:	escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	JGCh	MARCOS	S/E
título:	fecha:	figura:	hoja:
ESFUERZOS MÁXIMOS MARCO EJE B	04 MARZO 2014	4.10	1



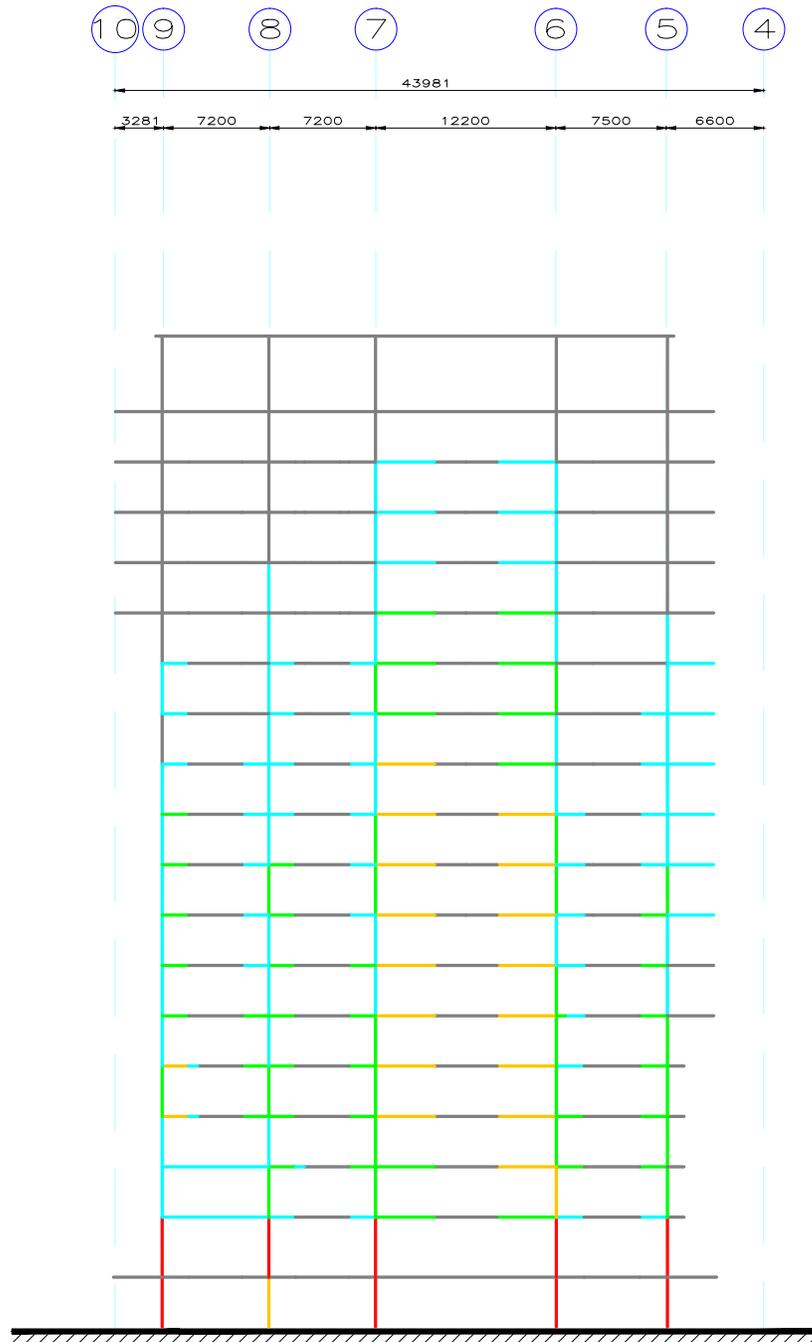
SIMBOLOGÍA

- $0.00 < \sigma_{act}/\sigma_{adm} \leq 0.60$
- $0.60 < \sigma_{act}/\sigma_{adm} \leq 0.85$
- $0.85 < \sigma_{act}/\sigma_{adm} \leq 1.05$
- $1.05 < \sigma_{act}/\sigma_{adm} \leq 1.20$
- $1.20 < \sigma_{act}/\sigma_{adm}$

FIG. 4.12 ESFUERZOS MÁXIMOS

MARCO EJE 9

teste profesional: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
Director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto:	aprobó:	archivó:	escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	JGCh	MARGOS	S/E
título:	fecha:	figura:	hoja:
ESFUERZOS MÁXIMOS MARCO EJE 9	04 MARZO 2014	4.11	4.11



SIMBOLOGÍA

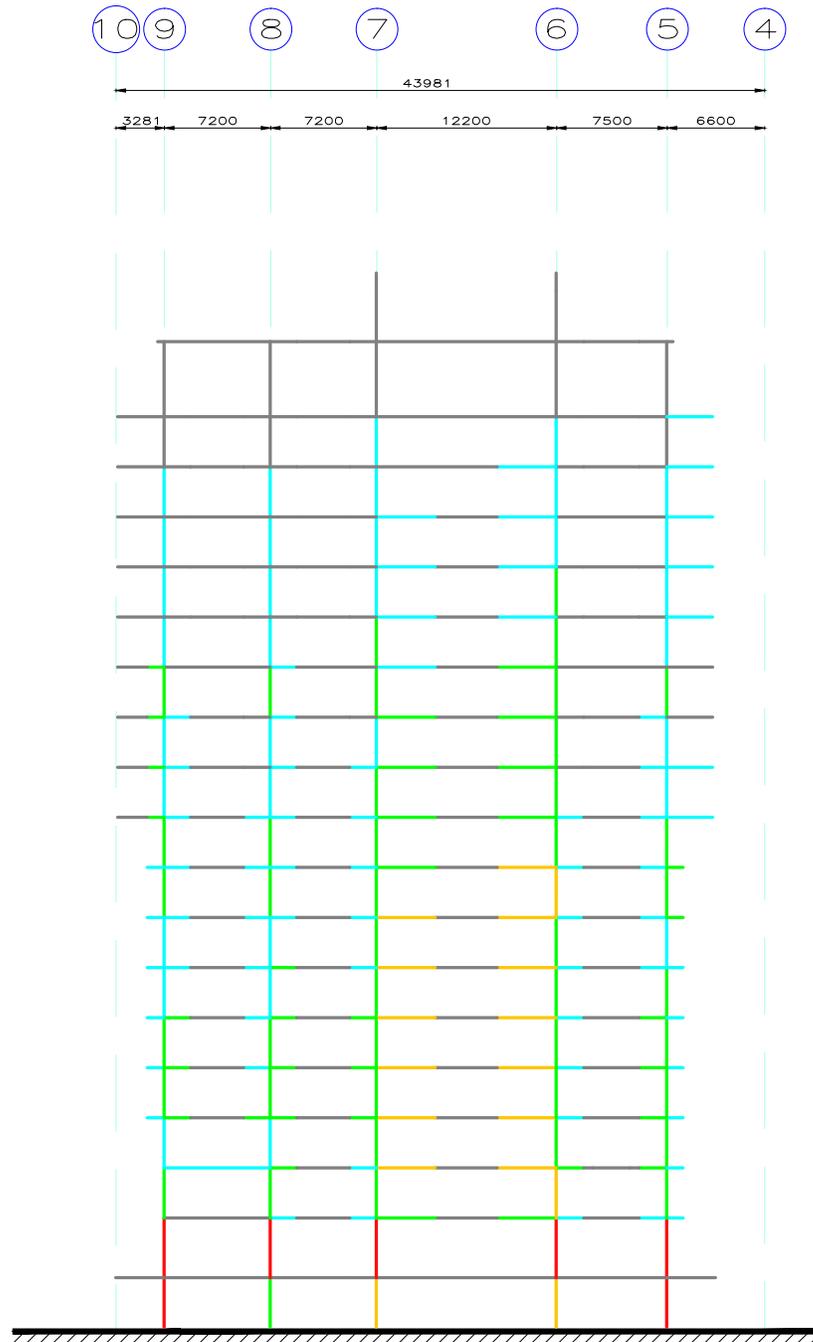
- $0.00 < \sigma_{act}/\sigma_{adm} \leq 0.60$
- $0.60 < \sigma_{act}/\sigma_{adm} \leq 0.85$
- $0.85 < \sigma_{act}/\sigma_{adm} \leq 1.05$
- $1.05 < \sigma_{act}/\sigma_{adm} \leq 1.20$
- $1.20 < \sigma_{act}/\sigma_{adm}$

NOTAS:
ACOTACIONES EN MILÍMETROS.

FIG. 4.12 ESFUERZOS MÁXIMOS

MARCO EJE B

	título profesional:		
	EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.		
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto:	aprobó:	archivó:	escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	JGCh	MARCOS	S/E
título:	fecha:	figura:	
ESFUERZOS MÁXIMOS MARCO EJE B	04 MARZO 2014	4.12	



SIMBOLOGÍA

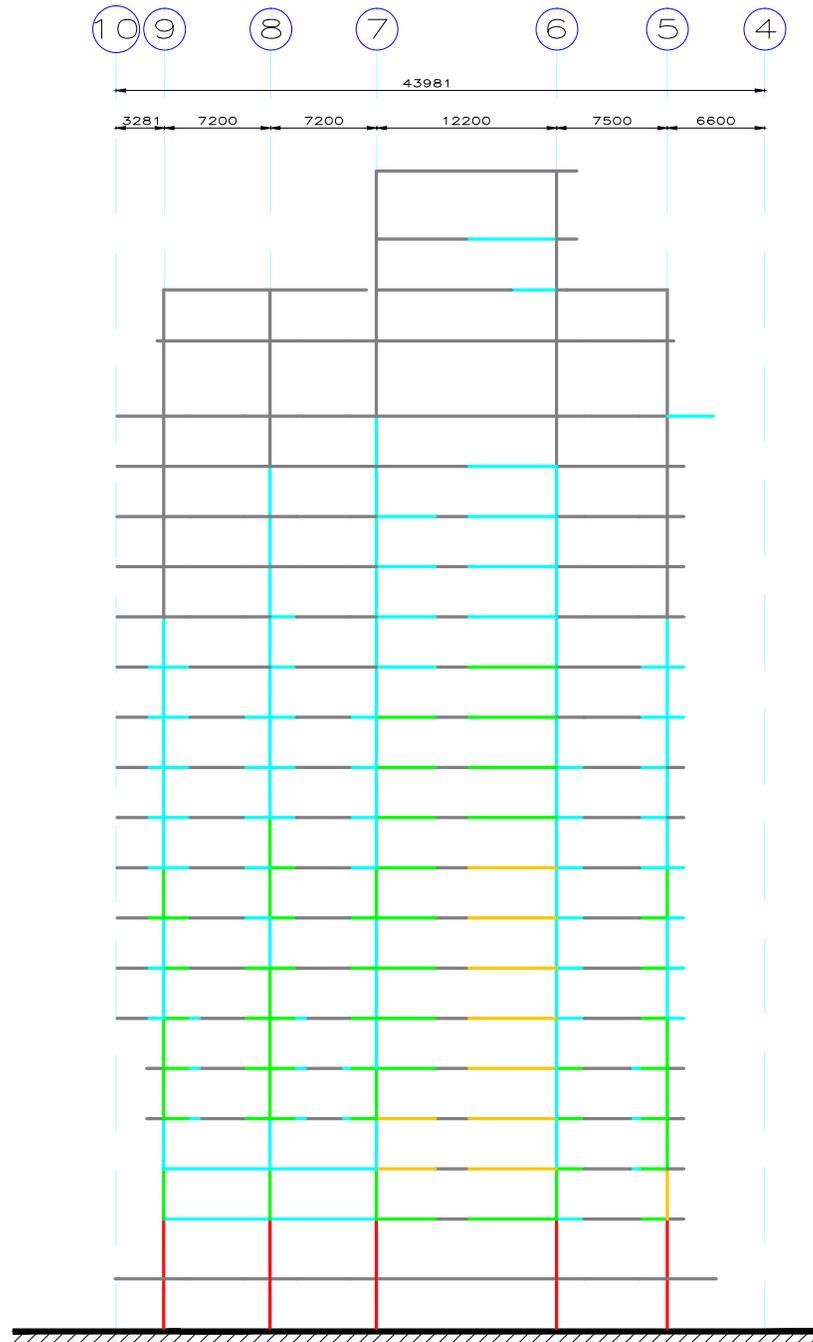
- $0.00 < \sigma_{act}/\sigma_{adm} \leq 0.60$
- $0.60 < \sigma_{act}/\sigma_{adm} \leq 0.85$
- $0.85 < \sigma_{act}/\sigma_{adm} \leq 1.05$
- $1.05 < \sigma_{act}/\sigma_{adm} \leq 1.20$
- $1.20 < \sigma_{act}/\sigma_{adm}$

NOTAS:
ACOTACIONES EN MILÍMETROS.

FIG. 4.13 ESFUERZOS MÁXIMOS

MARCO EJE C

	tesis profesional:		
	EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.		
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto:	aprobó:	archivó:	escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	JGCh	MARGOS	S/E
título:	fecha:	figura:	hoja:
ESFUERZOS MÁXIMOS MARCO EJE C	04 MARZO 2014	4.13	1



SIMBOLOGÍA

- $0,00 < \sigma_{act}/\sigma_{adm} \leq 0,60$
- $0,60 < \sigma_{act}/\sigma_{adm} \leq 0,85$
- $0,85 < \sigma_{act}/\sigma_{adm} \leq 1,05$
- $1,05 < \sigma_{act}/\sigma_{adm} \leq 1,20$
- $1,20 < \sigma_{act}/\sigma_{adm}$

NOTAS:
ACOTACIONES EN MILÍMETROS.

FIG. 4.14 ESFUERZOS MÁXIMOS

MARCO EJE D

	tesis profesional:		
	EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO-ACERO, DE 23 NIVELES, CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACCIÓN COMPUESTA, DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1989 Y 1994, EN EL PASEO DE LA REFORMA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.		
presenta: JORGE AQUILES ALCALÁ HERNÁNDEZ			
director de tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
concepto:	aprobó:	archivó:	escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	JGCh	MARCOS	S/E
título:	fecha:	figura:	hoja:
ESFUERZOS MÁXIMOS MARCO EJE D	04 MARZO 2014	4.14	1

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

V.1 CONCLUSIONES.

1. Revisión de los Estados Límites de Servicio.

Al revisar los estados límites de desplazamiento horizontales en las dos direcciones para las combinaciones de carga más críticas, se obtuvo que el desplazamiento máximo de la estructura deformada, en dirección del eje X fue de 54.06 cm, que al compararlo con las disposiciones que establece las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, de 90.06 cm, cumple satisfactoriamente. A pesar de que el desplazamiento máximo en dirección del eje Y fue de 79.70 cm, al comparar los desplazamientos de algunos niveles con los valores aceptados por las NTCDS, resultan condiciones no satisfactorias. Los niveles que presentaron una mayor distorsión fueron el Nivel 2 y el Nivel 3 en ambas direcciones.

2. Revisión de los Estados Límites de Falla.

La revisión de estados límite de falla se realizó con el criterio de Esfuerzos permisibles de 1989 (AISC-ASD-1989), el cual resulta un criterio más conservador con respecto a las Normas Técnicas Complementarias. Para la revisión se utilizó la combinación de carga más desfavorable actuante para cada elemento.

De la comparación de esfuerzos se observó que la mayoría de la relación de los esfuerzos actuantes de los elementos verticales en los niveles Estacionamiento, PB y MZ1 son mayores a la relación de esfuerzos admisibles de 1.20. También resalta que gran parte de los elementos horizontales en conexión con columnas también superan esta relación.

A pesar que el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 2004, en el capítulo III, define como:

- Estado Límite de Falla.- cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o cualquiera de sus componentes, o al hecho que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente su resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.
- Estado Límite de Servicio.- la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que impiden el desarrollo adecuado de las funciones para las que se haya proyectado la edificación, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas;

Durante las visitas al edificio no se observaron daños estructurales ni señales que evidencien un mal comportamiento del inmueble, esto se pudo corroborar con testimonios de los responsables, que dan mantenimiento periódico a la estructura.

Por lo que se puede concluir que, aún y cuando no se cumplen con las disposiciones reglamentarias, la estructura ha presentado un buen comportamiento a lo largo de su vida útil ante las acciones a las que ha sido sometida, incluyendo sismos de intensidad considerable, como el que se presentó el 20 de marzo de 2012 con una magnitud de 7.4 en la escala de Richter.

V.2 RECOMENDACIONES.

1. Antes de interpretar los resultados obtenidos como definitivos, es imperioso realizar estudios de materiales con el fin de obtener los valores reales de resistencias, módulos de elasticidad del concreto y acero, mediante muestreos no destructivos y compararlos contra los valores nominales.
2. Es recomendable efectuar estudios de Vibración Estructural mediante Excitación Ambiental, que permitirá una estimación de los modos de vibrar de la estructura que, a su vez conducirá a calibrar los modelos analíticos y matemáticos disponibles, logrando con esto una predicción más detallada de las condiciones actuales de seguridad del edificio.
3. Durante las visitas al inmueble se detectaron áreas que presentan corrosión, por lo tanto se recomienda dar mantenimiento a estas áreas para evitar un mayor deterioro del material.



Imagen 5.1. Presencia de corrosión en elementos estructurales.

4. También se visualizó que algunas conexiones carecían de tornillos, por lo que es importante instalarlos nuevamente.



Imagen 5.2. Falta de tornillo en conexión de traves.

BIBLIOGRAFÍA

1. "Destellos. Historia de una Empresa que Transformo México", México: FCE, CFE, 2012.
2. Bazán, Enrique. "Diseño Sísmico de Edificios", México: LIMUSA, 2013.
3. McCormac, Jack. "Structural Steel Design", EUA: PEARSON EDUCATION, 2012.
4. Bjorhovde, Reidar. "Stub Girder Floor Systems", EUA: CRC PRESS, 1999.
5. Taranath, Bungale. "Steel, Concrete, and Composite Design of Tall Buildings", EUA: CRC PRESS, 1998.
6. Hibbeler, R. C. "Análisis Estructural", México: PEARSON EDUCACIÓN, 2012.
7. Paz, Mario. "Dinámica Estructural", Barcelona: EDITORIAL REVERTÉ, 2009.
8. García, Octavio. "Variación Espacial del Centro de Torsión Utilizando Modelos de Flexión para Edificios de Varios Niveles con Asimetría en Planta y Elevación.", División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM.
9. Méndez, Julio. "Análisis y Diseño de un Edificio Alto en Condominios Utilizando una Estructura Compuesta Acero-Concreto", Tesis para obtener el grado de Ingeniero Civil, Universidad Nacional Autónoma de México, 1999.
10. "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", México: DIARIO OFICIAL, Enero 29, 2004.
11. "Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones", México: GACETA OFICIAL, Octubre 6, 2004.
12. "Normas Técnicas para Diseño por Sismo", México: GACETA OFICIAL, Octubre 6, 2004.
13. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas", México: GACETA OFICIAL, Octubre 6, 2004.
14. "CSI Analysis Reference Manual, for SAP2000, ETABS, SAFE, and CSIBridge", EUA, COMPUTERS & STRUCTURES INC., 2013.
15. "Manual de Construcción en Acero, Diseño por Esfuerzos Permisibles", México: LIMUSA, 2013.
16. "Effect of Insertion Point on Beam Reactions", Computers & Structures Inc. Knowledge Base. Disponible en:
<https://wiki.csiamerica.com/display/tp/Effect+of+insertion+point+on+beam+reactions>