



*UNIVERSIDAD
NACIONAL
AUTÓNOMA
DE MÉXICO*



FACULTAD DE INGENIERÍA

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS ALTOS
TIPO TORRE EMPLEANDO
CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA”**

TESIS

PARA OBTENER EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

MIGUEL ÁNGEL GÓMEZ MARTÍNEZ

DIRECTOR DE TESIS:

M.I. FERNANDO MONROY MIRANDA

MÉXICO D.F. 2011



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

DEDICO ESTE TRABAJO A

LA FAMILIA SÁNCHEZ SÁNCHEZ

A MIS PADRES Y HERMANOS

AGRADECIMIENTOS

AGRADEZCO PROFUNDAMENTE AL ING. CARLOS SÁNCHEZ POR SU APOYO, MOTIVACIÓN Y SU GENEROSIDAD INVALUABLE, POR HABERME APOYADO Y PERMITIDO REALIZAR MIS ESTUDIOS DE LICENCIATURA.

AGRADEZCO A MI MEJOR AMIGO PAVEL, POR HABERME DADO LA OPORTUNIDAD Y DE BRINDARME LA AYUDA, PARA PODER INICIAR Y TERMINAR CON MIS ESTUDIOS PROFESIONALES, POR HABER ESTIMULADO EN MI EL DESEO DE SALIR ADELANTE Y ADEMÁS DE FOMENTAR LA AYUDA A LAS PERSONAS QUE EN VERDAD LO NECESITAN, SIN ESPERAR NADA A CAMBIO.

LE ESTOY MUY AGRADECIDO A LA SRA. BENY POR LOS CUIDADOS QUE HA TENIDO CONMIGO, POR LA PREOCUPACIÓN MOSTRADA POR MI SALUD CUANDO ME ENFERMO Y POR EL TRATO AMABLE QUE ME CONTINUA DANDO.

AGRADEZCO A CARLOS IVÁN POR ACEPTAR COMPARTIR LOS CUIDADOS Y AFECTOS DE SUS PADRES HACIA MÍ Y FORMAR PARTE DE SU FAMILIA.

AGRADEZCO A MIS PADRES POR EL ESFUERZO TAN VALIOSO QUE HICIERON PARA QUE PUDIERA INICIAR DESDE NIÑO CON MIS ESTUDIOS Y POR EL DESEO DE QUE PUDIERA ALCANZAR MIS METAS.

AGRADEZCO A MI HERMANO Y HERMANAS LA CONFIANZA Y AMOR QUE ME TIENEN.

AGRADEZCO A TODOS MIS AMIGOS QUE SIEMPRE SE ACUERDAN DE MI Y POR SUS BUENOS DESEOS. EN ESPECIAL A MIS AMIGOS DE BACHILLERATO, MARCOS, JUAN JOSÉ, GERARDO Y TODOS LOS AMIGOS QUE CONOCÍ ESTUDIANDO EN LA FACULTAD DE

INGENIERÍA, VIRI, JOEL, IRENE, RICARDO, ASOE, RADILLA, OMAR, ISAAC Y MUCHOS MAS.

A LOS INGENIEROS Y MAESTROS QUE DEDICAN SU TIEMPO A PERSUADIR Y TRANSMITIR SUS CONOCIMIENTOS OBTENIDOS POR LA EXPERIENCIA DE SU TRABAJO, Y QUE GRACIAS A SU ESFUERZO Y DEDICACIÓN LOGRARON QUE YO PUDIERA SALIR ADELANTE CON MI CARRERA.

A MI DIRECTOR DE TESIS, EL M.I. FERNANDO MONROY MIRANDA, QUIEN CONFIÓ EN MI PARA EL DESARROLLO DE ESTE TRABAJO DE TESIS, POR SU TIEMPO PARA RESOLVER Y ACLARAR MIS DUDAS E INQUIETUDES DEL TEMA Y POR SU DEDICACIÓN A LA SEGURIDAD DE LAS ESTRUCTURAS.

A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO, POR PERMITIRME SER UN ALUMNO MAS DE ESTA MÁXIMA CASA DE ESTUDIOS.

A LA FACULTAD DE INGENIERÍA QUE ME DIO LA FORMACIÓN PROFESIONAL Y ME ABRIÓ LAS PUERTAS DE SUS AULAS.

A LOS ING. RAYMUNDO Y FERNANDO RUIZ, POR ENSEÑARME Y ORIENTARME EN EL MUNDO DE LA INGENIERÍA CIVIL Y POR PERMITIRME EL AUSENTARME EN HORAS DE TRABAJO PARA PODER REALIZAR ESTA TESIS.

“A TODOS ELLOS, LES DOY LAS GRACIAS”

MIGUEL ÁNGEL GÓMEZ MARTÍNEZ

ÍNDICE

ÍNDICE.....	1
INTRODUCCIÓN.....	7
CAPITULO I. Generalidades sobre Edificios Altos	11
I.1 Breve reseña sobre Edificios Altos.....	11
I.1.1 Primeros Edificios Altos en México.....	13
I.2 Problemática Estructural de los Edificios Altos	15
I.3 Alternativas de Solución	17
CAPITULO II. Características del Concreto de Alta Resistencia... ..	20
II.1 Concreto Normal.....	20
II.2 Concreto de Alta Resistencia.....	20
II.2.1 Requisitos de los materiales para lograr la alta resistencia.....	21
II.2.2 Procedimientos de mezclado	21
II.3 Uso y Aplicación de los Concretos de Alta Resistencia	22
II.4 Comportamiento de Columnas de Concreto de Alta Resistencia.....	23
II.4.1 Desempeño de Columnas de Concreto de Alta Resistencia Bajo Carga Axial Concéntrica.	23
II.4.2 Resultados obtenidos del Desempeño de Columnas de Concreto de Alta Resistencia bajo la Acción Combinada de Carga Axial y Momento Flexionante.	25
II.5 Comparación de Concreto de Alta Resistencia vs. Otros Materiales.....	26
II.6 Grafica de Interacción empleando comparativa de Concreto Reforzado vs Concreto de Alta Resistencia Reforzado	27
II.7 Grafica de q-Momento para Vigas de Concreto Reforzado y Concreto de Alta Resistencia	30
II.8 Comparación de los Módulos de Elasticidad según los Reglamentos ACI318-05 y el RCDF-2004.....	33
CAPITULO III.- Estructuración de Edificios Altos	34
III.1 Soluciones Estructurales.....	34
III.2 Tipos de Sistemas Estructurales	35
III.3 Edificios de Acero	36

III.3.1 Marcos Rígidos.....	36
III.3.2 Marcos Contraventeados	37
III.3.3 Armaduras Escalonadas.....	37
III.3.4 Sistema con Cinturones y Columnas	38
III.3.5 Sistemas de Tubo.....	40
III.3.5.1 Sistemas de Tubo en Tubo.....	40
III.3.5.2 Sistemas de Tubo con Diagonales	40
III.3.5.3 Sistemas de Tubos Ensamblados	41
III.4 Edificios de Concreto	42
III.4.1 Losas Planas	42
III.4.2 Marcos Rígidos.....	42
III.4.3 Tubos con Columnas Espaciadas	43
III.4.4 Tubos con Columnas Cercanas.....	44
III.4.5 Tubo con Diagonales.....	44
III.4.6 Tubos Ensamblados.....	44
III.4.7 Sistemas Especiales.....	44
III.5 Edificios Mixtos	45
III.5.1 Antecedentes de los Edificios Mixtos	45
III.5.2 Sistemas Estructurales Mixtos	46
III.5.3 Sistema Estructural del Edificio Burj Khalifa (Antes Burj Dubái).....	48
CAPITULO IV. Solicitaciones en Edificios Altos.....	52
IV.1 Acciones.....	52
IV.1.1 Acciones Permanentes	52
IV.1.2 Acciones Variables	52
IV.1.3 Acciones Accidentales	53
IV.2 Carga Muerta.....	53
IV.3 Cargas Vivas	55
IV.3.1 Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.....	56
IV.4 Cargas Accidentales debidas a Sismo	58
IV.4.1 Origen de los sismos.....	58
IV.4.1.1 Estudio Sísmico en la República Mexicana	59
IV.4.1.2 Análisis y Diseño Sísmico en México	60

IV.4.1.3 Ductilidad.....	61
IV.4.1.4 Influencia del Suelo de Cimentación.....	63
IV.4.1.5 Espectros de Diseño	63
IV.4.1.6 Clasificación de las Estructuras según su Destino de Acuerdo Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE para el Diseño por Sismo 2008	63
IV.4.1.7 Clasificación de Construcciones según su Estructuración de Acuerdo Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE para el Diseño por Sismo 2008.....	64
IV.4.1.8 Factores de Comportamiento Sísmico “Q”	66
IV.4.2 Condiciones de Regularidad	68
IV.4.2 .1 Estructuras Regulares	68
IV.4.2 .2 Estructuras Irregulares.....	69
IV.4.2 .3 Estructuras Fuertemente Irregular	69
IV.4.3 Tipos de Análisis	69
IV.4.3.1 Método Simplificado de Análisis Sísmico.....	70
IV.4.3.2 Método de Análisis Estático	70
IV.4.3.2.1 Cálculo de las Fuerzas Sísmicas mediante un Análisis Estático ..	71
IV.4.3.2.2 Momento de Volteo	74
IV.4.3.2.3 Momento Torsionante.....	74
IV.4.3.3 Método de Análisis Dinámico	75
IV.4.3.3.1 Análisis Modal Espectral.....	75
IV.5 Cargas Accidentales debidas a Viento	76
IV.5.1 Diseño por Viento.....	76
IV.5.1.1 Clasificación de las Estructuras según su Destino y por las Características de su Respuesta ante la Acción del Viento de Acuerdo Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE para el Diseño por Viento.....	77
IV.5.1.2 Requisitos Generales para el Análisis y Diseño Estructural por Viento de acuerdo al Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE para el Diseño por Viento	78
IV.5.1.3 Acciones del Viento que deben considerarse de acuerdo al Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE para el Diseño por Viento	80
IV.5.2 Procedimiento para Evaluar las Acciones Generadas por Viento	80
IV.5.3 Análisis Estático de Acuerdo al Manual de Obras Civiles de la CFE para el Diseño por Viento.....	81

IV.5.3.1 Cálculo de las fuerzas sobre construcciones cerradas o edificios	81
IV.5.4 Análisis Dinámico de Acuerdo al Manual de Obras Civiles de la CFE para el Diseño por Viento.....	84
IV.5.4.1 Determinación de la Velocidad Media de Diseño, V'_D	85
IV.5.4.2 Factor de exposición para la velocidad media, F'_{rz}	86
IV.5.4.3 Presión Actuante Sobre Estructuras, p_z	86
IV.6 Otras Solicitaciones	87
IV.6.1 Solicitaciones debidas a Cambios de Temperatura y Volumétricos.....	87
CAPITULO V. Modelación y Análisis Estructural de Edificios Altos	89
V.1 Modelación de Sistemas Estructurales	89
V.1.1 Elementos No-Estructurales	90
V.1.2 Propiedades de los Materiales.....	90
V.1.3 Discretización de Masas	91
V.1.4 Edificios de Varios Niveles.....	91
V.2 Métodos de Análisis Estructural Empleados en los Programas de Modelación Estructural.....	92
V.2.1 Análisis Lineales	93
V.2.2 Análisis No Lineales.....	93
V.2.3 Clasificación de los Métodos de Análisis.....	94
V.3 Programas de Análisis y Modelación Estructural	94
V.3.1 Introducción.....	94
V.3.2 Introducción e información del Programa Etabs V9.60.....	95
V.3.3 Cuidados Para el Buen Uso del Programa Etabs V 9.60.....	97
V.3.3.1 Unidades	97
V.3.3.2 Sistemas de Coordenadas y Cuadrícula	98
V.3.3.3 Objetos Estructurales.....	98
V.3.3.4 Definición de Propiedades.....	99
V.3.3.5 Definición de Grupos	100
V.3.3.6 Cargas Estáticas.....	101
V.3.3.7 Combinaciones de Cargas	101

V.4 Recomendaciones para el Uso de Programas de Modelación y Análisis Estructural.....	102
CAPITULO VI. Diseño Estructural de Edificios Altos.....	103
VI.1 Introduccion al Diseño Estructural.....	103
VI.1 .1 Conceptos Fundamentales.....	104
VI.2 Revision de Estados Límites de Falla.....	106
VI.2.1 Vigas.....	108
VI.2.1.1 Requisistos Generales.....	108
VI.2.1.2 Requisitos Geometricos.....	109
VI.2.1.3 Requisitos de Refuerzo Longitudinal.....	110
VI.2.1.4 Requisitos de Refuerzo Transversal.....	112
VI.2.2 Columnas.....	113
VI.2.2.1 Requisitos Geometricos.....	113
VI.2.2.2 Refuerzo Longitudinal.....	114
VI.2.2.3 Resistencia a Flexocompresion.....	116
VI.2.2.4 Resistencia a Fuerzas Cortantes.....	116
VI.2.3 Losas.....	117
VI.2.3.1 Losas Encasetonadas.....	118
VI.2.3.2 Losas que Trabajan en una Direccion.....	119
VI.2.3.3 Losas Encasetonadas.....	119
VI.2.3.4 Losas Apoyadas en su Perimetro.....	119
VI.3 Revisión de Estados Límites de Servicio.....	120
VI.3.1 Desplazamientos de acuerdo a los Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones del RCDF-04.....	120
VI.3.2 Vibraciones.....	120
CAPITULO VII. Ejemplo de Aplicación.....	121
VII.1 Ubicación y Características del Edificio Alto a Diseñar.....	121
VII.1.1 Elaboración y Cálculo del Espectro de Diseño Reducido para el Edificio, empleando los criterios indicados por el Manual de Obras Civiles de la CFE para el Diseño por Sismo 2008.....	125
VII.1.2 Analisis Dinamico para hallar las Fuerzas de Diseño por Viento de acuerdo al Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE en el Tomo de Diseño por Viento.....	134

VII.2 Modelación e Idealización de los Elementos Estructurales para el Analisis del Edificio Alto de Ejemplo	142
VII.2.1 Analisis y Obtención de Datos para Diseño del Edificio Alto de Ejemplo utilizando el Espectro de Diseño	144
VII.2.2 Revisión de lo Desplazamientos y de Distorsiones en el Edificio Ejemplo.....	147
VII.3 Diseño de los Elementos Estructurales del Ejemplo de Aplicación	148
VII.3.1 Comparacion entre Proyecto Original y el Ejemplo de Aplicación	157
CAPITULO VIII. Comentarios y Conclusiones	160
COMENTARIOS.....	160
CONCLUSIONES.....	161
BIBLIOGRAFÍA.....	163
APÉNDICES.....	164
APÉNDICE A.....	164
APÉNDICE B.....	174
APÉNDICE C.....	183
APÉNDICE D.....	184

INTRODUCCIÓN

El siguiente trabajo de tesis tiene como propósito y alcance un carácter informativo, el cual es el resultado del esfuerzo y motivación de realizar una investigación dentro de nuestro País México, sobre los usos y aplicaciones de los Concretos de Alta Resistencia en la actualidad. Teniendo el presente trabajo como objetivo principal, ayudar y servir como guía para los futuros ingenieros civiles y constructores, que muy pronto tendrán que estar trabajando en el diseño estructural y en proyectos de gran magnitud. Actualmente existe mucha competencia y nos enfrentamos al ahorro de recursos económicos y cuidado del medio ambiente, en el futuro ellos podrán entrar en el debate cuando empiecen a conocer el empleo de los concretos de alta resistencia en el diseño de estructuras como edificios altos.

El notable incremento en la resistencia del concreto alcanzado en los últimos años le ha permitido ir desplazando progresivamente al acero estructural en la construcción de edificios altos.

Hasta hace unos 30 años, y desde la irrupción de los rascacielos dentro del paisaje urbano, la estructura metálica ha sido la tipología fundamental de su sistema estructural. Sin embargo, el empleo del Concreto de Alta Resistencia como material base en las estructuras de los Edificios Altos se ha incrementado notablemente en los últimos años.

El principal factor que ha permitido esta evolución ha sido el incremento producido en las características mecánicas del mismo. Valores entre 600 y 800 kg/cm² son actualmente fáciles de obtener, y con una dosificación aún más estudiada, junto a las adiciones de humo de sílice y otros materiales, se pueden alcanzar valores superiores a los 800 o 1,000 kg/cm².

Un dato objetivo que confirma el hecho comentado en el párrafo anterior se obtiene del análisis de la relación de los "100 edificios más altos del mundo" (Council on Tall Buildings and Urban Habitat, 1998). Entre éstos se encuentran 17 construidos en los años setenta, 27 en los ochenta y 42 en los noventa. Donde se aprecian los porcentajes de edificios construidos con estructura de acero, concreto o mixta.

Los Edificios Altos Tipo Torre son principalmente diseñados para fine de uso como oficina y hoteles, aunque también se les puede encontrar que sean de uso

residencial. El aprovechar al máximo el área en planta de los terrenos, ha llevado a los arquitectos y a los ingenieros estructuristas, a realizar tareas inimaginables, como la construcción de enormes edificios, que sobrepasan los 100 metros de altura.

Es por ello que en el desarrollo de este trabajo será común encontrarnos, con definiciones o palabras muy repetidas, con conceptos que nos fueron enseñados en el aula de clase y con ecuaciones que nos resultaran muy familiares debido a que probablemente en alguna ocasión las utilizamos.

Los capítulos en que se desarrolla el trabajo son siete y al final incluí el capítulo ocho, en el cual escribí mis comentarios y conclusiones del trabajo realizado, a continuación describo en manera muy resumida el contenido de cada uno de los capítulos del trabajo a presentar.

En el capítulo I Generalidades sobre Edificios Altos, se realiza una breve reseña sobre los edificios altos en la actualidad y también en su evolución a lo largo de la vida del ser humano sobre la faz de la tierra, se mencionan los principales materiales con los cuales se pueden realizar tales construcciones y se brinda un acercamiento a los edificios altos tipo torre hechos en la Republica Mexicana. Se describe cuales son las problemáticas estructurales de los edificios altos y también se plantean alternativas de solución, así como un ejemplo al final de este capítulo para que nos quede más claro el cómo resolver sus problemas.

En el capítulo II. Concreto de Alta Resistencia, se hace la comparación de las características de los concretos normales y los de concretos de alta resistencia, se describen sus principales ventajas y desventajas, y una breve introducción de cuáles son los requisitos de los materiales para lograr la alta resistencia, procedimientos de mezclado, uso y la aplicación de estos en la construcción de edificios altos. Se menciona el comportamiento que se obtuvieron de pruebas a columnas de concreto de alta resistencia bajo cargas axiales y flexocompresion. Se ilustran con gráficas la comparación del concreto de alta resistencia con otros materiales y de los módulos de elasticidad que se obtienen usando los Reglamentos ACI318-05 y RCDF-2004.

En el capítulo III. Estructuración de Edificios Altos, se comentan los tipos de soluciones que se le pueden dar a la superestructura de los edificios y también cuales son los sistemas estructurales más conocidos actualmente empleados en el diseño de Edificios altos, se mencionan de manera rápida los tipos de sistemas estructurales empleados por cada material y se describe al último de este capítulo la

solución estructural dada al Edificio Más Alto actualmente en el Mundo el *Edificio Burj Khalifa (antes Burj Dubái)*.

En el Capítulo IV. Solicitaciones en Edificios Altos, este capítulo es uno de los más importantes en el diseño de un edificio alto, se describen que son las acciones, los tipos de acciones a las que está sometida una estructura a lo largo de su construcción y vida útil, así como las cargas que rigen para su diseño. Se hace mención del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, de las cargas accidentales debidas a sismo en el territorio nacional, de las cargas que producen las acciones del viento y también se aprovecha este trabajo, para utilizar los Manuales de Diseño de Obras Civiles de la CFE 2008, en sus tomos de Diseño por Sismo y Viento. Se describen de manera breve las solicitaciones debidas a los cambios de temperatura y volumétricos en las estructuras.

En el Capítulo V. Modelación y Análisis Estructural de Edificios Altos, nos introduciremos en el análisis estructural de edificios mediante la modelación asistida por una computadora y un programa de cómputo para análisis de estructuras tipo edificios, describiremos las herramientas que son usadas para la modelación estructural, así como los tipos de análisis que se pueden realizar en tales programas. Se aborda la descripción del programa de análisis estructural ETABS V9.60 el cual usaremos al final de este trabajo para analizar la estructura ejemplo, obtener de ella los datos necesarios para el diseño de algunos elementos estructurales y un acercamiento del comportamiento real que tendrá el edificio alto.

En el Capítulo VI. Diseño Estructural de Edificios Altos, en este capítulo abundaremos sobre los conocimientos que se deben poseer para empezar con el diseño de elementos estructurales, y revisión de los estados límites de falla y servicio que puede tener la estructura durante su periodo de vida útil. Es importante decir que se realizaran recomendaciones sobre la revisión de los elementos y se describirán cuales son los requisitos que debe tener una estructura para que pueda ser segura y proporcione buen servicio a quienes la ocupen.

En el Capítulo VII. Ejemplo de Aplicación, utilizaremos un proyecto que fue hecho en 2008 en el estado de Baja California Norte y que resulto ser entre muchos proyectos propuestos por mi director, el mejor para estructurarlo con concretos de alta resistencia el mejor, ya que en el utilizare los Manuales de Obras Civiles de la CFE 2008 en sus Tomos de Diseño por Viento y Sismo, estos manuales pueden ser utilizados en toda la Republica Mexicana, con ayuda de esté calcularemos el

Espectro de Diseño para el Análisis estructural del edificio a diseñar y las fuerzas que producirán las acciones del viento dominante en la región.

Al final de este capítulo se realiza la obtención de reacciones en una columna y una viga de la estructura, y se procederá a su diseño empleando las propiedades mecánicas de los concretos de alta resistencia.

Agradezco a la Universidad Nacional Autónoma de México y en Especial a la Facultad de Ingeniería por haberme dado la oportunidad de obtener conocimientos de parte de los Catedráticos que allí imparte con satisfacción y orgullo sus conocimientos y experiencias de trabajo, que fueron motivo fundamental de este tema de tesis, además que les agradezco el apoyo incondicional para realizar con este estudio mi trabajo para titulación.

CAPITULO I. Generalidades sobre Edificios Altos

I.1 Breve reseña sobre Edificios Altos

Los Edificios Altos en la actualidad son el resultado de la evolución de diversas construcciones de altura hechas en todo el mundo, y aparecen como la alternativa y una solución óptima para el uso de suelo, aprovechamiento del espacio y evitar el crecimiento de la mancha urbana.

La definición de un “Edificio Alto” resulta tener mucha subjetividad, debido a que depende del lugar, tiempo y espacio del cual estemos hablando y se ubique; la construcción de este tipo de obras se encuentra aparejada al crecimiento demográfico, al desarrollo tecnológico y económico de la sociedad.

Mencionare al día de hoy algunas de las definiciones que nos proporcionaran una idea general para comprender el concepto de lo que es un “edificio” y cuando puede un edificio ser denominado “edificio alto”:

“El edificio es una construcción realizada por el ser humano, con determinados fines, que pueden tener diversas formas; a través de la historia, los estilos, materiales y técnicas han ido variando y a su vez se adaptan a las necesidades propia de cada época”



Foto 1.- Edificio Buró Dubái, Emiratos Árabes Unidos, 828 m, Hoy es el Edificio Más alto del Mundo.
www.bing.com/images/search?q=edificio+burj+dubai

“Un Edificio Alto no está definido por su altura o número de pisos, sino que es “alto” cuando su altura crea condiciones diferentes en el diseño, construcción y uso, con respecto a los que existen en “edificios comunes” de una cierta región y época.” La altura representa por sí misma una meta que el hombre se ha propuesto alcanzar. Desde los inicios de la humanidad, este concepto se ha igualado con la grandeza, la divinidad, el poder, la vanidad, la superioridad y con un sinnúmero de calificativos,

que reflejaban el deseo humano de alcanzar las estrellas, ejemplo de ellos son las construcciones que han sobrevivido el paso de los años y que hoy son sitios arqueológicos.

Ejemplo de ello son, la torre-templo llamado “Zigurat” de Ur (antigua ciudad del sur de Mesopotamia, actualmente Sur de Irak), construido por los sumerios en el año 2100 a. de C., con una altura aproximada de 21 metros de altura y muros de espesor mayor a 2 metros. De acuerdo a la historia se menciona la posibilidad de que los Jardines Colgantes de Babilonia y la Torre de Babel fueran también considerados como zigurats. Otros ejemplos, serian las Pirámides de Egipto y los Templos Mayas en México, en estos casos la altura era un medio para expresar el poder y absorber de los pueblos la esencia de los dioses.



Foto 2.- Zigurat, Ur, Irak
www.bing.com/images/search?q=zigurat



Foto 3.- Palenque, Chiapas, México
www.bing.com/images/search?q=palenque

Si bien algunas de estas construcciones eran más bien templos destinados al culto religioso, en lugar de espacios cerrados para alojar personas como ocurre con los edificios actuales, en ambos casos los requisitos de la resistencia y estabilidad son similares, sin embargo los materiales y métodos de construcción han evolucionado.

A medida que se fueron desarrollando nuevas técnicas y materiales de construcción como la piedra, la madera, el concreto y el acero, su aplicación en edificios altos fue inmediata, condicionada únicamente por limitaciones tecnológicas o económicas.

El primer edificio que se considero en su época como un “rascacielos” fue el edificio Home Insurance en 1885, hecho con estructura de hierro colado y de acero y el primer rascacielos de concreto fue el edificio Ingalls de Cincinnati, de 16 pisos, construido en 1903 y en ese mismo año se construyo también el edificio Woolworth de 57 niveles en Nueva York con estructura de acero, en este sector de edificaciones se tuvo un detenimiento debido a la primera guerra mundial, la cual desvió la

producción de acero para hacer armamento bélico, pero el crecimiento se restableció hasta 1930 con la construcción del edificio Chrysler de 77 pisos y el Empire State de 102 pisos y 381 metros de altura, ambos situados en la ciudad de Nueva York. Desde aquel momento se han construido miles de edificios en todo el mundo, siendo ubicados la mayor parte de ellos en Estados Unidos.



Foto 4.- Edificio Home Insurance, Chicago, EUA.
www.images.google.com.mx/edificioHomeInsurance



Foto 5.- Edificio Ingalls, Cincinnati, EUA, 1903, 1er. Edificio de Concreto.
www.theransomegroup.comIngalls_building_cincinnati

Los materiales más empleados para la construcción de edificios son los siguientes:

Acero

Concreto

Mixto: Acero y Concreto

1.1.1 Primeros Edificios Altos en México

En México contrasta mucho el avance respectivo a la construcción y diseño de Edificios Altos, tanto en altura y en su número; mencionaremos entonces los edificios que marcan una pauta en la historia de nuestro país. La construcción de edificios altos en México se caracteriza por que en sus inicios se empleo el acero estructural como material estructural. En 1932 se construyo el Edificio La Nacional conocido en la década de 1930 con “el primer rascacielos mexicano” que contaba con 12 pisos más un anexo hecho de estructura de acero y en el año de 1952 se construyo el edificio Abed con 29 pisos y fabricado también con estructura de acero.

Finalmente para el año de 1956 se construyó la famosa Torre Latinoamericana, con 44 pisos y estructura de acero. Otros edificios de mediana altura fueron construidos en esta época. Sin embargo el sismo ocurrido en el año de 1957 puso en evidencia las deficiencias en el diseño y sobretodo la construcción de muchos edificios en México.

A partir de este evento se marco un gran parteaguas en la historia de la construcción de todo el País, pues propicio el inicio de la investigación en materia de sismos y otras ramas de la ingeniería y esto condujo satisfactoriamente a la creación del Primer Reglamento de Construcciones que ya contenía previsiones para el diseño y construcción de edificios, basado en las últimas experiencias e investigaciones realizadas en todo el mundo.



Foto. 6.- Torre Latinoamericana, Cd. de México.
www.ateliers.org/mages/Torre_Latinoamerica_Mexico_City

Es así como a partir de los 60 comienza el despegue de la construcción de edificios de mediana y gran altura, siendo el Conjunto Habitacional Nonoalco Tlatelolco, uno de los desarrollos urbanos más significativos de la Ciudad de México y de Latinoamérica, ya que contenía numerosos edificios algunos de hasta 20 niveles. Esta obra en la que se utilizó mayoritariamente el concreto reforzado, inicio el auge de la construcción de edificios destacando principalmente los de baja y mediana altura.

Desde entonces podemos decir, que se han construido edificios diversos en la Ciudad de México, así como en otras ciudades del resto del país. La mayoría de los edificios altos de concreto de la Ciudad de México se han construido en los últimos 30 años. En el año de 1980 los edificios más altos de concreto eran:

El Hotel México con 48 niveles y 174.5 metros de altura, sin incluir el apéndice superior (aunque este edificio tiene sistemas de pisos metálicos a partir del nivel 12).

La Torre de Comunicaciones de 19 niveles y 87 metros de altura, y destaca también el Hotel María Isabel entre muchos de mas altura intermedia de 20 niveles, con una estructura notablemente muy rígida.

En Monterrey destaca la Torre Millenium, de concreto reforzado, de 40 niveles y 154 metros de altura, el uso del edificio es mixto, oficinas y vivienda.

Para el año 2003 se termina de construir el edificio más alto de país y de Latinoamérica, el edificio “Torre Mayor”, el cual cuenta con 55 niveles por arriba de la banqueta, 4 niveles en el sótano y con 255 metros de altura. (Ver foto 7 al final de este capítulo)

1.2 Problemática Estructural de los Edificios Altos

En la antigüedad lo único que se pretendía satisfacer al hacer obras de construcción era el requisito de funcionamiento, es decir, que la Resistencia y la Estabilidad de la estructura no era de mucha importancia como para fijar topes, esto conllevaba entonces al uso en forma masiva de materiales de construcción (piedras, cales, arcillas, resinas u algún otro material).

Cuando un monumento sucumbía debido a los embates de la naturaleza, se construía otro de mayor resistencia (paredes más gruesas, bases o cimientos mas profundos, y esto tiene como resultado emplear aun mas cantidad de material, en aquellos días la economía no representaba ninguna limitación al respecto.

Si comparamos estos factores a los actuales, es sorprendente la diferencia que se tiene en cuanto a criterios de diseño, seguridad, servicio y economía, por ello y con mucha razón, un edificio moderno exige atender una serie de premisas ligadas a la función actual como la estética, la innovación y sobretodo la economía.

En el diseño estructural se plantea la necesidad de obtener el menor peso de la estructura o las menores dimensiones posibles para los miembros estructurales, especialmente en las trabes y columnas, pues ello conlleva a un mejor aprovechamiento de los espacios rentables del edificio y también de la economía.

En un edificio moderno la estructura pasa a formar parte de un subsistema dentro de un sistema integral que contiene otros subsistemas igualmente importantes para su funcionamiento, como son: instalaciones hidráulicas, sanitarias, pluviales, eléctricas, electromecánicas, entre otras. En los edificios altos los elevadores tienen el importantísimo papel de representar el transporte vertical primordial, y que están estrechamente vinculados con el sistema estructural. Respecto a la estructura, esta debe poseer además de resistencia y estabilidad, la rigidez para mantenerse dentro de ciertos niveles y límites permisibles de deformaciones y desplazamientos, que son derivados de las acciones producidas por un sismo o por el viento.

Son demasiados los retos asociados al crecimiento y desarrollo de este tipo de edificaciones, que dependiendo de la zona sísmica por mencionar, aumentaran

proporcionalmente las fuerzas sísmicas que deben resistirse en la base del edificio. Si el terreno o lugar donde se pretende desplantar el edificio es un suelo que tiene características mecánicas muy pobres, como baja resistencia, se complicara en este sentido el diseño y la construcción de la cimentación, y este detalle conlleva entonces al incremento considerable del costo.

De parte de la estructura del edificio tenemos nosotros que estar consciente que, dentro de los principales problemas a los cuales tendremos que enfrentarnos cuando estamos diseñando un edificio alto, son las siguiente.

- Flexión
- Desplazamiento
- Vuelco
- Cortante (Cortadura, doblado y ruptura)
- Torsión
- Vibración
- Esbeltez
- Altura
- Peso Propio

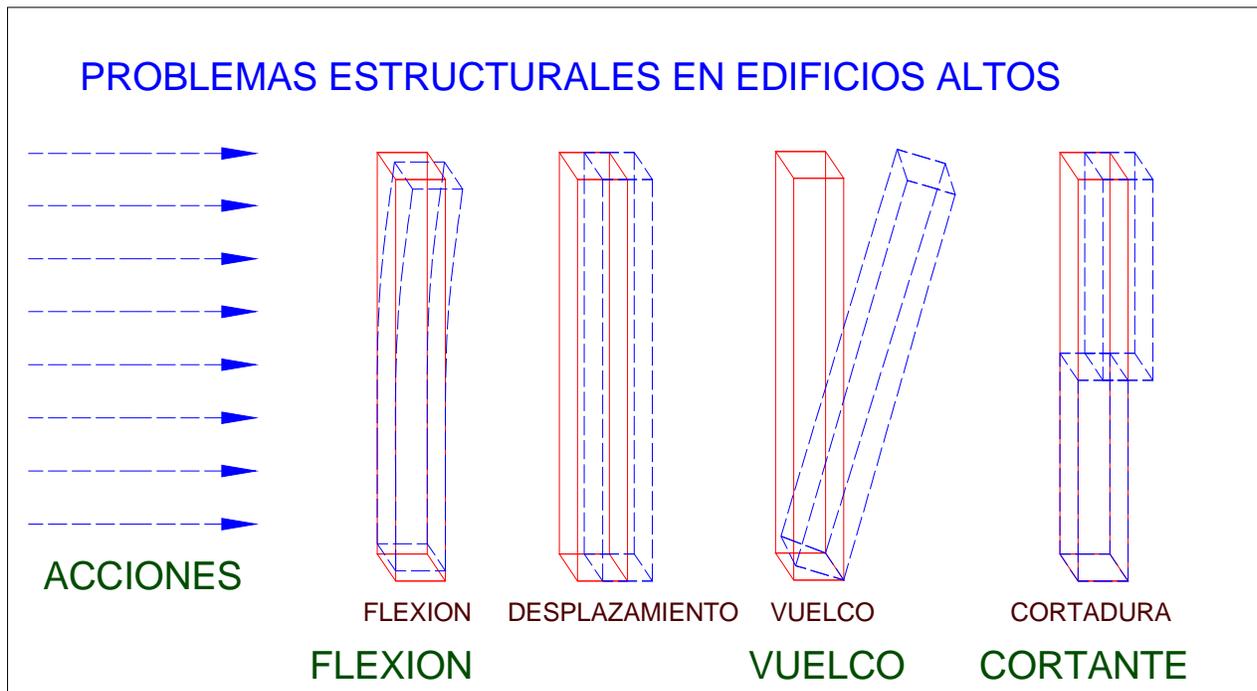


Fig. 1.- Problemas estructurales en los edificios altos, debido a las acciones accidentales a las cuales estará sometido en la naturaleza.

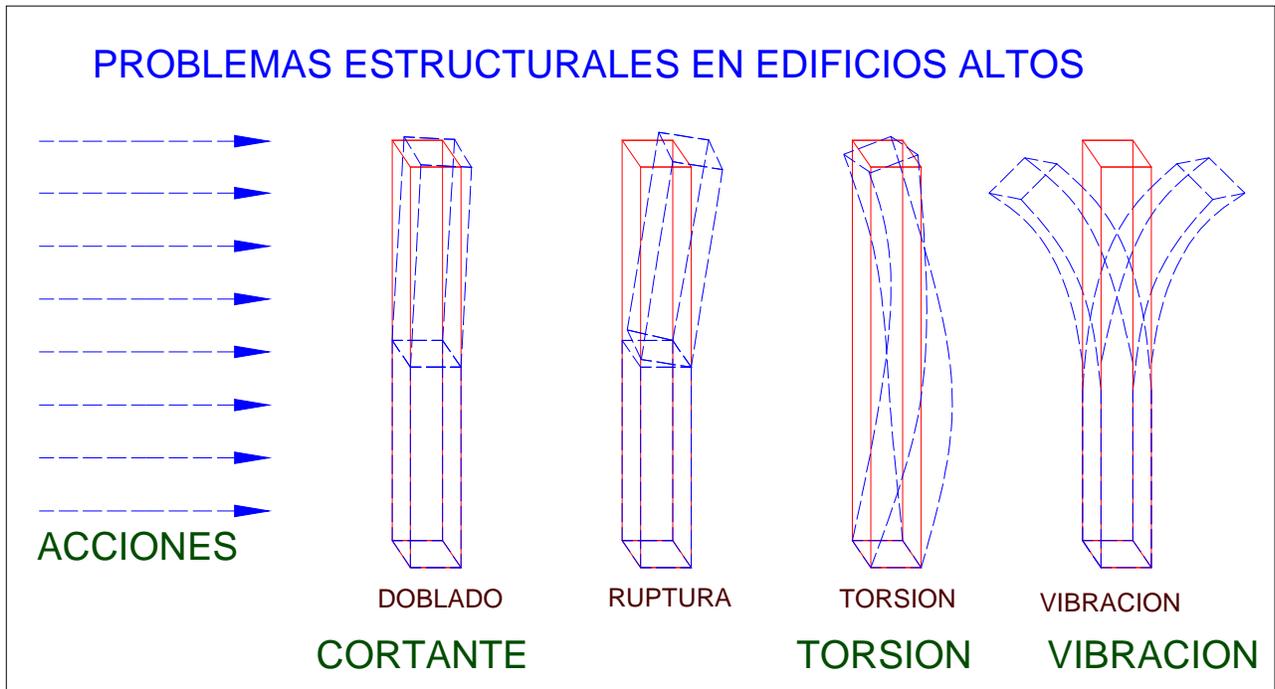


Fig. 2.- Problemas estructurales en los edificios altos, debido a las acciones accidentales a las cuales estará sometido en la naturaleza.

1.3 Alternativas de Solución

El diseño estructural tiene como objeto proporcionar soluciones que por medio del aprovechamiento óptimo de los materiales, de las técnicas constructivas disponibles, y cumpliendo con las restricciones impuestas por los otros aspectos del proyecto, den lugar a un buen comportamiento de la construcción y a una seguridad adecuada contra la ocurrencia de algún tipo de falla.

Desafortunadamente no existen reglas precisas ni parámetros absolutos que conduzcan en forma simple a definir la elección correcta. Si bien en el pasado se manejaban recomendaciones basadas en las ventajas y desventajas de estos, orientados a establecer los límites o fronteras que marcaban el entorno óptimo de acero y de concreto, en la actualidad esos límites han desaparecido, quizá porque ahora la estructura no representa la parte más importante del edificio, así como tampoco su costo.

Por otra parte las ventajas y desventajas de los materiales se han modificado en función de los avances tecnológicos. Quizás la tendencia actual trata de aprovechar de la mejor forma posible las ventajas de cada uno de los materiales y combinarlos racionalmente, lo que da lugar a los sistemas mixtos.

Daremos un ejemplo para poder ilustrar mejor cuales son los problemas comunes de los edificios altos y una solución real en uno de ellos.

A la fecha, la torre Mayor es el edificio más alto de México y de Latinoamérica. La altura que posee es de 225 metros sobre el nivel del terreno y el costo aproximado de su construcción fue de 250 millones de dólares.

Las principales características del edificio se mencionan a continuación.

- Su construcción inicio en el año de 1997 y se terminó en el año 2003.
- Cuenta con 55 pisos arriba de la banqueta, 43 de los cuales son para oficinas, los primeros pisos están destinados a comercios. También existen 9 pisos para uso exclusivo de estacionamiento sobre la banqueta y 3 más destinados a cuartos de maquinas.
- Por otra parte 4 pisos adicionales de estacionamiento se encuentran alojados en el sótano. No existen anexos, ni antenas en la azotea, lo único que se haya es un helipuerto y dos grúas para limpieza de las fachadas, ubicadas en los niveles superiores del edificio.
- El sistema estructural empleado en este edificio, es uno de los que aprovecha eficientemente el empleo del acero y del concreto en un sistema mixto, que se puede clasificar como tubos acoplados, formados por trabes, columnas de construcción y diagonales. Un tubo inferior contraventeado corresponde al núcleo de elevadores, servicios y se acopla con otro tubo exterior contraventeado. Las columnas de acero, del tubo interior y exterior se encuentran recubiertas de concreto, con el fin de aumentar su resistencia, rigidez y proporcionar economía a la estructura. Esto ocurre en los primeros 35 pisos del edificio.
- La estructura en los sótanos se resolvió con losas planas de concreto apoyadas en columnas compuestas de la torre y otras de concreto reforzado. Como un complemento de la estructura existen 72 amortiguadores ubicados en el núcleo interior y 24 más en las diagonales del tubo exterior.
- La cimentación se resolvió en una losa cuyo espesor varia en partes de 1 m a 2.5 metros recargada en pilas de hasta 1.20 metros de diámetro apoyadas en la segunda capa dura del Valle de México. Con esto se forma un cajón con la losa descrita, muros de contención perimetral y las losas de la planta baja y los sótanos.

En los capítulos de III. Estructuración de Edificios Altos y IV. Solicitaciones en Edificios Altos se ampliara mas la información sobre cómo dar solución a los problemas estructurales a los cuales se enfrentara un edificio alto y se explicara cuales serán las alternativas estructurales más modernas y también seguras que proporcionan las herramientas del diseño estructural.



Foto 7.- Torre Mayor, Ciudad de México, Cortesía de Edificios Altos Construidos en México, IMCyC.

CAPITULO II. Características del Concreto de Alta Resistencia

II.1 Concreto Normal

El concreto es un material de la construcción que está hecho básicamente de agua, agregados (grava y arena), cemento y aire, gana resistencia después de un cierto tiempo de reacción con el agua. Aunque actualmente se les puede agregar otro ingrediente dependiendo su disposición final y el factor del tiempo, los denominados aditivos.

La principal característica estructural del concreto es que resiste muy bien los esfuerzos de compresión, pero no tiene buen comportamiento frente a otros tipos de esfuerzos (tensión, flexión, cortante, etc.), por este motivo es habitual usarlo asociado al acero, recibiendo el nombre de concreto armado, teniendo en conjunto un comportamiento muy favorable ante las diversas sollicitaciones a las que será sometido en la práctica.

Las principales características de un concreto normal son las siguientes:

- Resistencia a compresión: de 100 a 400 kg/cm² (10 a 40 MPa) para el concreto ordinario.
- Resistencia a flexión: proporcionalmente baja, es del orden de un décimo de la resistencia a compresión y, generalmente, poco significativa en el cálculo global.

II.2 Concreto de Alta Resistencia

El ACI (Instituto Americano del Concreto) describe que el concreto de alta resistencia, es aquel que tiene una resistencia a la compresión, $f'_c \geq 420$ kg/cm².

Mientras las N.T.C. de Concreto del RCDF 2004, lo define con una resistencia a la compresión, $f'_c \geq 400$ kg/cm².

El uso del Concreto de Alta Resistencia tiene poco mas de 50 años, fue utilizado por primera vez en 1968 en las columnas inferiores del edificio Lake Point Tower en Chicago, Illinois, teniendo una resistencia de 520 kg/cm². A partir de aquel momento se han ido empleando en forma considerable, y por ello los institutos que estudian el diseño y uso del concreto, han tenido que formular y estudiar en sus laboratorios cual es el comportamiento real de este concreto; teniendo relación directa con las proporciones y calidad de ingredientes, y como debe ser su colocación para proporcionar el mejor desempeño y seguridad de los elementos donde se ocupe.

II.2.1 Requisitos de los materiales para lograr la alta resistencia

Se requieren al menos las siguientes características en los materiales que componen el concreto con fines de que tenga una alta resistencia a la compresión:

- Cemento. Son recomendables los tipos I y II, con contenidos significativos de silicato tricálcico (mayores que los normales), módulo de finura alto y composición química uniforme.
- Grava. De alta resistencia mecánica, estructura geológica sana, bajo nivel de absorción, buena adherencia, de tamaño pequeño y densidad elevada.
- Arena. Bien graduada, con poco contenido de material fino plástico y módulo de finura controlado (cercano a 3.00).
- Agua. Requiere estar dentro de las normas establecidas.
- Mezcla. Relaciones agua/cemento bajas (de 0.25 a 0.35), mezclado previo del cemento y del agua con revolvedora de alta velocidad, empleo de agregados cementantes, período de curado más largo y controlado, compactación del concreto por presión y confinamiento de la mezcla en dos direcciones.
- Aditivos. Es recomendable emplear alguno o una combinación de los aditivos químicos: superfluidificantes y retardantes; y, de los aditivos minerales, ceniza volante, microsíllica o escoria de alto horno.
- Cenizas Volantes. Son un subproducto de los hornos que emplean carbón mineral como combustible para la generación de energía, deben tener conformidad con la norma ASTM C 618.
- Escorias Molidas de Alto Horno. Son productos no metálicos producidos en un alto horno, producto del hierro, se usa escoria bien molida de alto horno cumpliendo con la norma ASTM C989.
- Humo de Sílice. Es un material puzolanico de alta reactividad y es un subproducto de la producción de metal silíceo o ferro-silíceo., deben cumplir con la norma ASTM C1240.

II.2.2 Procedimientos de mezclado

Cuando el parámetro más importante por obtener es alta resistencia a la compresión, es conveniente emplear bajas relaciones agua/cemento, cuidando esencialmente la trabajabilidad del concreto y, en consecuencia, su revenimiento. En términos generales, el procedimiento de mezclado requiere, entre otros factores, mezclado previo del cemento y del agua con una revolvedora de alta velocidad, uso de aditivos, empleo de agregados cementantes, periodo más largo de curado, de ser posible con agua, compactación del concreto por presión y confinamiento del concreto en dos direcciones.

Adicionalmente, para la producción de este tipo de concretos son indispensables el empleo selectivo de materiales, un enfoque diferente en los

procedimientos de diseño y elaboración de las mezclas, atención especial en la compactación y un control de calidad más riguroso. Algunos investigadores usan como técnicas para la producción de concretos de alta resistencia su composición, una alta velocidad de mezclado y revibrado, y eventualmente la adición de algún aditivo para incrementar la resistencia del concreto.

II.3 Uso y Aplicación de los Concretos de Alta Resistencia

Diversos estudios han demostrado que la economía que representa utilizar un concreto de alta resistencia, se puede ver representada directamente en el tamaño de los elementos estructurales, y en especial las columnas para los edificios de gran altura, de mediana altura y los de baja altura.

Debido a que se reducen los tamaños de los elementos estructurales, produce un material más durable y resistente, y aparte, porque en el sometimiento a un análisis dinámico, se ha podido demostrar que produce menor desplazamiento lateral, y con ello le da más resistencia a la rigidez lateral y al acortamiento axial del edificio.

Otro aspecto importante del uso de Concretos de Alta Resistencia es que además pueden disminuir el uso de tamaños diversos de cimbras para la estructura de soporte, debido a que se puede iniciar usando un concreto de alta resistencia en los niveles inferiores y en los niveles posteriores, únicamente se disminuye la resistencia, esto conlleva a mantener iguales las dimensiones de los elementos en todo el edificio.

El uso cada vez mayor del concreto de alta resistencia a tenido su contra, debido a que muchos de los reglamentos actuales no tienen cubierto todo este campo, y con ello se tiene el resultado de aclarar y reformular las teorías sobre el comportamiento detallado de los elementos estructurales empleando concreto de alta resistencia.

Hasta la fecha existen diversas investigaciones a escala nacional e internacional para la obtención de procedimientos de elaboración de concretos de alta resistencia; incluso, como se menciono anteriormente, en algunas partes se han construido edificios usando concretos de este tipo. Y por ello, los institutos de concreto se han dado la tarea de investigar los siguientes puntos:

- ✚ Características necesarias en los materiales que componen el concreto para lograr alta resistencia a la compresión.
- ✚ Aditivos recomendables para lograr alto comportamiento en el concreto.
- ✚ Revisión de los procedimientos de mezclado y de dosificación propuestos en cada una de las referencias analizadas.

II.4 Comportamiento de Columnas de Concreto de Alta Resistencia

Cuando se piensa estudiar el diseño de un edificio utilizando este material, es sumamente importante tener en cuenta que existen ciertas Normas y Reglamentos correspondientes según el caso de estudio y proyecto. Una de las principales metas de estos Reglamentos es que se apliquen y que la persona que tenga a bien el utilizarlos, tenga en cuenta que sus fórmulas son puramente empíricas elaboradas en un laboratorio y por lo cual, siempre habrá una discrepancia con un resultado final y real.

Este hecho ha tenido como resultado el surgimiento de desconfianza que los requisitos para el diseño y el detallado, de ciertos elementos estructurales hechos con concreto reforzado en Reglamentos diferentes, son prácticamente empíricos y están básicamente desarrollados a partir de los resultados arrojados de pruebas de ensayos de especímenes que tienen resistencias de compresión por debajo de los 400 kg/cm².

Debido a ello se emprendió el estudio de los casos, en los que con frecuencia están sometidos los elementos estructurales “columnas”, para después, poder hacer la diferencia y encontrar si había ventajas o no en el uso de concreto de alta resistencia.

Por tal motivo el ACI y ASCE empezaron a estudiar y a realizar ensayos a partir de 1998 en EUA, de dos tipos de casos, en los cuales se deseaba observar el desempeño de columnas de concreto de alta resistencia.

- ✚ Desempeño de Columnas de Concreto de Alta Resistencia Bajo Carga Axial Concéntrica.
- ✚ Desempeño de Columnas de Concreto de Alta Resistencia bajo la Acción Combinada de Carga Axial y Momento de Flexión.

II.4.1 Desempeño de Columnas de Concreto de Alta Resistencia Bajo Carga Axial Concéntrica.

En el caso del desempeño de “Columnas de Concreto de Alta Resistencia Bajo Carga Axial Concéntrica”, se encontró que las características esfuerzo-deformación de concreto de alta resistencia, recubrimiento de concreto, y de los parámetros relacionados con el confinamiento del acero tienen una gran influencia en la respuesta de columnas de concreto sometida a esta prueba.

La figura 3 muestra una respuesta esquemática de la deformación por carga axial bajo cargas concéntricas de columnas de concreto de alta resistencia con refuerzo transversal. A medida que se incrementa la resistencia del concreto, la porción ascendente de la curva se acerca a una línea recta. Por lo general la

capacidad de carga axial que soporta la columna viene dada por la ecuación 1 que nos proporciona el reglamento del ACI318-05.

$$P_o = 0.85f'_c (A_g - A_s) + A_s f_y \quad (\text{ec.1})$$

Donde

P_o = Capacidad de Carga Axial pura de las columnas calculada de acuerdo con la ecuación de resistencia nominal del ACI 318-05

f'_c = Resistencia a compresión del concreto

A_g = Área total de la sección transversal de la columna

A_s = Área del acero longitudinal

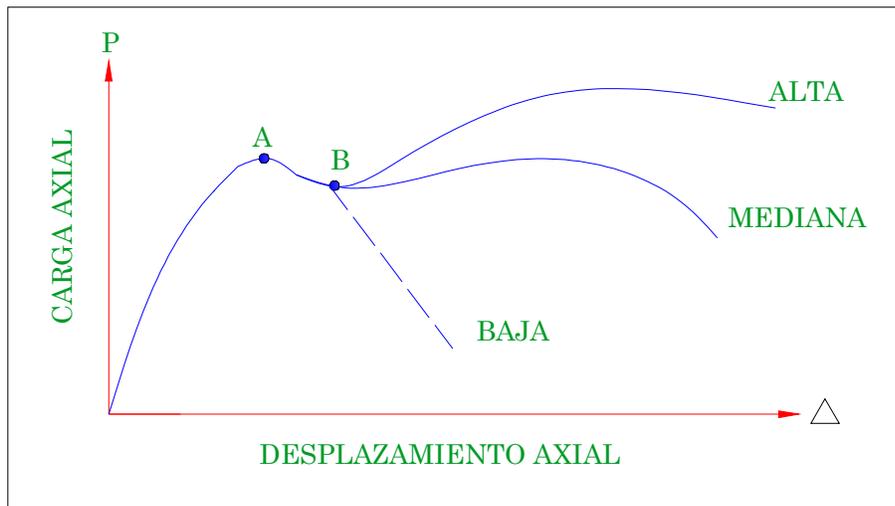


Fig. 3.- Comportamiento esquemático de columnas de concreto de alta resistencia sometidas a cargas axiales concéntricas axiales, con cantidades bajas, medianas y alta de refuerzo transversal de acuerdo al ACI318-05.

La resistencia a fluencia del acero de confinamiento transversal determina el límite superior de la presión de confinamiento. Una presión más alta de confinamiento aplicada al concreto del núcleo, a su vez, da como resultado resistencia y ductilidad alta. El refuerzo longitudinal y transversal bien distribuido da como resultado un área más grande de concreto efectivamente confinado y una distribución más uniforme de la presión de confinamiento, mejorando con ello la efectividad del refuerzo de confinamiento. En el caso de concreto de resistencia normal, se ha demostrado que el arreglo del refuerzo transversal y el refuerzo longitudinal lateralmente soportado, tiene influencia significativa en la resistencia y ductilidad de las columnas. Y utilizando concreto de alta resistencia se obtuvieron como resultados resistencia y ductilidad alta, todo cuando se hizo una distribución y acomodo adecuado del acero de refuerzo, con ello obtenemos como resultados valiosos el incremento de la fluencia y ductilidad de la estructura en general, que resulta muy positivo para el diseño estructural del proyecto.

II.4.2 Resultados obtenidos del Desempeño de Columnas de Concreto de Alta Resistencia bajo la Acción Combinada de Carga Axial y Momento Flexionante.

En regiones como la Ciudad de México, debe tomarse muy en cuenta para el diseño estructural de los edificios altos, el riesgo de sismos, debido a que cuando este se presenta tiende a cambiar la manera en que se distribuyen las fuerzas debidas a las acciones producidas por tal fenómeno. Las consecuencias que pueden tener las columnas de concreto de alta resistencia en cuanto a cómo se van a comportar dentro de una región sísmica, ha hecho que los estudios y ensayos que se hacen a los cilindros sean bajo otras condiciones, a comparación que si se encontraran en una zona de baja sismicidad.

Como resultado, del cumulo de las investigaciones reportadas, sobre el desempeño de las columnas de concreto de alta resistencia, ha sido principalmente estudiar y comprender el comportamiento sísmico de estas columnas. Algunos de estos estudios también han presentado datos que podrían ser usados para evaluar la capacidad de flexión de las columnas sometidas a la acción de cargas combinadas. Sin embargo cabe señalar, que la información recopilada y disponible para las columnas de concreto de alta resistencia sometidas a cargas combinadas, es mucho menor que los datos obtenidos de ensayos de columnas de concreto de alta resistencia bajo cargas concéntricas.

No existe un acuerdo universal sobre la aplicabilidad de los requisitos del Reglamento ACI 318-05, para calcular la resistencia a flexión de las secciones de columnas de concreto de alta resistencia, sometidas a la acción de carga axial y momento flexión. En las columnas que generalmente diseñamos, utilizamos la suposición de que existe un bloque rectangular de esfuerzos, el cual fue el resultado de pruebas de columnas sometidas a carga axial y momento flexión, de tal modo que allí se tuviera el eje neutro en una cara del espécimen de prueba.

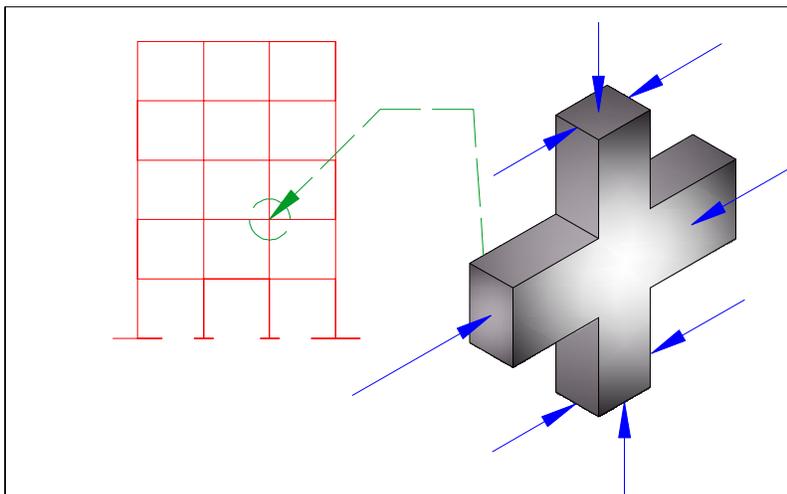


Fig. 4.- Vista General de un Espécimen de Prueba

II.5 Comparación de Concreto de Alta Resistencia vs. Otros Materiales

Las alternativas que se plantean habitualmente en el tipo de edificios altos son la estructura metálica y la constituida con Concreto de Alta Resistencia, repitiendo que este último alcanza una resistencia característica superior a los 400 kg/cm².

De esta última se pueden mencionar las siguientes ventajas frente a la primera:

- 1) Mayor rigidez y, por tanto, mejor comportamiento ante acciones horizontales.
- 2) Mayor amortiguamiento intrínseco.
- 3) Menor costo del material.
- 4) En algunas ocasiones, condicionantes locales y de mercado dificultan el acceso a elementos metálicos en la cantidad necesaria; los materiales constitutivos del concreto prácticamente siempre están accesibles con la calidad mínima requerida.
- 5) Más fácil conservación, sobre todo en estructuras expuestas a la acción de los agentes medioambientales.
- 6) Mejor comportamiento ante la acción del fuego.
- 7) Frente a estos argumentos, la tipología metálica puede esgrimir, básicamente, una mayor rapidez de ejecución.

Otra alternativa, en realidad una variante de la del Concreto de Alta Resistencia, es la estructura de concreto normal (aquél cuya resistencia a la compresión es igual o inferior a 400 kg/cm²). Sin embargo, y aunque en el proyecto y ejecución de edificios altos se está empleando este tipo de concretos, los primeros presentan frente a ellos las siguientes ventajas:

1. Las secciones de las columnas (elementos dimensionados, básicamente, frente a esfuerzos de compresión) son más reducidas.
2. Su módulo de elasticidad es más elevado y, por tanto, tienen un menor acortamiento debido a esfuerzos axiales.
3. La deformación de los elementos estructurales horizontales (vigas y entrepisos), para un mismo peralte, es menor.
4. El peso propio global de la estructura es inferior, pudiendo suponer cierta reducción de la cimentación.
5. El plazo de ejecución de la obra se puede ver reducido al permitir menor tiempo de cimbrado, tanto de elementos horizontales como de muros y columnas.
6. Aumento de la vida útil de la estructura del edificio. El incremento de la resistencia característica del concreto lleva asociada una mayor capacidad y, por tanto, una mayor resistencia ante el ataque de agentes agresivos externos al mismo.

II.6 Grafica de Interacción empleando comparativa de Concreto Reforzado vs Concreto de Alta Resistencia Reforzado

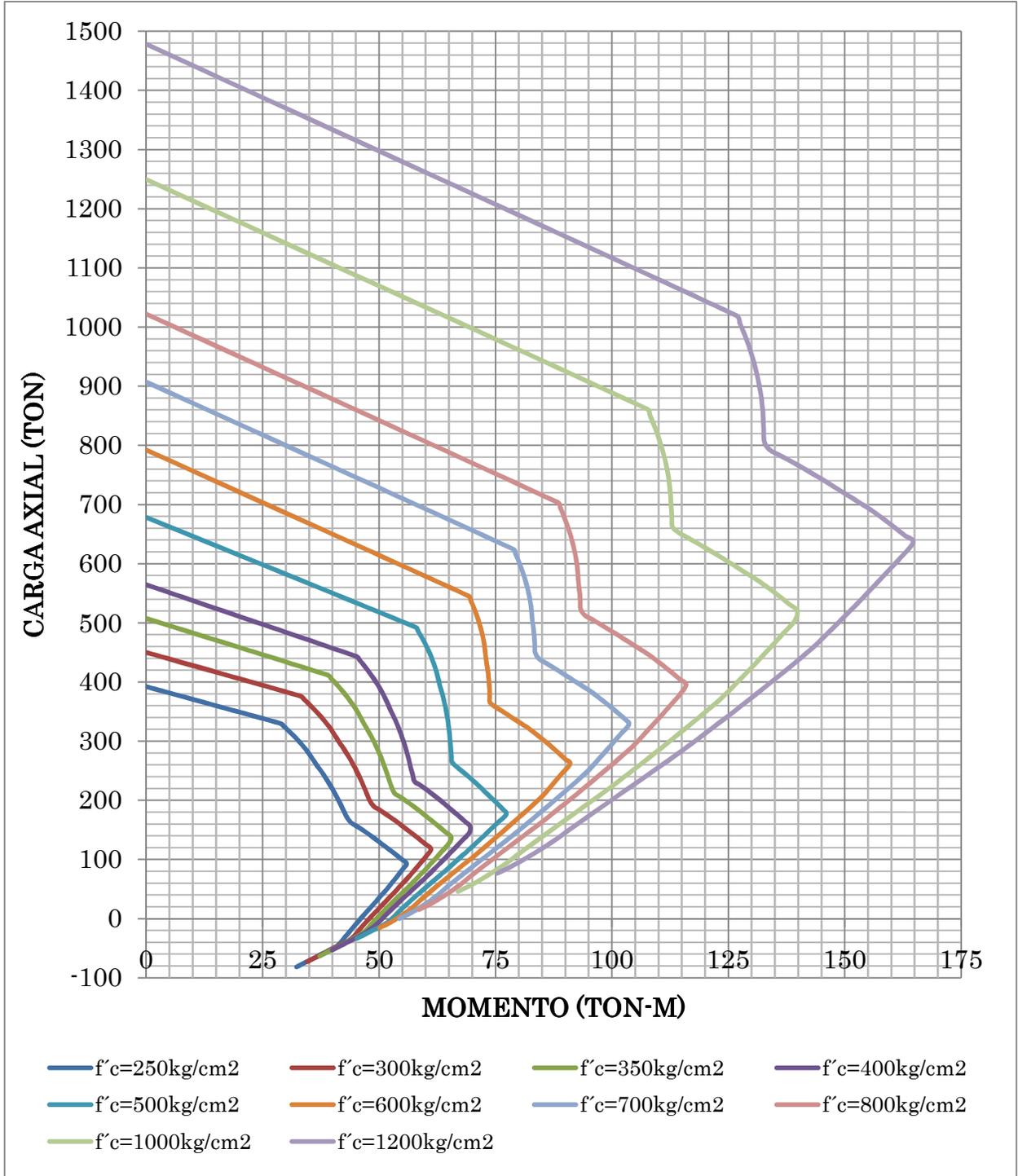


Fig.5.- Grafica de Interacción de una Columna rectangular de 40 x 60 cm y As= 12 #6.

Para la elaboración del diagrama anterior se ha utilizado el Reglamento de Construcción del DF, en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

Con el cual se emplearon las formulas e hipótesis para obtener los puntos necesarios para elaborar la grafica anterior.

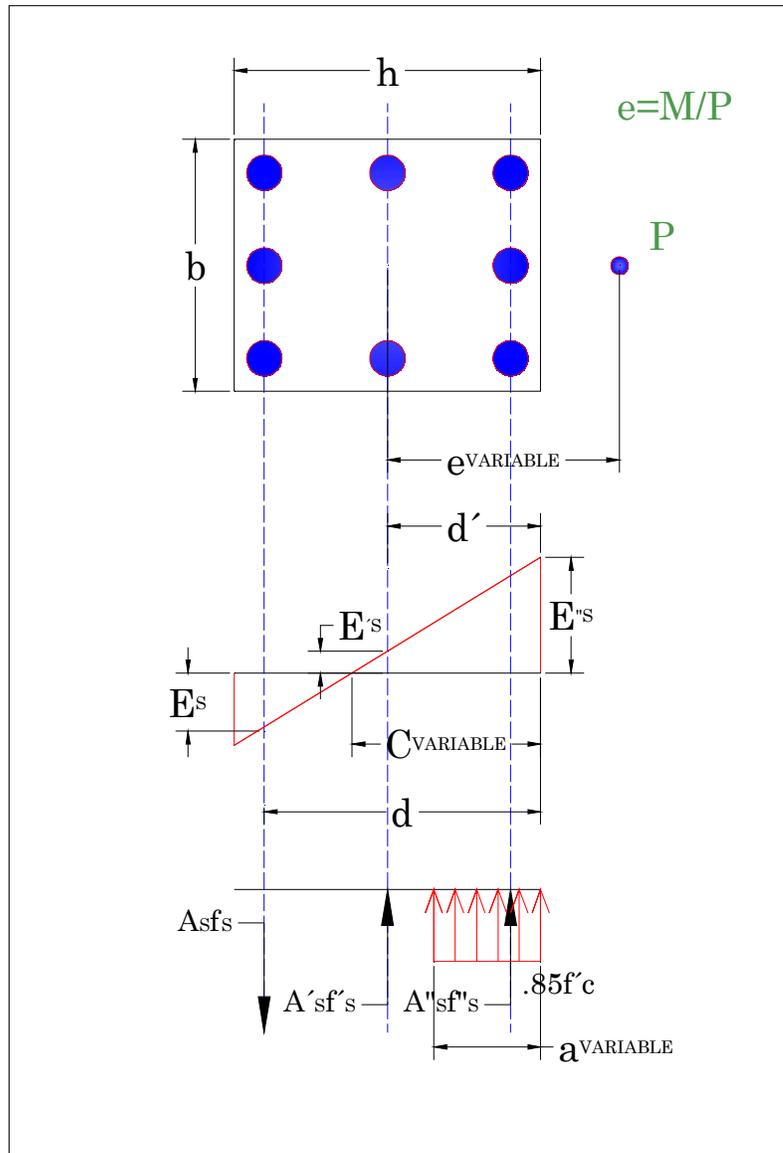


Fig. 6.- Hipótesis de cálculo para Diagramas de Iteracion de una Columna

Equilibrio de Fuerzas:

$$P_n = 0.85 f'_c (ab - A'_s) + A'_s f''_s + A_s f'_s - A_s f_s$$

(ec. 2)

Equilibrio de los momentos:

$$M_n = 0.85 f'_c (ab - A'_s) \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A''_s f''_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right) + A_s f_s \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad (\text{ec. 3})$$

Compatibilidad de deformación de acero a tensión:

$$\frac{\epsilon_s}{d-c} = \frac{\epsilon_u}{c}, \text{ sustituyendo } \epsilon_s = \frac{f_s}{E_s} \text{ y despejando: } f_s = E_s \epsilon_u \frac{d-c}{c} \leq f_y \quad (\text{ec. 4})$$

Compatibilidad de deformación de acero a compresión:

$$\frac{\epsilon'_s}{c-d'} = \frac{\epsilon_u}{c}, \text{ sustituyendo } \epsilon'_s = \frac{f'_s}{E_s} \text{ y despejando: } f'_s = E_s \epsilon_u \frac{c-d'}{c} \leq f_y \quad (\text{ec. 5})$$

$$\frac{\epsilon''_s}{c-d''} = \frac{\epsilon_u}{c}, \text{ sustituyendo } \epsilon''_s = \frac{f''_s}{E_s} \text{ y despejando: } f''_s = E_s \epsilon_u \frac{c-d''}{c} \leq f_y \quad (\text{ec. 6})$$

FALLA A TENSIÓN

Usar un valor de "c" menor a "cb", $f_s = f_y$, y calcular "f's" y "f''s" de acuerdo a las ecuaciones de compatibilidad de acero a compresión. Luego calcular "P" y "M" de las ecuaciones de equilibrio.

FALLA A COMPRESIÓN

Usar un valor de "c" mayor a "cb", calcular "f's", "f's" y "f''s" de ecuaciones de compatibilidad de deformaciones. Luego calcular "P" y "M" de las ecuaciones de equilibrio.

FALLA CON CARGA CONCÉNTRICA ($e = 0$, $M=0$)

$$P_o = 0.85 f'_c A_g + A_s f_y \quad (\text{ec. 7})$$

FACTORES DE RESISTENCIA SEGÚN EL TIPO DE FALLA

FR=0.8 cuando el elemento falle en tensión
FR=0.7 cuando el elemento falle en compresión

Utilizando este método es posible hacer las gráficas de Interacción para cualquier tipo de columna, únicamente hay que ir variando la profundidad de "c", para obtener los diferentes tipos de combinaciones de carga axial y momento.

II.7 Grafica de q-Momento para Vigas de Concreto Reforzado y Concreto de Alta Resistencia

Se hará una gráfica posteriormente utilizando el criterio para Secciones Rectangulares sin Acero de Compresión (ec. 8) de las NTC para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, la cual define el cálculo del momento resistente de la sección como a continuación se escribe.

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q) \quad (\text{ec. 8})$$

Donde

$$q = \frac{p f_y}{f_c''} \quad (\text{ec. 9})$$

$$p = \frac{A_s}{bd} \quad (\text{ec. 10})$$

F_R es el factor de resistencia, para flexión se tomara igual a 0.9
 b es el ancho de la sección
 d es el peralte efectivo de la sección
 f_c'' es el esfuerzo uniforme de compresión = $0.85 f_c^* = 0.85 (0.8 f_c')$

y el bloque de compresión se calcula con la siguiente ecuación

$$a = \frac{A_s f_y}{f_c'' b} \quad (\text{ec. 11})$$

La profundidad del bloque de compresión se calculara con la siguiente condición:

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{Sí } f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{ec. 12})$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f_c^*}{1400} \geq 0.65 \quad \text{Sí } f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{ec. 13})$$

Acero mínimo de refuerzo para flexión

$$A_{S,\min} = \frac{0.5 \sqrt{f_c'}}{f_y} \times bd \quad (\text{ec. 14})$$

Acero Balanceado de refuerzo para flexión

$$A_{S,\max} = \frac{f_c''}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} \times bd \quad (\text{ec. 15})$$

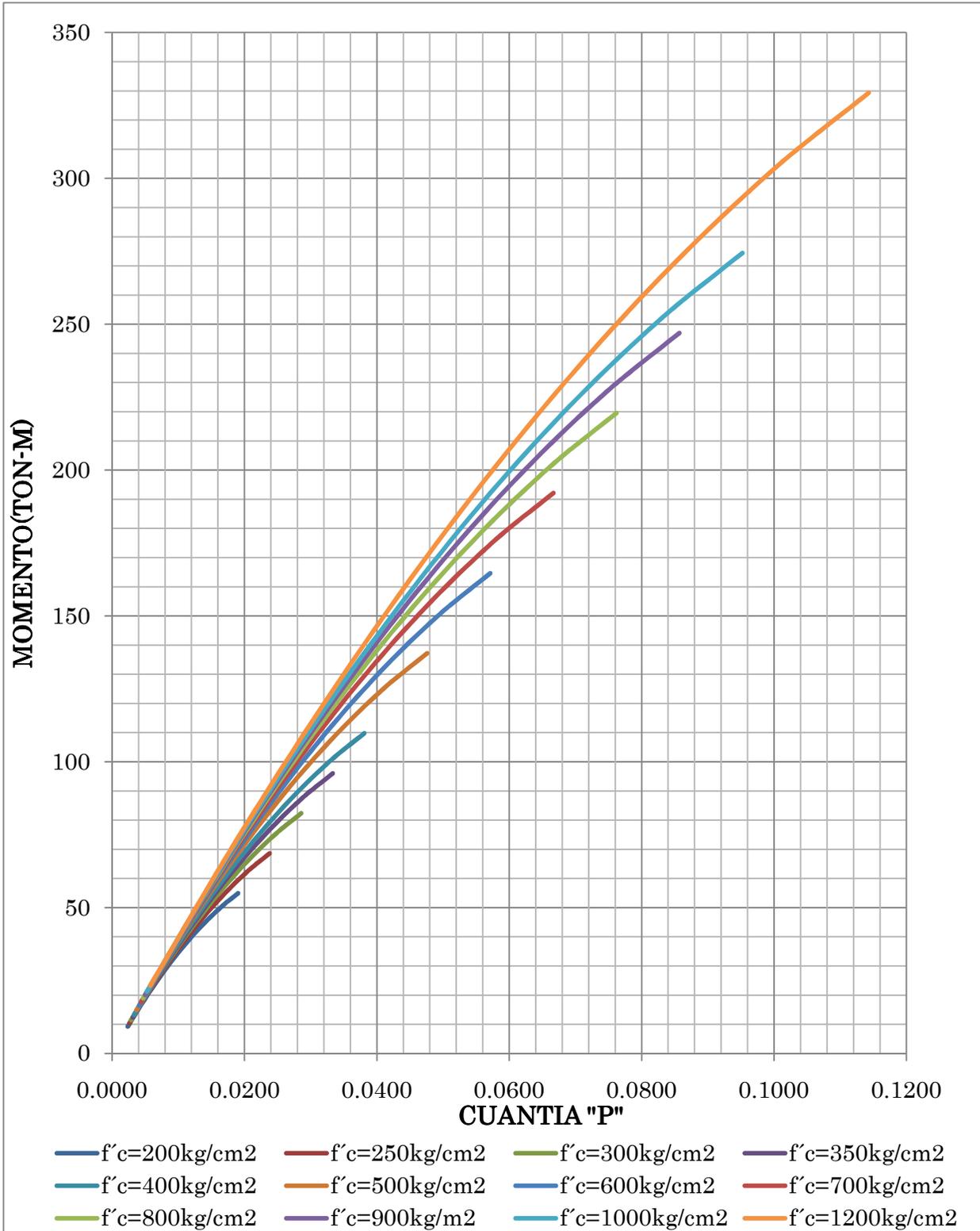


Fig.7.- Grafica Momento-Cuantía de Acero una sección simplemente armada empleando las NTCD de Concreto del RCDF-04, donde se graficó “q” y “momento de la sección”, variando la cantidad de acero a tensión y manteniendo una sección transversal de 30cm x 60cm de una viga

$f'c$ (kg/cm ²)	f^*c (kg/cm ²)	$\beta_1=$	$f'c$ (kg/cm ²)	As bal (cm ²)	p	q	Mr (Ton.m)	AS min (cm ²)	a (cm)
100	80	0.85	68	14.57	0.00810	0.50	24.786	3.00	15
150	120	0.85	102	21.86	0.01214	0.50	37.179	3.67	15
200	160	0.85	136	29.14	0.01619	0.50	49.572	4.24	15
250	200	0.85	170	36.43	0.02024	0.50	61.965	4.74	15
300	240	0.85	204	43.71	0.02429	0.50	74.358	5.20	15
350	280	0.85	238	51.00	0.02833	0.50	86.751	5.61	15
400	320	0.82	262.86	54.43	0.03024	0.48	93.628	6.00	14.50
500	400	0.76	305.71	58.90	0.03272	0.45	103.564	6.71	13.49
600	480	0.71	339.43	60.51	0.03362	0.42	108.694	7.35	12.48
700	560	0.65	364	59.65	0.03314	0.38	109.417	7.94	11.47
800	640	0.65	416	68.17	0.03787	0.38	125.048	8.49	11.47
900	720	0.65	468.00	76.69	0.04261	0.38	140.679	9.00	11.47
1000	800	0.65	520.00	85.21	0.04734	0.38	156.310	9.49	11.47
1100	880	0.65	572.00	93.73	0.05207	0.38	171.941	9.95	11.47
1200	960	0.65	624.00	102.25	0.05681	0.38	187.572	10.39	11.47

Tabla 1.- Memoria de Cálculo donde se ejemplifica cual fue la manera en que se elaboró la gráfica anterior y con el cual se observa el comportamiento de una viga ante el incremento del $f'c$

Como una conclusión de las gráficas y de las iteraciones que se realizaron para obtener la tabla anterior, podemos darnos cuenta que en una sección para viga hecha con concreto de alta resistencia puede estar muy desaprovechada, debido a que el mismo concreto al tener una alta resistencia a la compresión, provoca cambios negativos en la profundidad del bloque de compresión, un acortamiento a la distancia “a”.

Debido a ello, conociendo el tema de diseño de vigas, sabemos que parte de la viga estará a tensión y que la otra a compresión, y por las hipótesis de diseño, se sabe que el concreto no resiste el esfuerzo a tensión, por lo cual el área que quede por arriba o abajo del bloque de compresión, será un área desperdiciada y que no contribuirá como era de esperarse al emplear el concreto de alta resistencia.

Por este motivo es muy frecuente que los elementos estructurales que son diseñados con concreto de alta resistencia sean por lo general las columnas y no las vigas, aunque esto no es necesario, si por razones de diseño es necesario utilizar este concreto, también puede emplearse, aunque también debemos abordar el tema de los costos del concreto de alta resistencia, contra la aportación que dará a la estructura.

II.8 Comparación de los Módulos de Elasticidad según los Reglamentos ACI318-05 y el RCDF-2004

El módulo de Elasticidad según el ACI318-05 se define con la siguiente ecuación y la cual se aplicara para todo tipo de resistencia del concreto:

$$E_c = 57000\sqrt{f'c} \quad (\text{psi})$$

$$E_c = 15100\sqrt{f'c} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad (\text{ec. 16})$$

El módulo de Elasticidad según el RCDF-2004 en su NTCD de Estructuras de Concreto menciona dos consideraciones: una para concreto normal y otra para concretos de alta resistencia.

Para concretos con $f'c \leq 400 \text{ kg/cm}^2$, el módulo de elasticidad E_c , se supondrá igual a

$$E_c = 14000\sqrt{f'c} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad (\text{ec. 17})$$

Para concretos de alta resistencia, $f'c > 400 \text{ kg/cm}^2$, el módulo de elasticidad E_c , se supondrá igual a

$$E_c = 8500\sqrt{f'c} + 110000 \quad (\text{kg/cm}^2) \quad (\text{ec. 18})$$

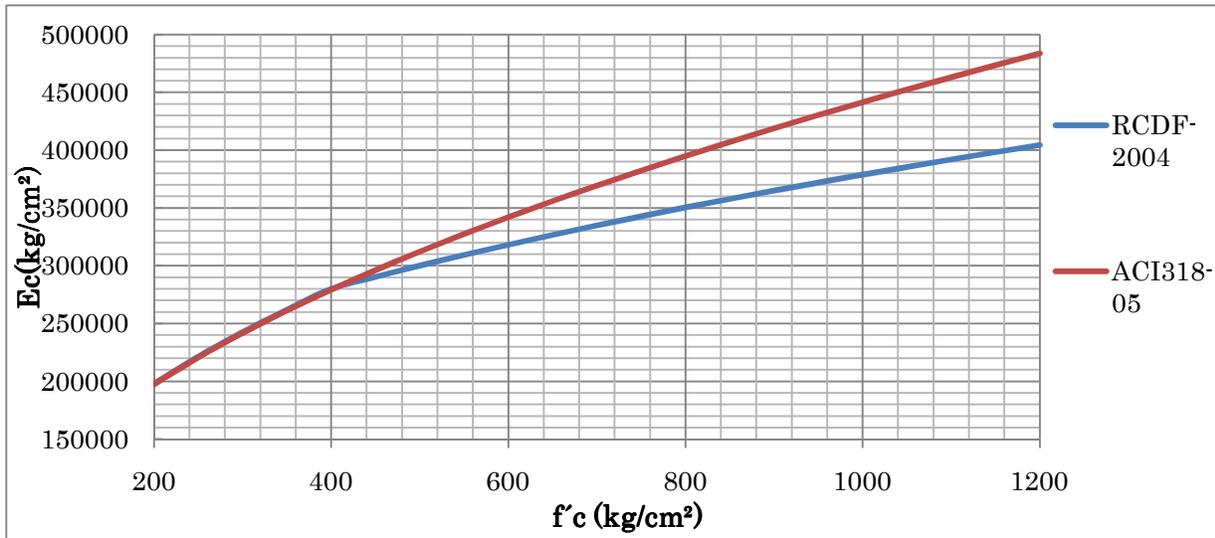


Fig. 8.- Grafica comparativa de los módulos de elasticidad del concreto, variando el $f'c$ y aplicando los criterios de Acuerdo a los Reglamentos ACI318-05 y el RCDF-2004

Como una conclusión de lo anterior, podemos observar que entre más alto sea la resistencia a compresión del concreto $f'c$ mas alto será el módulo de elasticidad y con ello podremos obtener ciertas ventajas para los cálculo de la rigidez y con ellos disminuir deformaciones en la estructura.

CAPITULO III.- Estructuración de Edificios Altos

III.1 Soluciones Estructurales

Por solución estructural debemos entender que es la parte en la cual el ingeniero estructurista, al ingeniero constructor y el arquitecto tendrán a bien de decidir y emplear un sistema estructural, por el cual tienen que transmitir las cargas o solicitaciones a las que se enfrentará el edificio, y las cuales las transmitirá hacia su cimentación, y que debe cumplir con la garantía de que tendrá estabilidad y buenas condiciones de servicio.

La solución estructural debe considerar además la forma, el material a emplear, el tiempo en que se deben erigir, la responsabilidad de la mano de obra local, las condiciones que se tengan presentes en el sitio local, viento, sismo, condiciones del suelo de desplante, el método de construcción, entre otros.

Parte importante en la elección de los diversos tipos de sistemas empleados para la estructuración de los edificios, es importante tener en cuenta que de cierta manera, uno se deriva de otro, y a tal caso que si se combinan estos materiales y sistemas, relativamente van aumentando el grado de sofisticación y soporte.

Inicialmente se plantean sistemas formados por losas planas y columnas, y a medida que se incrementa la altura, este sistema llega a un límite debido a que su estabilidad depende de la capacidad que tiene la unión columna-losa. Se hace en ese momento necesario la incorporación de muros estructurales, lo que implica transferencia de carga hacia estos elementos, y de estos hacia la cimentación.

Los muros presentan el inconveniente de cerrar áreas que son necesarias para ventilación, iluminación y circulación interior, por lo que es de esperarse un sistema combinado con columnas. La disposición de las mismas en la periferia, genera el concepto de “tubo”. Para lograr un trabajo en forma de tubo es necesaria la integración de los elementos en la periferia, así como los elementos interiores hacia estos. Aparecen entonces estructuras secundarias como cinturones y vigas acarteladas. La disposición de elevadores al centro y las dimensiones en planta, conduce a un núcleo interior muy rígido, generando un “tubo” dentro de otro “tubo”.

Finalmente el incremento de altura y la complejidad de operar con un solo núcleo, desemboca en la solución de acoplar diversos “tubos” en lugar de columnas. Los subsistemas de acoplamiento y transmisión de fuerzas del centro hacia la periferia, adquieren por sus dimensiones, una importancia esencial. En esta parte cabe mencionar, el empleo de soluciones alternativas tales como la integración de elementos activos (disipadores de energía), para garantizar el funcionamiento en condiciones de servicio ante cargas debidas a sismo o viento.

En las distintas clases de sistemas estructurales empleados existe un fin detallado para buscar una forma lógica de transferir esfuerzos a los elementos resistentes, un cuidado por reducir en lo más posible el espesor del sistema de piso, dado su impacto en la altura total, la noción de dejar zonas resistentes en el centro o la periferia, para dejar zonas utilizables que no sean bloqueadas por la propia estructura.

III.2 Tipos de Sistemas Estructurales

Se menciona en el Capítulo I que los materiales más empleados para la construcción de los edificios altos son:

Acero
Concreto
Mixto: Acero y Concreto

Y la mejor clasificación se muestra en la siguiente figura (fig. 9).

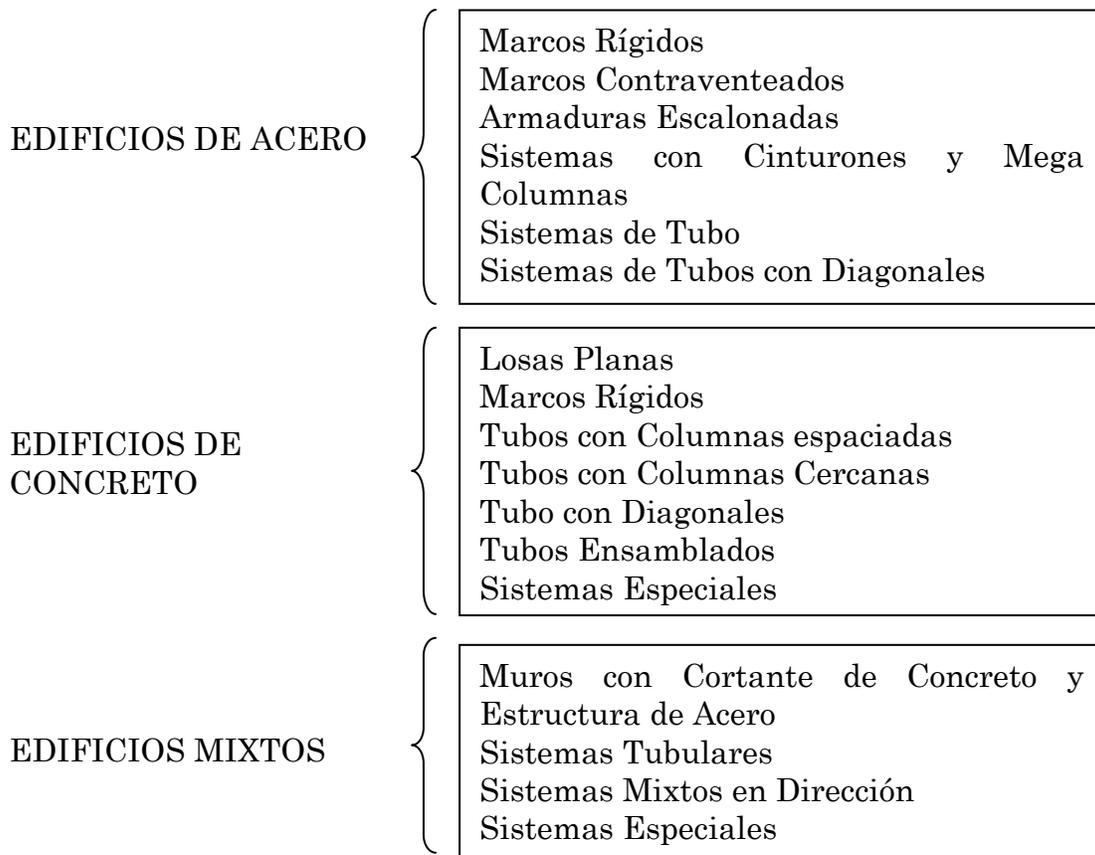


Fig. 9.- Sistemas Estructurales de Acuerdo al IMCyC

III.3 Edificios de Acero

El uso de acero en estructuras se remonta a mediados del siglo XIX cuando el proceso de fabricación del acero estructural fue desarrollado en 1856 por el Ingles Henri Bessemer. Esto permitió construir en 1889 la Torre Eiffel de 300 metros de altura. En los primeros edificios con estructura de acero, el rol de los miembros estructurales se limitaba a resistir acciones gravitacionales únicamente. Con el paso del tiempo este papel se fue ampliando para incluir las acciones derivadas del viento y del sismo, y con ello tuvieron surgimiento algunos de los sistemas estructurales de los cuales se hablará a continuación.

III.3.1 Marcos Rígidos

Para ello fue entonces necesario el invento del “marco rígido” cuya eficiencia principal era muy precaria, debido a la dificultad para lograr la continuidad entre las vigas y columnas, por lo cual tuvieron que pasar unas décadas y se inventó entonces el sistema de remaches, con el cual se pudo realizar la conexión exitosa entre las columnas y vigas, que garantizaban la continuidad necesaria, para lograr juntas rígidas o semirrígidas. Posteriormente, con el empleo del arco eléctrico como soldadura, el concepto de vigas y columnas continuas mejoró notablemente.

La conexión rígida entre vigas y columnas es aquella en la que el ángulo formado entre estos elementos, se mantiene sin cambio después de la aplicación de las cargas. Esto conduce a un sistema adecuado para construir edificios de hasta 30 pisos o más, dependiendo de las solicitaciones laterales. Este sistema queda gobernado en su totalidad por las limitaciones en los reglamentos a los desplazamientos máximos permisibles, más que por la resistencia de los materiales.

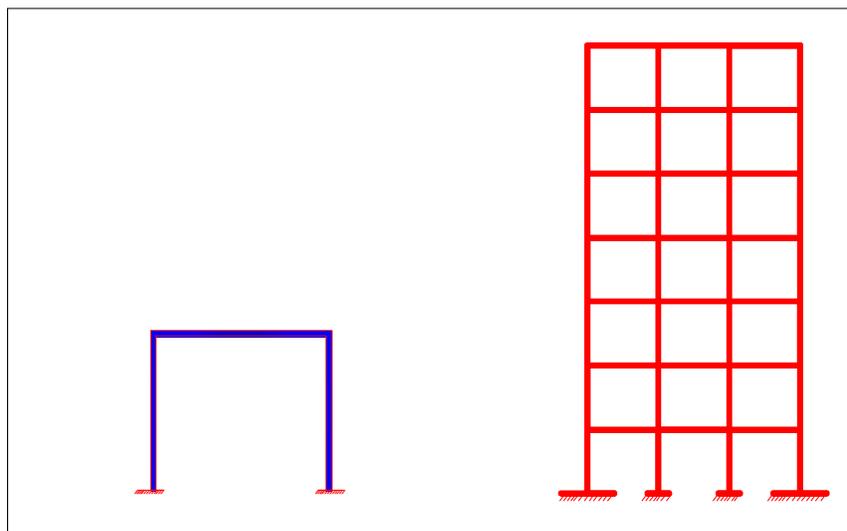


Fig. 10.- Ejemplo de un marco rígido y estructura de un edificio a base de marcos rígidos

III.3.2 Marcos Contraventeados

Cuando el edificio está sometido a acciones sísmicas o de viento muy importante, la estructura a base de marcos rígidos requerirá de elementos adicionales que modifiquen la forma de transmitir las cargas laterales, manteniendo los desplazamientos horizontales dentro de los límites establecidos por los reglamentos. En tal caso la adición de diagonales en algunas crujiás crea el concepto de “marco contraventado”.

Los primeros Marcos Contraventeados contemplaban sistemas en donde en una crujiá se colocaban 2 diagonales en cruz, con lo que esta crujiá trabajaba como una armadura en voladizo vertical, reduciendo o eliminando la flexión en las columnas producidas por las cargas laterales. De esta manera también se reducen las deformaciones laterales debidas a estas cargas.

Es importante mencionar que estos sistemas aumentan considerablemente la rigidez de la estructura, pero a cambio reducen la ductilidad de la misma, lo que se castiga en forma severa en zonas de riesgo sísmico elevado. Por tal motivo, se han desarrollado los contraventeos excéntricos, en los que la principal diferencia es que dan mayor ductilidad a los sistemas originales.

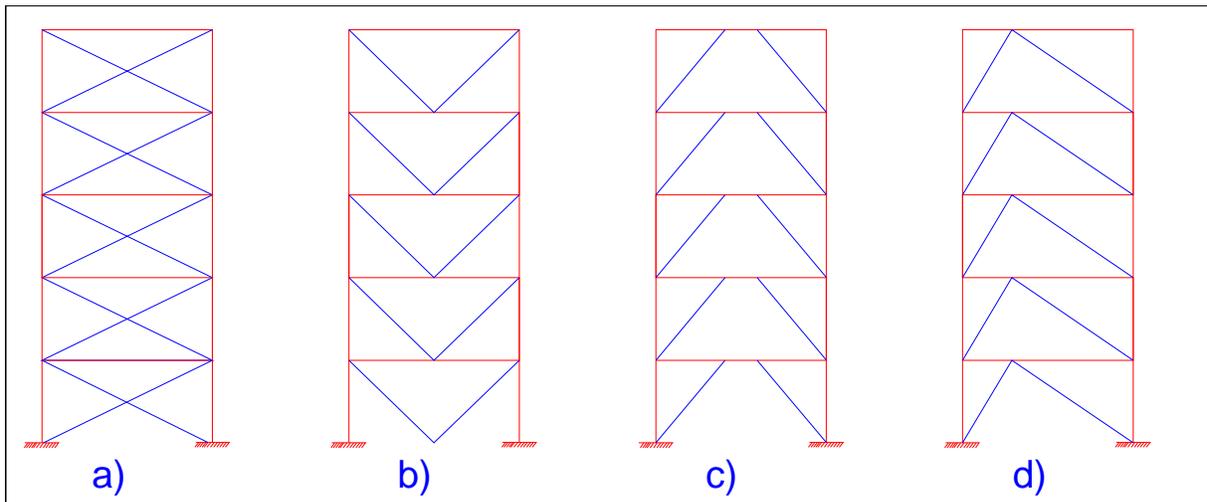


Fig. 11.- Ejemplo de Marcos Contraventeados Tradicionales (a y b) y Excéntricos (c y d)

III.3.3 Armaduras Escalonadas

Este tipo de sistemas estructurales esta ideado para edificios de hoteles, debido a su arreglo arquitectónico, porque distribuye equilibradamente las áreas de los cuartos, lo que permite emplear marcos formados por columnas perimetrales y armaduras, cuyo peralte es igual a la altura del entrepiso. Las armaduras se ubican en las paredes que separan a los cuartos y cada una se desplaza con respecto a la

posición de las armaduras de los pisos superior e inferior. Con este tipo de sistema se logra obtener una buena rigidez, por lo que su uso puede comprender edificios de 30 ó 40 pisos, obteniéndose una solución eficiente y económica.

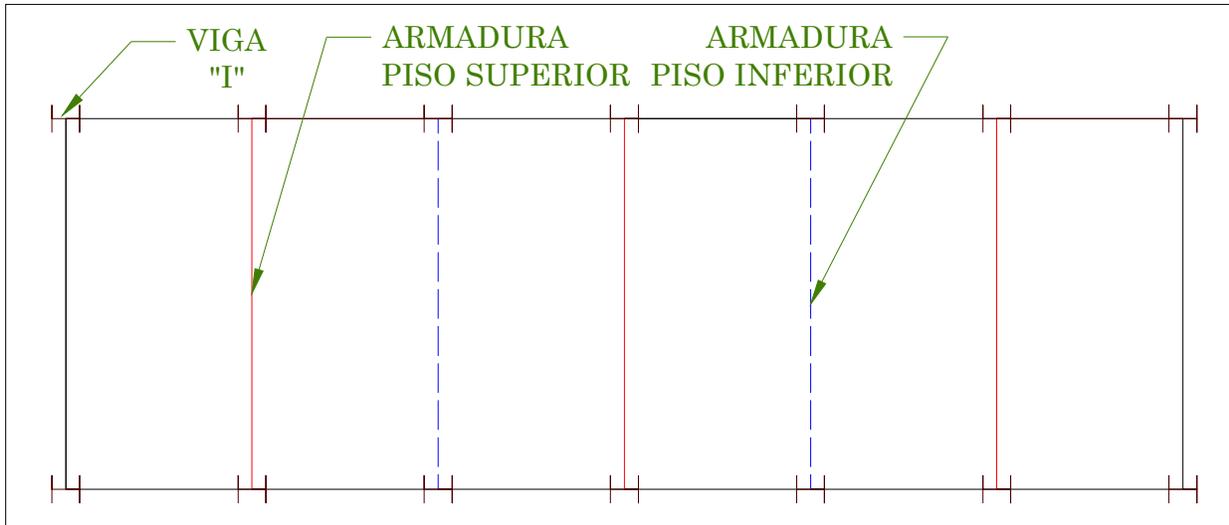


Fig. 12.- Vista en planta del sistema de armaduras alternadas

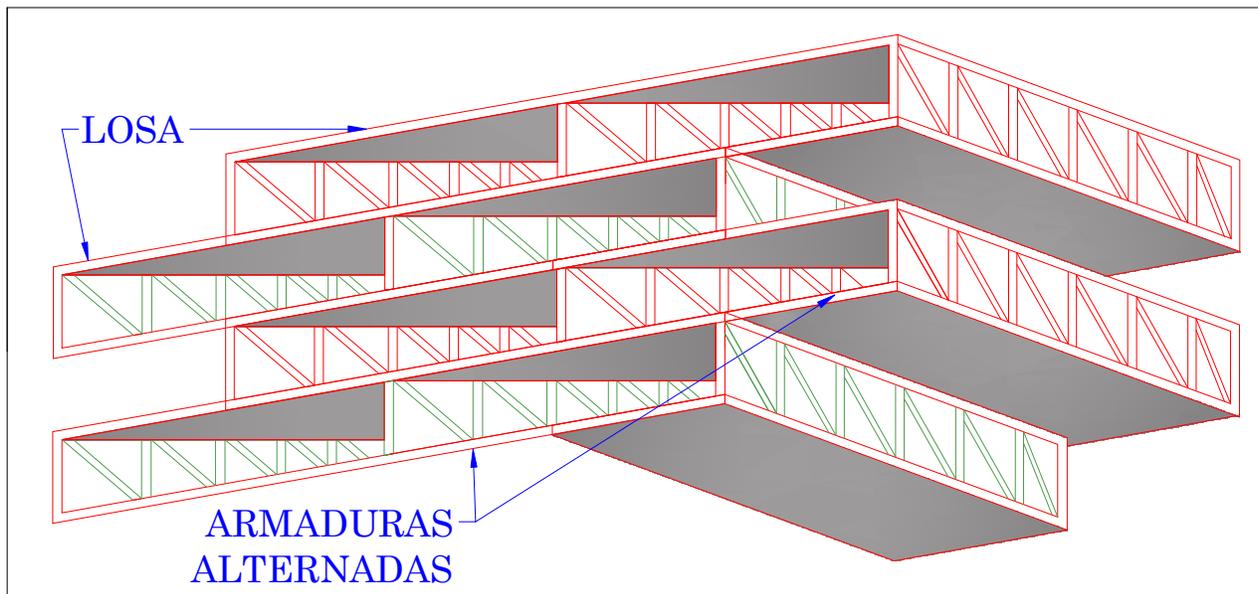


Fig. 13.- Isométrico del acomodo de sistema de armaduras alternadas

III.3.4 Sistema con Cinturones y Columnas

En edificios que superan los 40 pisos se recurre a sistemas especiales, esto es con el objetivo de mantener las deformaciones laterales dentro de los límites establecidos. Uno de estos sistemas, conduce a diseños económicos y consiste en emplear armaduras cuyo peralte es igual a la altura de entrepiso. Estas armaduras

se ubican generalmente en el último piso del edificio y se conectan con el núcleo interior, localizado en la zona de elevadores y escaleras donde existen marcos Contraventeados que actúan como mega columnas. Las armaduras se pueden colocar también en otros pisos de la estructura. El efecto que se logra con este sistema es reducir la deformación lateral del marco contraventado, pues las armaduras de gran peralte, ligadas a las columnas perimetrales reducen el giro del núcleo interior. También se suele colocar la armadura de gran peralte en todo el perímetro del edificio y al contraventear algunas crujías en los marcos exteriores, estos se transforman en macromarcos.

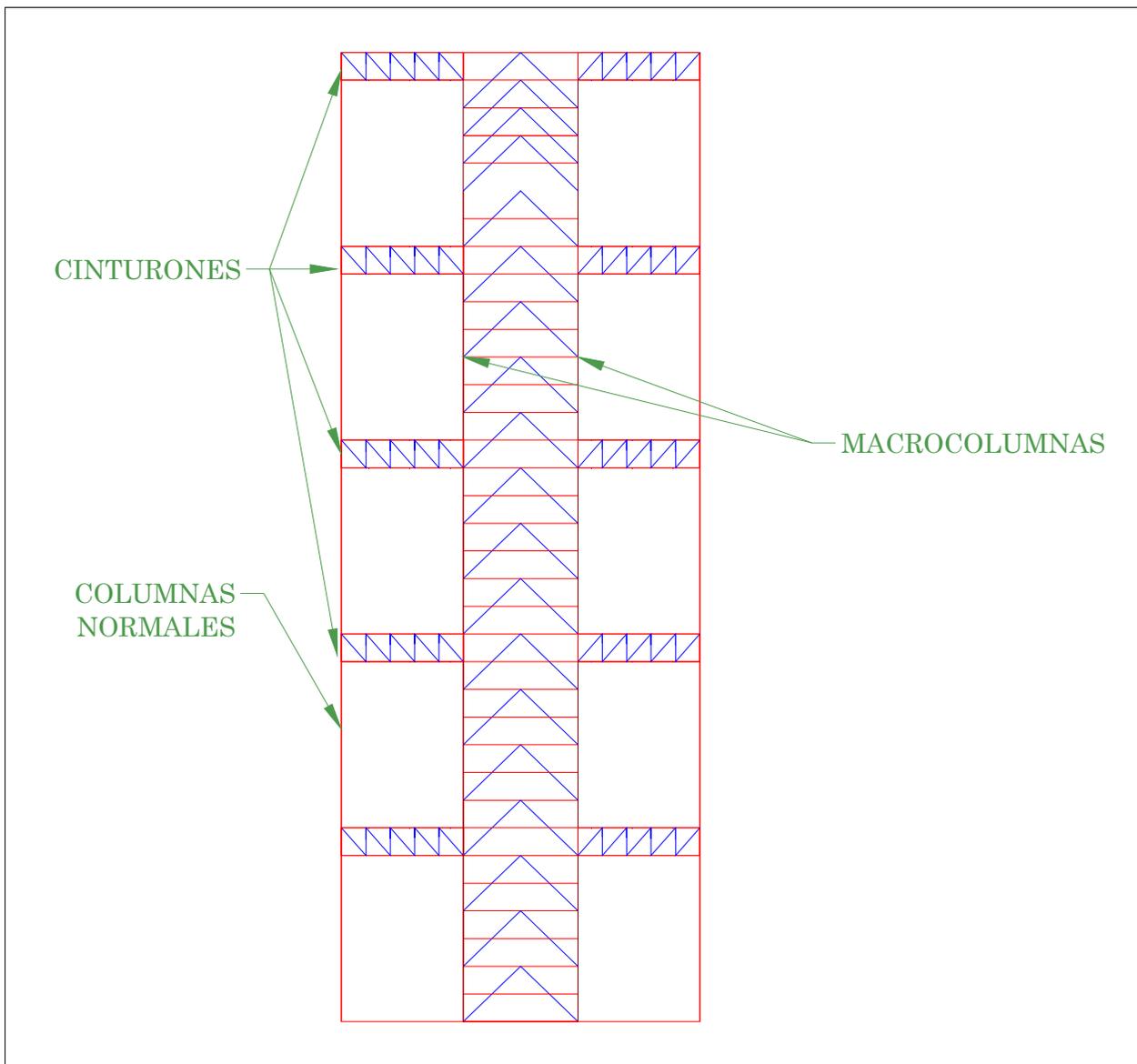


Fig. 14.- Sistema con Cinturones y Mega columnas (Macromarcos)

III.3.5 Sistemas de Tubo

En forma simplificada se concibe un sistema de tubo como una estructura espacial que emplea el perímetro del edificio para resistir cargas laterales. Este sistema consiste en un tubo perforado cuyas paredes consisten en traveses de gran peralte y columnas que están muy cercanas con el fin de reducir el tamaño de las aberturas.

En la actualidad, algunos de los edificios más altos del mundo tienen este tipo de estructura y la mayor parte de los edificios con más de 50 pisos recurren a este sistema. Una ventaja que se obtiene, es que concentra toda su rigidez en el perímetro, permitiendo espacios amplios y columnas esbeltas en el interior, cuyo diseño va dirigido a resistir únicamente cargas gravitacionales.

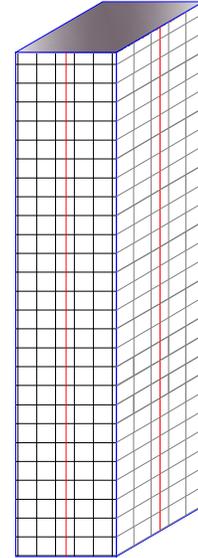


Fig. 15.- Ejemplo del sistema estructural tipo “tubo”

III.3.5.1 Sistemas de Tubo en Tubo

Existe un efecto en este sistema debido a la fuerza cortante denominado “*shear lag*” ó *cortante rezagado* el cual consiste en modificar la distribución real de las fuerzas axiales en las paredes del tubo con respecto a lo que se obtendría con la teoría de flexión simple. Esto es debido a que en un tubo con paredes relativamente delgadas, en comparación con su ancho, no es aplicable la teoría de flexión, “cuando un miembro es sometido a flexión, las secciones planas permanecen iguales antes y después de aplicar la carga”, ocasionando con ello una concentración de esfuerzos en las esquinas del tubo y una reducción en los puntos medios.

Otro detalle es que el tubo formado por columnas y traveses, son importante las deformaciones por cortante de estas, debido a su gran peralte. Entonces entra en juego una combinación en el núcleo interior de elevadores y servicios, que algunas veces es de concreto, y esto es lo que se denomina sistema “Tubo en Tubo”.

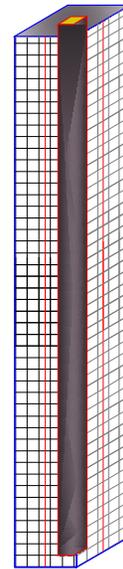


Fig. 16.- Ejemplo del sistema estructural “tubo en tubo”

III.3.5.2 Sistemas de Tubo con Diagonales

Este es otra variante del sistema de tubos, el cual consiste en colocar diagonales de contraventeo en las paredes del tubo, de tal forma que las paredes se transforman en armaduras verticales en voladizo. Con esto se incrementa la rigidez de la estructura y se pueden espaciar más las columnas, lo que permite mayor

entrada de luz natural al edificio. Muchos edificios construidos en el mundo tienen este sistema, y en México está el edificio de PEMEX que se diseñó con este sistema.

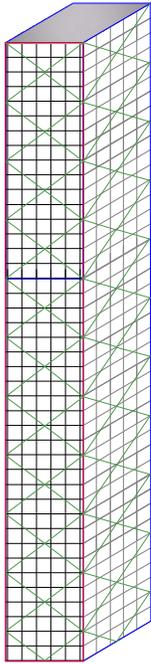


Fig.- 17 a) Ejemplo de tubo con diagonales

b) Edificio Jhon Hancock Center, cuenta con 100 pisos y 344 m de alto, Chicago, Illinois, USA.

c) Torre Ejecutiva de PEMEX, 52 pisos y 214 m de altura, México DF.

III.3.5.3 Sistemas de Tubos Ensamblados

Cuando se combinan dos o más tubos se pueden lograr arreglos más eficientes, especialmente en edificios con un número de pisos cercanos a 100. El mejor ejemplo de este sistema es el correspondiente al edificio Sears Tower (hoy Willis Tower), el cual se ubica en Chicago, Illinois, Estados Unidos. El edificio tiene una altura de 527 metros y 108 plantas (ver la fig. 18 b).

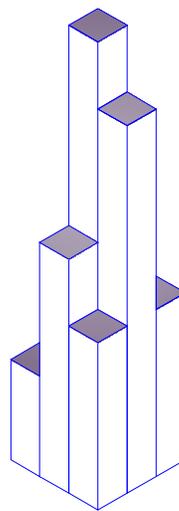


Fig. 18.- a) Ejemplo del sistema Estructural de Tubos Ensamblados

b) Willis Tower, Chicago, USA, tiene 442 metros de altura y 108 plantas y hoy es la 4ta. Torre más alta del mundo

III.4 Edificios de Concreto

III.4.1 Losas Planas

Una losa plana está representada por un sistema de piso sin trabes, la cual puede estar en ocasiones apoyadas en columnas, muros o una combinación de ambos. Cuando la losa se apoya en columnas, la eficiencia se mejora aumentando el peralte alrededor de la columna, lo que llevan a colocar ábacos o capiteles.

En nuestro país este sistema tuvo mucho auge en las décadas de los 60 a los 80, para la edificación de edificios de mediana altura (10 pisos), especialmente en la modalidad de la denominada losa aligerada, en donde se recurre al empleo de casetones o bloques de diferentes características para reducir el peso de la losa. Este sistema se llegó a emplear en edificios de hasta 15 pisos, pero ocurrido el sismo del año 1985 se pusieron en evidencia cuales eran las debilidades de este sistema, derivadas de la limitada contribución de la porción de losa que trabaja como viga en el marco formado por la losa y las columnas. Tenían la desventaja de tener poca rigidez y ductilidad, esto era debido a la manera de transmitir las acciones entre la losa y las columnas bajo la acción de cargas laterales.

Estos sucesos hicieron que los reglamentos se modificaran, y ahora este tipo de sistemas es muy castigado en cuanto a su aplicación, y debido a ello se ha desalentado su uso. Por eso ahora las losas planas son usadas en zonas sísmicas únicamente en situaciones en que existan muros de cortante, los cuales tienen la función de resistir la totalidad de las cargas laterales. Cuando se usan los muros de cortante, esta condición puede ayudar a mejorar la altura del edificio, teniendo así un máximo de 20 niveles, todo dependiendo de la sismicidad de la zona. Cuando se recurre a usar muros para resistir las acciones sísmicas, estos pueden ser usados en la parte central del edificio, en la zona de elevadores, en la zona de servicios o muros de colindancia.

III.4.2 Marcos Rígidos

Los marcos rígidos son una de las mejores y mayores soluciones eficientes para resolver la estructuración de los edificios, a comparación de un sistema que tiene muros de carga. La manera en que se logra el marco rígido en las construcciones, es mediante el empleo del concreto colado en sitio, en forma natural y eficiente. Al igual que en el sistema de acero, este consiste en colocar un arreglo de columnas y trabes. Las trabes representan los apoyos virtuales para el sistema de piso, el cual consiste en una losa que se cuela en forma integral con las trabes.

La losa puede trabajar en dos direcciones ortogonales o en caso dado puede reforzarse con vigas secundarias, que reducen su peso y mejoran la rigidez. El sistema es monolítico, pues a pesar que el sistema de losas y trabes se cuela

posteriormente después de las columnas, el disponer y arreglar de manera correcta el acero de refuerzo, permite dar garantía en la continuidad de todos los elementos estructurales. Esto es lo que hace al marco rígido un sistema adecuado para soportar tanto las cargas gravitacionales, como las cargas sísmicas.

El uso de este sistema también tiene sus límites en cuanto al reglamento de construcciones, el cual nos dice que tenemos que dar ductilidad a la estructura y esto se logra con un detallado especial de los elementos estructurales. El marco rígido se puede utilizar sin ningún problema en edificios de hasta 25 pisos; aunque cabe mencionar que si a este sistema le añadimos travesaños acartelados o la combinación de muros de cortante, aprovechando la parte del núcleo de elevadores y servicio, el límite de altura puede extenderse hasta los 40 pisos o más en casos especiales.



Foto 8.- Hotel Nikko, cuenta con 38 pisos y 136 metros de alto, Polanco, Cd. de México



Foto 9.- Torre Arcos Bosques (El Pantalón), de 33 Pisos y 161 metros de alto, Cd. de México.

III.4.3 Tubos con Columnas Espaciadas

En este tipo de sistemas están todas las estructuras donde existen marcos perimetrales de concreto formados por travesaños y columnas de gran peralte, donde las columnas están muy cercanas entre, 1 a 1.5 metros de diámetro o lado, de tal manera que los marcos representan las paredes perforadas de un tubo. La acción de tubo se puede aproximar también si se emplea el mismo tipo de marco perimetral, pero separando las columnas a distancias de 7 u 8 metros. Las columnas en este caso serán más anchas, en tales condiciones es posible construir edificios de hasta 30 pisos en forma eficiente y económica.

III.4.4 Tubos con Columnas Cercanas

La mayor eficiencia en el empleo de tubo, se obtiene reduciendo la distancia que hay entre una columna a otra, el sistema resultante consiste en una estructura espacial en voladizo de sección tubular generalmente cuadrada, rectangular y circular, aunque también no se descartan otras formas poligonales o semicírculos.

El concepto de columnas cercanas está relacionado con su dimensión en la dirección del plano del tubo, así como la altura del edificio. Separaciones de 3 a 6 metros asociadas a columnas de 1 a 1.5 metros nos llevan a tener tubos eficientes. Cabe señalar que el peralte de las vigas debe ser acorde con las dimensiones de las columnas.

Debido a la importancia de las deformaciones por cortante de las trabes y columnas, es preferible no usar formas tubulares de sección alargadas, con el fin de evitar el efecto antes visto en el sistema de tubo con acero, el efecto llamado “shear lag”. Y en caso de requerirse se puede anexar en el núcleo un tubo rígido, con el fin de obtener el sistema de tubo en tubo, aprovechando el espacio de elevadores.

III.4.5 Tubo con Diagonales

Esta sería la misma descripción de lo que se hace con los edificios de acero, anexándoles diagonales. En el caso de edificios de concreto, se rellenan algunas de las ventanas de cada una de las paredes de tal forma que al crear esas diagonales se aumenten, en forma considerable la rigidez lateral y disminuya el efecto “shear lag”. Como ejemplo de este sistema en los Estados Unidos se han construidos edificios de 50 y 60 pisos, y aun podría aumentarse, si utilizáramos el centro del edificio y alojáramos otro tubo rígido, para disminuir las cargas laterales.

III.4.6 Tubos Ensamblados

Al igual que en los edificios de acero, es posible la unión de 2 o más módulos de tubos, para formar un arreglo de tubos acoplados, los cuales podrían contar con diagonales o no, teniéndose así un sistema en el cual se pueden aumentar de manera considerable el número de pisos.

III.4.7 Sistemas Especiales

En edificios de concreto es muy importante mencionar que se pueden mezclar algunos de los sistemas antes descrito; por ejemplo podemos disponer de trabes con alto peralte como el de un piso y colocarlas en el nivel más alto del edificios y así obtener el llamado cinturón descrito para estructuras de acero.

En México se ideó una solución para muchos edificios, la idea del sistema estructural consiste en una gran columna representada por el núcleo de servicios del edificio, que resistirá por sí sola las acciones gravitacionales y accidentales producidas por el sismo y viento. De esta gran columna emergen traveses en dos direcciones ortogonales hasta los extremos del edificio. Y sobre estas traveses se cuelgan todos los pisos del edificio, mediante tirantes de acero que son anclados en las traveses de gran peralte ubicadas en el último piso, la estructura es de concreto colado en sitio y con excepción única de los tirantes que son de acero.

III.5 Edificios Mixtos

III.5.1 Antecedentes de los Edificios Mixtos

Por mucho tiempo los edificios construidos con acero, eran protegidos por su seguridad en contra de incendios empleando concreto. Así es como nació la composición de construir con estos elementos compuestos, aunque en sus inicios la contribución del concreto se despreciaba. Posteriormente, a esto se empezó a utilizar este tipo de diseño en sistemas de piso, ligues de traveses y armadura de acero con losa mediante conectores de cortante.

Mediante este sistema se creó la condición de trabajo en vigas T que proporciono un ahorro importante en material, en las zonas donde el momento flexionante provoca compresión en el concreto. Más tarde aparecieron los sistemas de losa que emplean como cimbra una lámina acanalada permanente que participa en el trabajo de flexión de la losa. En este caso es posible unir la losa con las vigas de acero por medio de conectores de cortante. Cabe mencionar que actualmente este es uno de los sistemas que más se emplea en los edificios de acero.

Hace unos 20 años se empezó a utilizar en la construcción este sistema estructural mixto, principalmente en las columnas. El cual consiste en encamisar a las columnas de acero con concreto reforzado, varillas y estribos. Para esto se aprovecha la rigidez de la sección compuesta. Las normas que vigilan este tipo de sistemas son dadas por el reglamento del ACI. En la cual se aplica un criterio similar al de columnas de concreto reforzado.

Existen sin embargo límites para usar las columnas compuestas, donde se limita el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo a 3500 kg/cm^2 y a incrementar los estribos de la columna. Para los fines de cálculo de rigidez, no se incluyen las varillas de refuerzo, aunque si se incluyen para conocer la resistencia del elemento. En la práctica las columnas compuestas se diseñan por medio de diagramas de interacción, donde se incluye al perfil de acero como un refuerzo adicional.

En algunos casos se señala que una columna compuesta también puede solucionarse, vertiendo concreto en un perfil tubular de acero y con ello se aplica el

concepto de sistema mixto. En algunos casos se pueden colocar placas de cortante y con ellas el relleno de concreto, para que funcionen como cimbra permanente y aumenten la rigidez y resistencia del muro. En general el principal propósito de un sistema mixto es incrementar la rigidez de las estructuras, especialmente para evitar el efecto de deformaciones por cargas laterales.

III.5.2 Sistemas Estructurales Mixtos

Los sistemas estructurales mixtos pueden definirse como aquellos en los cuales se tiene la presencia de elementos estructurales compuestos diseñados a resistir las cargas laterales, como ejemplo de ellos debemos mencionar a los muros, las trabes y las columnas como todo el sistema.

En seguida se mostraran cuales son las características de estos elementos y con ello aclararemos su empleo en la estructuración de los edificios.

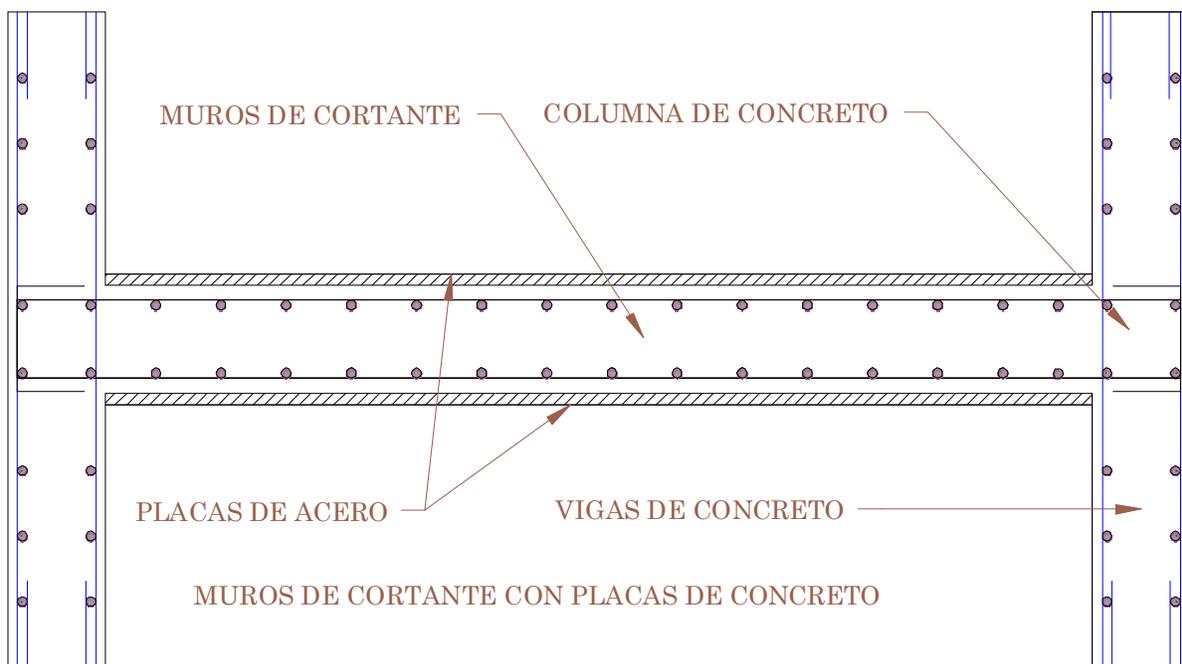


Fig. 19.- Muro de Cortante confinado mediante placas de acero

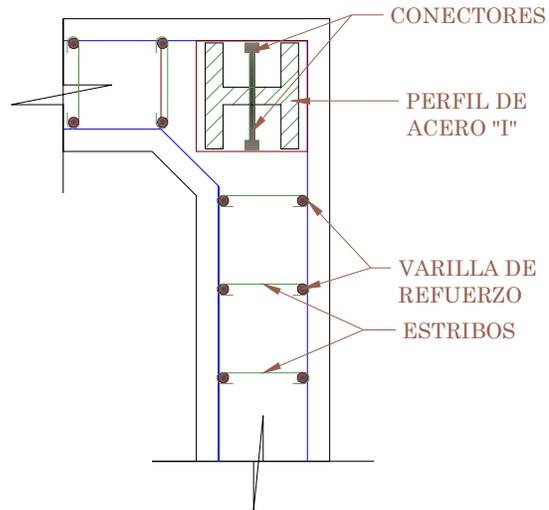


Fig. 20.- Detalle de una sección de muro empleando acero estructural, un perfil I, para dar mayor resistencia a la estructura.

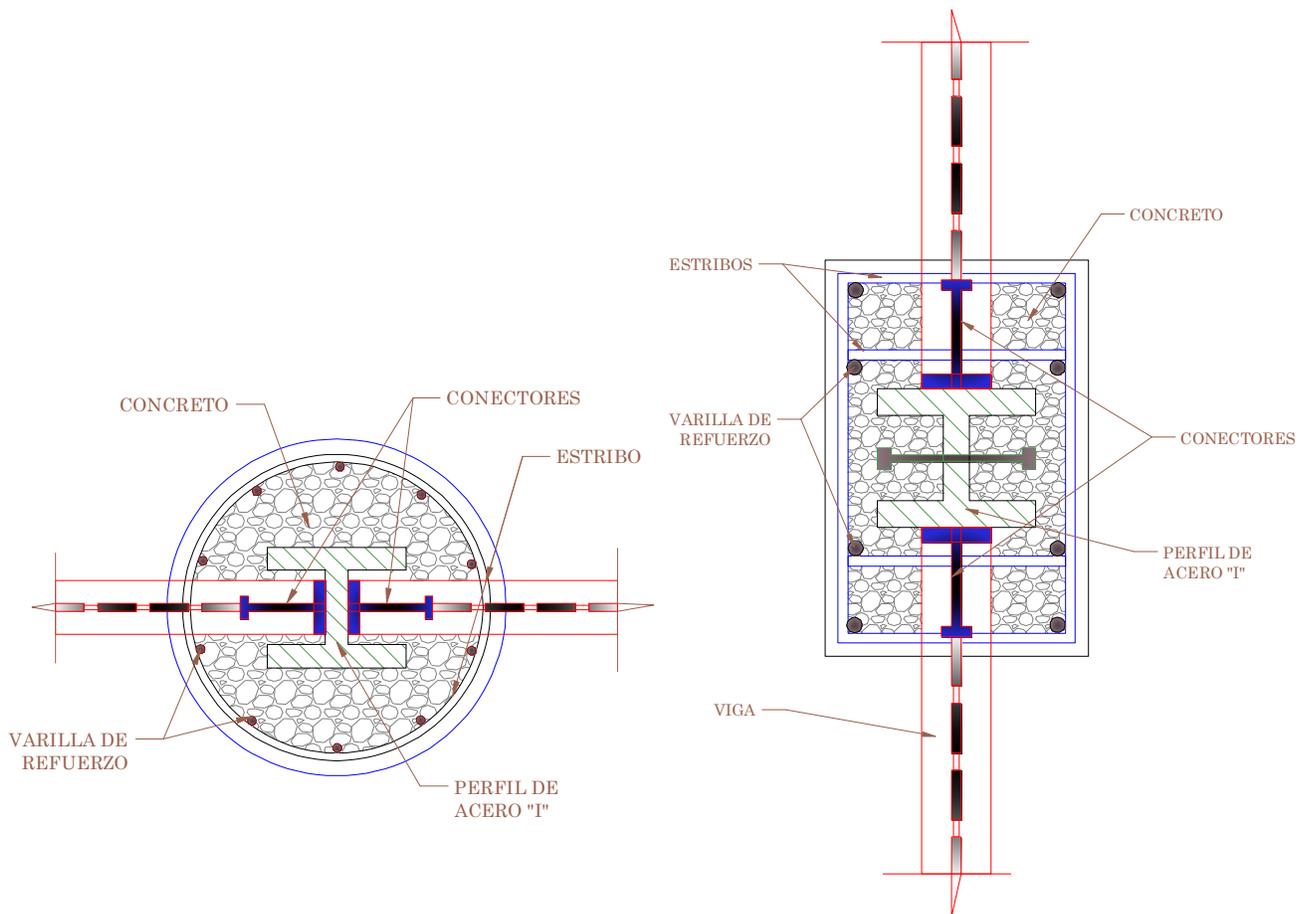


Fig. 21.- Detalle de la sección de una columna empleando acero estructural, un perfil I, para dar mayor resistencia a la estructura.

III.5.3 Sistema Estructural del Edificio Burj Khalifa (Antes Burj Dubái)

A la fecha el edificio que ostenta el primer lugar, no solo en una sino en varias categorías respecto a su altura, número de pisos y otros, es el edificio Burj Khalifa (antes llamado Burj Dubái), el cual se empezó a construir en septiembre del 2004 y que fue inaugurado en este año, el día 4 de enero del 2010.

El diseño de este edificio fue designado a la empresa Skidmore, Owing and Merrill, los cuales tenían en sus contratos el haber diseñado la Torre Willis (antes Torre Sears) y otros edificios. El edificio tiene en la base el dibujo que nació de la inspiración de una flor de la región de Dubái e India, la Hymenocallis Blanca, de seis pétalos.

Los datos más importantes de este edificio son los que a continuación se mencionaran de manera breve:

- ✚ La cimentación del edificio es a la fecha la más grande construida, debido a que fue construida utilizando pilotes con un diámetro de 1.5 metros y llevados a una profundidad promedio de 50 metros y encima de ellos se apoya una losa de aproximadamente 4 metros de espesor.
- ✚ El edificio empleó hasta la altura de 586 metros (piso 156) concreto reforzado y a partir de este nivel (piso 156), las plantas siguientes fueron hechas de acero, para poder hacer más ligero el peso del edificio.
- ✚ El revestimiento exterior está compuesto de cristales de reflexión con textura de aluminio y paneles de acero inoxidable, tímpano y las aletas verticales de acero inoxidable tubular. Cerca de 26.000 paneles de vidrio, cada uno individualmente cortados a mano, fueron utilizados en el revestimiento exterior de Burj Khalifa.
- ✚ El Edificio Burj Khalifa es el hogar de 57 ascensores y 8 escaleras mecánicas, y sus elevadores son lo que darán el servicio más alto del mundo.
- ✚ El Edificio Burj Khalifa será la primera estructura de gran altura en la que algunos ascensores se programarán, y permitirán una evacuación en caso de incendio o determinados eventos de seguridad.
- ✚ El sistema de agua de la torre, suministra un promedio de 946.000 litros (250.000 galones) de agua al día
- ✚ El pico de la demanda eléctrica de la torre es 36MW (mega-watts), lo que equivale a tener encendidas cerca de 360.000 bombillas de 100 vatios funcionando simultáneamente.
- ✚ Los pisos habitables son 160, de los cuales 49 están destinados a oficinas y 61, a apartamentos. El edificio cuenta con 58 ascensores que viajan a una velocidad de 10 metros por segundo. En el piso 124, un balcón abierto al público ofrece una visión panorámica, a 360 grados, de la ciudad.

En lo que se refiere al sistema estructural empleado en el diseño y construcción del edificio, es indispensable mencionar lo siguiente: El sistema empleado fue un conjunto arquitectónico por la estética e ingenieril por su funcionalidad, debido a que se usó como planta una “Y”, todo para favorecer al núcleo estructural del edificio. El empleo de este diseño ayudo a disminuir notoriamente las fuerzas actuantes debidas al viento, así como el mantener a la estructura como algo simple y apoyar al proceso constructivo.

El sistema estructural se denominó como “Núcleo Reforzado”, o como se mencionó anteriormente un sistema estructural empleando el sistema de Núcleo Rígido, el cual consistió en construir los muros empleando concreto de alta resistencia. Aunado a ello se empleó para cada una de las seis alas o pétalos de la estructura, una membrana central de forma hexagonal como una coraza rígida. Esta membrana central está diseñada con el propósito de brindar resistencia a la estructura para soportar las acciones debidas a la fuerza de torsión. Del núcleo se extienden unas paredes gruesas hasta llegar al extremo de cada ala, terminando en una forma similar a una cabeza de martillo. Las paredes del pasillo y la terminación en cabeza de martillo presentan un comportamiento similar al de redes de vigas, y ayudan a soportar la fuerza cortante y momento provocados por la acción del viento.

Las columnas perimetrales y las placas de los pisos, hacen que el sistema esté completo, y con ayuda de estas elementos se provoca que las columnas externas, tengan también una participación muy grande en lo que se refiere a dar mayor resistencia a la estructura, para poder soportar la carga lateral y su mismo peso propio, como resultado de todo este conjunto estructural se tiene una torre muy rígida en el sentido lateral y de torsión.

A medida que la torre iba aumentando de altura, cada una de las hojas tenía acortamientos en diferentes pisos, todo ello con la intención de minimizar las cargas, aportar una belleza arquitectónica y armonizar el sistema. Por tal motivo cada vez que se acortaban las losas de los pisos superiores, el sistema estructural de columnas interiores, tenían que soportar la carga posterior a ellas. Todo esto se realizó de esta manera, con la intención de confundir a los vientos y a evitar que los vórtices que se provocaran sobre la altura del edificio se acumularan en una sola superficie, sino que en cada nivel el viento se hallara con una construcción diferente y con esto se minimizan los efectos provocados por la acción del viento.

Marcas que alcanzo la estructura debido a su altura

-  Edificio más alto del mundo
-  Piso ocupado más alto del mundo
-  Plataforma de observación al aire libre más alta en el mundo (442 m.s.n.m)
-  Ascensor con mayor distancia de viaje en el mundo
-  Ascensor de servicio más alto del mundo

Galería Fotográfica de la construcción del Edificio Burj Khalifa



Foto 10.- 01 de Febrero del 2006



Foto 11.- 29 de Agosto del 2006



Foto 12.- 15 de Julio del 2007



Foto 13.- 03 de Febrero del 2008



Foto 14.- Abril del 2008



Foto 15.- Mayo del 2008



Foto 16.- 24 de Diciembre del 2008

Referencia: www.es.wikipedia.org/wiki/Burj_Khalifa

CAPITULO IV. Solicitaciones en Edificios Altos

IV.1 Acciones

Para el diseño de toda estructura es necesario considerar todas las acciones que se suponen van a actuar sobre ella, durante su vida útil, todo ello con cierta probabilidad de la posible falla. Aparentemente se puede decir que es un proceso sencillo, sin embargo este ofrece el inconveniente de la incertidumbre que se arroja en la determinación de estas.

Si recordamos que el diseño estructural consiste en un proceso de optimización, en las que intervienen una serie de variables aleatorias, como son lo que llamaremos acciones sobre la estructura, y las cuales se describirán más adelante.

IV.1.1 Acciones Permanentes

Son aquellas que obran en forma continua sobre la estructura, y que tanto su localización y magnitud no se modifican con el tiempo, y de entre las cuales podemos considerar las siguientes:

- ✚ Carga Muerta: Incluye el peso propio de la estructura y el de todos aquellos elementos que actúan de manera permanente sobre la misma, tal es el caso de muros divisorio, fachadas, etc.
- ✚ Empuje estático de tierras y líquidos.
- ✚ Desplazamientos impuestos a la estructura, no son las deformaciones propias de la estructura originadas por las acciones que se están mencionando, sino que se refiere a los desplazamientos que se transmiten a la estructura y que por sí mismo constituyen un tipo de acción de tipo permanente. Por ejemplo el caso de los desplazamientos diferenciales impuestos a la estructura por hundimientos de distinta magnitud en el suelo.

IV.1.2 Acciones Variables

- ✚ Carga Viva: se debe, fundamentalmente, al peso de personas, mobiliaria, maquinaria, etc., ya que siendo cargas gravitacionales, sus características mecánicas pueden variar durante la utilización de la estructura.
- ✚ Efectos por cambios de temperatura y contracciones.
- ✚ Efectos de operación de maquinaria y equipo. La operación de algunas máquinas o equipo origina acciones dinámicas que merecen ser consideradas para análisis en tales casos.

IV.1.3 Acciones Accidentales

Las acciones accidentales se caracterizan porque se desconoce el momento en el que van a actuar en la estructura. La intensidad y magnitud de estas acciones pueden ser superiores a cualquier valor conocido o pensado. Estas acciones representan un accidente en la vida de las estructuras y su control queda fuera del proyectista, entre las principales acciones accidentales podemos mencionar las siguientes como más importantes y notorias en el diseño estructural de edificios.

- ✚ Efectos por Sismos: Son acciones dinámicas originadas por los sismos.
- ✚ Efectos por Viento: Son acciones estáticas o dinámicas que representan los efectos del viento sobre la estructura.

Se han mencionado cuales son las principales, sin embargo en algunos casos pueden ocurrir otros tipos de acciones accidentales, tales como explosiones, incendios, caída de granizo, impacto y otros.

IV.2 Carga Muerta

Esta acción incluye el peso propio de los elementos estructurales o no, que van a actuar de manera permanente en la construcción y estructura. Tal es el caso de trabes, muros, losas, etc. Se considera el peso de todos los materiales que intervienen en la construcción. Comprende tanto el peso de la estructura en sí, como todos los acabados, tales como firmes, recubrimientos, plataformas, muros divisorios, etc.

En este concepto se pueden tener variaciones muy importantes con respecto a las cargas de diseño, debido fundamentalmente a variaciones de las dimensiones y también de los volúmenes y pesos de los materiales, o también debido a las modificaciones del proyecto que se traducen en la aplicación de cargas no consideradas originalmente. En estos casos la cimentación es el elemento estructural más afectado por la construcción.

Material	Peso Volumétrico (ton/m ³)	
	Máximo	Mínimo
1.- Piedras Naturales		
-Areniscas		
Secas	2.45	1.75
Saturadas	2.50	2.00
-Basaltos (piedra brazal)		
Secas	2.60	2.35
Saturadas	2.65	2.45
Granito	3.20	2.40

Mármol	2.60	2.55
-Pizarras		
Secas	2.80	2.30
Saturadas	2.85	2.35
-Tepetates		
Secas	1.60	0.75
Saturadas	1.95	1.30
-Tezontles		
Secas	1.25	0.65
Saturadas	1.55	1.15
2.- Suelos		
-Arenas		
Secas	1.75	1.40
Saturadas	2.10	1.85
-Arcillas del V. de M.	1.60	1.20
3.- Piedras artificiales, concretos y morteros		
-Concreto Simple con agregado de peso normal	2.20	2.00
-Concreto Reforzado	2.40	2.20
Mortero de cal y arena	1.50	1.40
-Mortero de cemento y arena	2.10	1.90
-Aplanado de yeso	1.50	1.10
-Tabique macizo hecho a mano	1.50	1.30
-Tabique macizo prensado	2.20	1.60
-Bloque hueco de concreto ligero	1.30	0.90
-Bloque hueco de concreto pesado	2.20	2.00
4.- Madera		
-Caoba		
Seca	0.65	0.55
Saturada	1.00	0.70
-Cedro		
Seca	0.55	0.40
Saturada	0.70	0.50
-Encino		
Seco	0.90	0.80
Saturada	1.00	0.80
-Pino		
Seco	0.65	0.45
Saturada	1.00	0.80

Tabla 2.- Pesos volumétricos de materiales comúnmente usados en la construcción de acuerdo al RCDF-2004.

IV.3 Cargas Vivas

Las cargas vivas, son aquellas cargas gravitacionales que obran en una construcción y que a diferencia de las cargas muertas, no tienen un carácter permanente. Estas cargas son esencialmente variables como pueden ser, el peso de las personas que ocupan la construcción, los muebles, el equipo, maquinas, mercancías, etc. Como se puede apreciar una persona no ocupa un lugar determinado dentro de una habitación o bien los objetos que se almacenan pueden variar de magnitud y posición.

En estas circunstancias es imposible considerar una carga determinada y en un lugar dado, al mismo tiempo que no es económico y tampoco factible considerar todas las posibles condiciones de carga. En vista del carácter aleatorio de este tipo de carga, se ha recurrido a una solución probabilística para que se pueda definir una carga uniforme dentro de ciertos márgenes de seguridad, que sea equivalente a la esperanza de cargas concentradas o distribuidas aplicables a la estructura.

Por su manera de presentarse, la carga viva es peculiar del uso a que está destinada la construcción, y entonces con ello se puede distinguir tres grandes grupos de construcciones, para poder considerar su carga correspondiente: edificios, naves industriales y puentes. Y por ello en la práctica cada uno de estos casos se atiende por separado.

En la gran mayoría de los casos, las cargas vivas de diseño están especificadas en códigos o reglamentos, pero tienen una fijación básicamente subjetiva: es decir tratan de postular una condición de operación suficientemente desfavorable, para que la probabilidad de que se presente una situación más grave sea pequeña, y con ella determinar después una carga uniforme equivalente, cuyas acciones sean similares a los de la acción real.

Destino del Piso	México RCDF	USA ANSI-81	Japón AIJ	Alemania DIN-61
Habitación en casas y departamentos	190	195	180	150
Hoteles	190	195	180	150
Hospitales	190	195	180	-----
Oficinas	250	244	300	200
Escaleras	350	488	-----	-----
Lugares de reunión con asientos fijos	350	293	300	500
Lugares de reunión sin asientos fijos	450	488	360	500
Balcones y terrazas al exterior	300	488	300	500
Garajes para automóviles	250	244	550	350
Comercios	>350	488 (366)	500	500

Tabla 3.- Cargas vivas para edificios según diversos reglamentos (Ref. 5).

IV.3.1 Reglamento de Construcciones del Distrito Federal

El reglamento de Construcciones del DF especifica distintos valores de la carga viva para edificios según su destino y el área tributaria del elemento estructural que se diseñe, y por lo tanto se especifican los siguientes tipos:

Carga Viva Máxima (W_m)

Se considera en el diseño de estructuras por carga gravitacional. Para casas habitación, oficinas, laboratorios, etc., el valor de la carga viva máxima es:

$$W_m = 120 + \frac{420}{\sqrt{A}} \quad (\text{ec. 19})$$

En donde A, es el área tributaria del elemento que se analiza. De manera semejante se especifica la carga viva máxima para otros tipos de edificios. En el caso de azoteas en las que la influencia del área tributaria en la intensidad de la carga es menor, se especifica un solo valor que es independiente del área tributaria.

El valor de la carga viva máxima se emplea en el diseño de las cimentaciones, cuando se desean determinar los asentamientos inmediatos en el suelo debido al peso de la estructura.

Carga Viva Instantánea (W_a)

Se emplea en el diseño de estructuras ante las acciones accidentales. Es decir cuando se analizan las acciones del sismo o del viento, el área tributaria es la correspondiente a toda la estructura. Al aplicar la fórmula anterior de W_m podemos ver que para áreas muy grandes, la carga viva tiende a estabilizarse y por ello se suele manejar un solo valor de acuerdo al edificio y uso.

La carga viva instantánea también se emplea cuando se utilizan distribuciones de cargas más desfavorables que las correspondientes a cargas repartidas en toda la superficie.

Carga Viva Media (W)

Se emplea para el cálculo de los asentamientos diferidos en suelos poco permeables saturados. En estas condiciones los efectos por hundimientos diferenciales son muy importantes; cabe decir, cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como en el caso de problemas de flotación, volteo y de succión por viento, su intensidad se considerará nula sobre toda el área.

En el diseño de las estructuras también es necesario considerar las cargas vivas que se pueden presentar de manera temporal durante el proceso de construcción. Tal es el caso del peso de los materiales que se almacenan temporalmente durante la construcción, el de los vehículos y equipo de construcción, el de colado de plantas superiores que se apoyen en la planta que se analiza y del personal necesario, no siendo este último peso menor de 150 kg/m².

Destino del piso o cubierta	W	W _a	W _m
Habitación (casa-habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	70	90	170
Oficinas, despachos y laboratorios	100	180	250
Aulas	100	180	250
Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasaje de acceso libre al público)	40	150	350
Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	40	350	450
Otros lugares de reunión (bibliotecas, templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, salas de juego y similares)	40	250	350
Comercios, fabricas y bodegas	0.8W _m	0.9W _m	W _m
Azoteas con pendientes no mayor a 5%	15	70	100
Azoteas con pendientes mayor de 5%; otras cubiertas, cualquier pendiente	5	20	40
Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	15	70	300
Garajes y estacionamientos (exclusivamente para automóviles)	40	100	250

Tabla 4.- Cargas vivas unitarias en Kg/m² de acuerdo al RCDF-2004, en sus NTC sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, se recomienda ver la ref. 6 para obtener mayor información del uso de estas cargas vivas

IV.4 Cargas Accidentales debidas a Sismo

IV.4.1 Origen de los sismos

Para abordar el problema que pueden causar los fenómenos naturales como el caso de los sismos a una estructura, es necesario reconocer que los orígenes de ellos no se conocen exactamente, sino más bien los efectos que estos producen que las causas que lo provocan. De acuerdo a la teoría de tectónica de placas se describe que los temblores se deben a una acumulación de energía de deformación en los grandes bloques del interior de la corteza terrestre, provocado por distintas causas, tales como las contracciones térmicas, desplazamientos y otros. Sabemos también que las erupciones volcánicas pueden producir temblores; sin embargo, la energía liberada es menor que en el caso de los de origen tectónico. El movimiento de la superficie del terreno durante un sismo es debido a las ondas que se producen. La mayor parte de los sismos ocurren en zonas sísmicas actualmente definidas, por mencionar el Cinturón del Pacífico que forma un círculo casi continuo alrededor del pacífico.

El movimiento producido por un sismo origina ondas de cuerpo y ondas de superficie. Las ondas de cuerpo pueden ser a su vez longitudinales y transversales. Las ondas longitudinales, también conocidas como ondas P (primarias), son las más rápidas, ya que son las primeras que se registran en los sismógrafos, estas ondas de esfuerzo se producen por el movimiento de partículas en el sentido de propagación de la onda, provocando esfuerzos normales en la roca. Las ondas transversales, también conocidas como ondas S (secundarias), son lentas y ocasionan vibraciones en un plano normal a su dirección de propagación, originan oscilaciones y distorsiones, sin cambio de volumen en las partículas que se encuentran en su trayectoria.

Se denominan en ocasiones también de cortante, para distinguirlas de las primeras o de compresión. Debido a las distintas capas del subsuelo, tanto las ondas P, como las ondas S, se reflejan o se refractan produciendo a su vez ondas de los dos tipos. Sí una partícula se encuentra en el camino de una onda transversal, esta puede oscilar en cualquier dirección en el plano normal al avance de la onda. Aunque son más lentas que las ondas P, pueden transferir más energía, por lo que son las que producen mayores daños a las estructuras. Se debe mencionar que existen otros tipos de ondas, pero estas dos son las más importantes. Cuando las ondas de cuerpo llegan a la superficie, se reflejan y provocan las llamadas ondas de superficie. Y un dato muy curioso es el siguiente, que la Velocidad con la que se transmiten las ondas a través de la corteza, dependerá siempre de las propiedades mecánicas del medio en que se desplace.

Todo sismo está asociado con un gran desprendimiento de energía a lo largo de una superficie de falla, esta energía bajo la forma de ondas sísmicas afecta grandes zonas de la superficie terrestre en la que producen movimiento del suelo, es importante por ello tener siempre de referencia algo con que compararlas, y por ello

hoy en día conocemos las dos escalas de uso frecuente: Para la Magnitud del sismo utilizamos la escala de Richter y para la intensidad la escala de Mercalli.

IV.4.1.1 Estudio Sísmico en la República Mexicana

La República Mexicana está situada en el cinturón circumpacífico, por lo que los efectos por sismo adquieren especial importancia. Y en la figura siguiente se observan las zonas en las cuales se ha dividido el país para su mejor estudio.

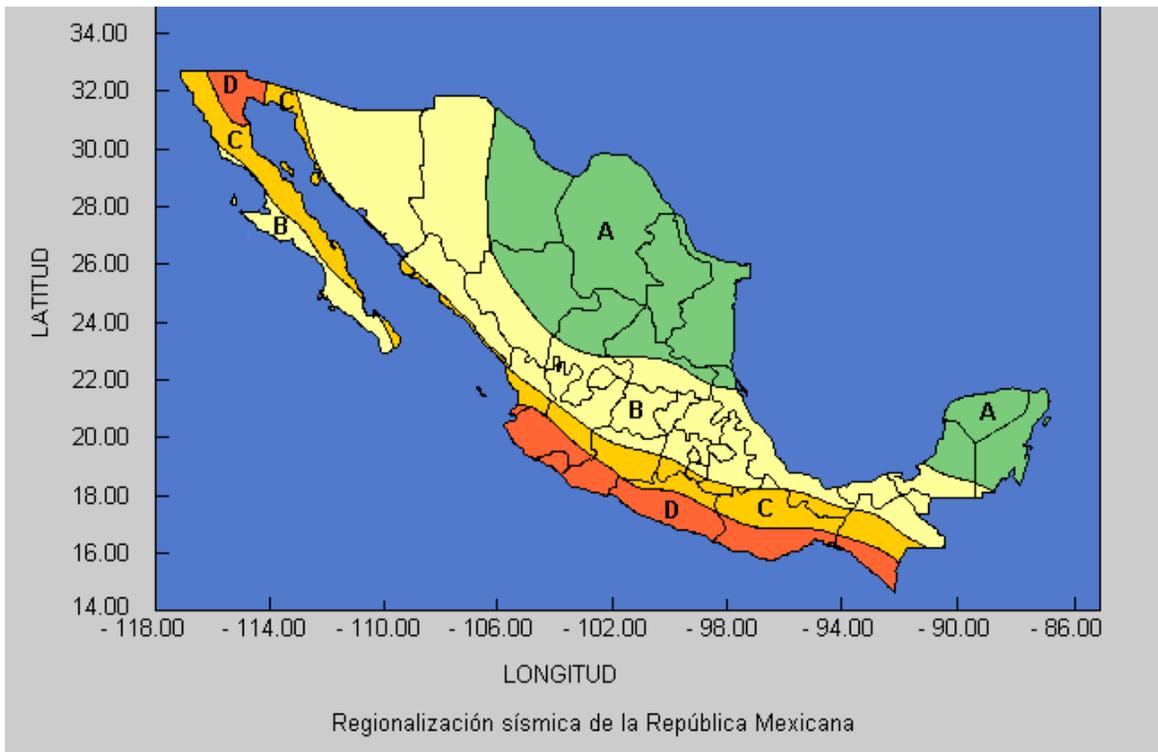


Fig. 22.- Regiones Sísmicas en México
http://www.ssn.unam.mx/website/jsp/region_sismica_mx.jsp

La República Mexicana se encuentra dividida en cuatro zonas sísmicas. Esto se realizó con fines de diseño antisísmico. Para realizar esta división (Figura 22) se utilizaron los catálogos de sismos de la República Mexicana desde inicios de siglo, grandes sismos que aparecen en los registros históricos y los registros de aceleración del suelo de algunos de los grandes temblores ocurridos en este siglo. Estas zonas son un reflejo de que tan frecuentes son los sismos en las diversas regiones y la máxima aceleración del suelo a esperar durante un siglo.

La zona A es una zona donde no se tienen registros históricos de sismos, no se han reportado sismos en los últimos 80 años y no se esperan aceleraciones del suelo mayores a un 10% de la aceleración de la gravedad a causa de temblores. La zona D es una zona donde se han reportado grandes sismos históricos, donde la ocurrencia

de sismos es muy frecuente y las aceleraciones del suelo pueden sobrepasar el 70% de la aceleración de la gravedad. Las otras dos zonas (B y C) son zonas intermedias, donde se registran sismos no tan frecuentemente o son zonas afectadas por altas aceleraciones pero que no sobrepasan el 70% de la aceleración del suelo.

Aunque la Ciudad de México se encuentra ubicada en la zona B, debido a las condiciones del subsuelo del valle de México, pueden esperarse altas aceleraciones. El mapa que aparece en la Figura 22 se tomó del Manual de diseño de Obras Civiles (Diseño por Sismo) de la Comisión Federal de Electricidad.

IV.4.1.2 Análisis y Diseño Sísmico en México

Las estructuras que se tengan que diseñar en la República Mexicana, deben de cumplir con ciertas condiciones de seguridad, servicio y costo, por lo cual se da mayor importancia al primer punto y con ello se ha tenido que recurrir al uso estadística y monitoreo de los lugares donde ocurren los sismos y su epicentro.

Por ello uno de los lineamientos más importantes para el diseño de estructuras antes sismos en el país lo ha realizado la Comisión Federal de Electricidad, la cual nos proporciona en el Manual de Diseño de Obras Civiles, en el tomo de Diseño por Sismo, como debemos nosotros de ver a una estructura, que características debe de cumplir, que solicitaciones debe satisfacer, y que tipo de material debemos emplear manteniéndonos dentro de un rango óptimo de seguridad, servicio y costo.

El diseño sísmico de las estructuras implica las siguientes características:

- ✚ La definición de la acción de Diseño; en esta parte los reglamentos especifican la intensidad que debe usarse en el diseño de los diversos tipos de estructuras, y toma en cuenta las características geológicas, topográficas y mecánicas del suelo en el sitio donde se vaya a desplantar.
- ✚ La selección de un sistema de estructuración adecuado; mediante una estructuración adecuada puede lograrse que las acciones sean menos desfavorables cuando haya que cubrir los efectos producidos por un sismo.
- ✚ Calculo de la respuesta estructural; en este punto es importante mencionar que los análisis sísmicos para las estructuras tienen variaciones dependiendo del nivel de sofisticación usada, desde el momento en que se empieza a suponer un sistema de fuerzas estáticas equivalentes, hasta el análisis dinámico ante los movimientos que se originaran en la base de la estructura.
- ✚ El dimensionamiento y detallado de la estructura; los criterios de diseño aceptan que la estructura entre en etapas inelásticas de comportamiento ante el sismo de diseño, es esencial que se eviten las fallas frágiles locales y que, en caso que ocurra un sismo de excepcional intensidad, se

logre la una disipación uniforme de la energía del sismo mediante la fluencia de un numero alto de secciones. Para lograr esto último debe cuidarse los detalles estructurales, a nivel de uniones y secciones y los elementos no estructurales.

Dentro de los criterios de diseño de estructuras para las acciones por sismo, se ve el imprevisto que si hacemos que las estructuras queden intactas ante estas acciones, el costo de estas se elevara y por tanto las dimensiones de los elementos aumentaran, entonces se dice que no es económicamente factible hacer esto, por tal motivo, nosotros debemos diseñar las construcciones para que no sufran daño con un sismo moderado, pero si tengan fallas que no provoquen el colapso o el caso de no dar seguridad en sismos fuertes.

Una de las definiciones que tiene una aceptación dentro del mundo del diseño sismo resistente, es la del Ing. Luis Esteva, “El arte del diseño contra los sismos no consiste en producir estructuras capaces de soportar conjuntos dados de fuerzas laterales, aunque esta capacidad es parte de un diseño sano. Implica producir sistemas que se caracterizan por una óptima combinación de propiedades tales como resistencia, rigidez, ductilidad y capacidad para disipar energía. El logro de estos objetivos implica mucho más que la aplicación de requisitos reglamentarios; exigen la comprensión de los factores básicos que determinan la respuesta sísmica de las estructuras, así como el ingenio necesario para producir sistemas que tengan las características adecuadas”.

IV.4.1.3 Ductilidad

Debido a que los reglamentos y normas mencionan en varias ocasiones la palabra de Ductilidad, definiremos esta como la capacidad que tiene una estructura a sufrir deformaciones por encima del límite elástico sin llegar a la falla. Esta puede hacerse ver a través de la aparición de grietas de tamaño grande, destrucción de elementos de albañilería o la destrucción total o parcial de algún elemento estructural.

El factor de ductilidad se define como la relación entre la deformación máxima que sufre una estructura sin llegar a la falla y la deformación correspondiente, al límite de fluencia. El aprovechamiento de la ductilidad de las estructuras constituye uno de los conceptos esenciales de la ingeniería sísmica moderna. Si una estructura es dúctil de un grado de libertad, (ver Fig. 23) se ve sometida a un movimiento en su base, y la máxima fuerza que podrá desarrollarse en el elemento resistente estará acotada por su capacidad lateral.

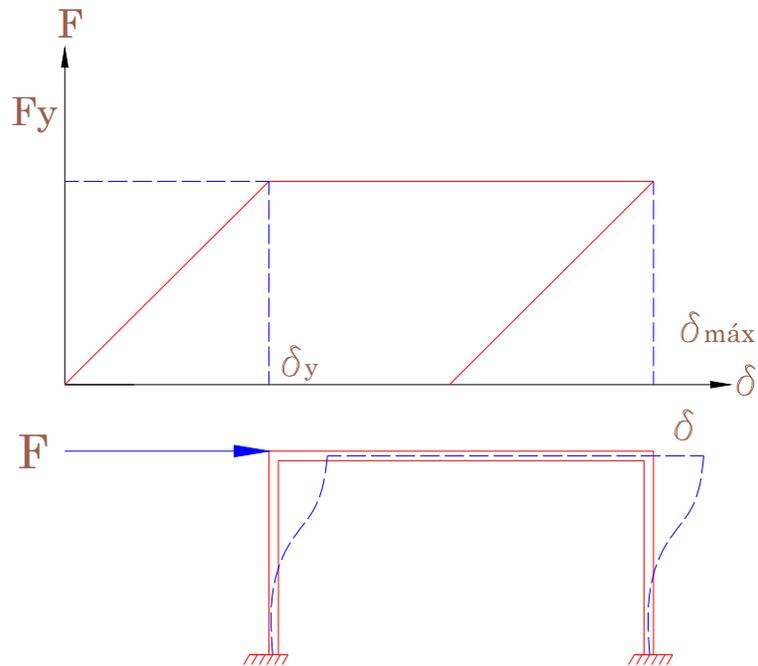


Fig. 23.- Relación Carga-Deformación

De acuerdo a la figura anterior se encuentra la siguiente relación para expresar el factor de ductilidad.

$$\mu = \frac{\delta_{m\acute{a}x}}{\delta_y} \quad (\text{ec. 20})$$

Tomando en cuenta que el factor de ductilidad depende del tipo de carga que se le aplique al elemento estructural y de la deformación que se utilice para definirlo. En el caso de estructuras de edificios sujetos a solicitaciones sísmicas, esta se define en función de las deformaciones producidas por las fuerzas transversales entre dos pisos consecutivos. Hoy en día el diseño está enfocado a brindar a las estructuras ductilidad y con ella se constituye uno de los conceptos de ingeniería moderno. Es necesario aclarar que de acuerdo a los materiales que se usan para edificios, se obtendrán diferentes ductilidades, por ejemplo el acero es más dúctil que el concreto, pero en última instancia, el hacer estructuras altas en zonas sísmicas, no presenta mucho problema con respecto a la ductilidad, sino más bien por el hecho que la estructura sea inestable (efectos de esbeltez), es por ello que en el diseño de estructuras de concreto, el acero de refuerzo que se emplea debe ser el adecuado para satisfacer las necesidades y solicitaciones del edificios, con fines de aprovechar la deformación del conjunto.

En la actualidad el diseño sísmico de estructuras no se realiza todavía sobre la base de absorber toda la energía producida por el sismo, considerando la ductilidad de la estructura, pero tanto en el análisis estático como en el dinámico, tenemos que aplicar coeficientes en los que estén implícitos la ductilidad estructural, los cuales se definen de acuerdo a los reglamentos y al tipo de estructura a diseñar.

IV.4.1.4 Influencia del Suelo de Cimentación

Las ondas que se propagan por la acción del sismo tienden a atravesar las capas del subsuelo con características diferentes, es decir, se propagan de un suelo con módulo de elasticidad alto hacia otro módulo de elasticidad bajo, y por consiguiente la aceleración y los desplazamientos se amplifican. En el caso particular de la Ciudad de México, se obtuvo por observación y monitoreo que en suelos blandos la intensidad con que se siente un sismo es mayor que en un suelo firme, tal fenómeno fue apreciable en los sismos de julio de 1957.

En el caso de suelos blandos, además de los problemas causados por vibraciones excesivas, intervienen otros parámetros que no son importantes en el caso de un suelo rocoso. Por ejemplo, en un suelo compresible pueden ocurrir hundimientos o inclinaciones importantes causadas por el momento de volteo de la estructura. Y en materiales granulares pueden llegar a ocurrir el fenómeno de la licuefacción, y para este efecto es imposible diseñar una cimentación.

IV.4.1.5 Espectros de Diseño

En general no es práctico, para los fines de diseño, predecir el comportamiento sísmico de una estructura basándose en espectros de respuesta. Entonces cuando tenemos que diseñar algo, recurrimos a un espectro obtenido como una curva media o envolvente del teórico.

En una región con frecuentes temblores, cuyas medias tienen diferentes características, es razonable trazar la curva media de cada uno de ellos, reducir todos a una intensidad común, haciendo que el área bajo la curva del espectro medio de velocidades sea la misma, y adoptar para diseño la envolvente de todos los espectros medios reducidos, multiplicados por un valor que tome en cuenta la intensidad esperada, las consecuencias de la falla de la estructura, su importancia y otros.

Lo grato de esto es que al obtener las aceleraciones máximas de aceleración, velocidad y desplazamiento del terreno durante un sismo, es posible obtener la envolvente de los espectros de respuesta para distintos grados de amortiguamiento y de comportamientos elásticos e inelásticos. (Para mayor información sobre estos espectros se recomienda ver la Ref. 7).

IV.4.1.6 Clasificación de las Estructuras según su Destino de Acuerdo Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE para el Diseño por Sismo 2008

Grupo A+: Son las estructuras de “gran importancia”, en que se requiere un grado de seguridad extrema. Su falla es inadmisibles porque si se presenta,

conduciría a la pérdida de miles de vidas humana, a un grave daño ecológico, social o económico o bien, impediría el desarrollo nacional o cambiaría el rumbo del país. Son estructuras de importancia extrema como las grandes presas y las plantas nucleares.

Grupo A: Estructuras en que se requiere un grado de seguridad alto. Construcciones cuya falla estructural causaría la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales de magnitud intensa o excepcionalmente alta, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o inflamables, así como construcciones cuyo funcionamiento sea esencial a raíz de un sismo. Tal es el caso de puentes principales, sistemas de abastecimiento de agua potable, subestaciones eléctricas, centrales telefónicas, estaciones de bomberos, archivos y registros públicos, hospitales, escuelas, estadios, entre otras.

Grupo B: Estructuras en que se requiere un grado de seguridad convencional, construcciones cuya falla estructural ocasionaría pérdidas moderadas o pondría en peligro otras construcciones de este grupo o del grupo A, tales como naves industriales, locales comerciales, estructuras comunes destinadas a vivienda u oficinas, sala de espectáculos, hoteles, depósitos y estructuras urbanas, muros de retención, bodegas ordinarias, y bardas.

IV.4.1.7 Clasificación de Construcciones según su Estructuración de Acuerdo Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE para el Diseño por Sismo 2008

Tipo 1: Estructuras de Edificios: Estructuras comunes tales como edificios urbanos, naves industriales típicas, salas de espectáculos y estructuras semejantes, en que las fuerzas laterales se resisten en cada nivel por marcos continuos contraventados o no, por diafragmas o muros o por la combinación de estos.

Tipo 2: Péndulos Invertidos y Apéndices. Péndulos invertidos o estructuras en que 50% o más de su masa se halle en el extremo superior y tenga un solo elemento en la dirección de análisis o una sola hilera de columnas perpendicular a esta. Apéndices o elementos cuya estructuración difiera radicalmente, tales como tanques, parapetos, pretilas, anuncios, ornamentos, ventanales, muros y revestimientos, entre otros.

Tipo 3: Muros de Retención: Estructuras que por su altura soportan grandes presiones debidas a rellenos que aumentan con la presencia del agua.

Tipo 4: Chimeneas, Silos y Similares: Chimeneas y silos o estructuras semejantes en que la masa y rigidez se encuentran distribuidas continuamente a lo largo de su altura y donde dominen las deformaciones por flexión.

Tipo 5: Tanques y depósitos similares: Tanques elevados y depósitos superficiales, o estructuras semejantes destinadas al almacenamiento de líquidos que originan importantes fuerzas hidrodinámicas sobre el recipiente.

Tipo 6: Estructuras Industriales: Estructuras fabriles en que se requieren grandes áreas libres de columnas y donde se permite casi siempre colocar columnas relativamente cercanas unas de las otras a lo largo de los ejes longitudinales, dejando entonces grandes claros libres entre esos ejes. Estas estructuras están formadas en la mayoría de los casos por una sucesión de marcos rígidos transversales, todos iguales o muy parecidos, ligados entre sí por elementos de contraventeo que soportan los largueros para la cubierta y los recubrimientos de las paredes.

Tipo 7: Puentes: Estructuras destinadas a cubrir grandes claros. Las fuerzas laterales son soportadas principalmente por columnas trabajando en cantiléver.

Tipo 8: Tuberías: Estructuras destinadas al transporte de materiales líquidos o gaseosos, que cubren grandes distancias. La masa y la rigidez se distribuyen uniformemente a lo largo de estas estructuras.

Tipo 9: Presas: Son estructuras formadas por grandes masas de material, cuya estabilidad se proporciona fundamentalmente por su peso propio. Se destinan para contener una gran cantidad de agua, lo cual genera altas presiones hidrodinámicas.

Tipo 10: Aislamiento Sísmico y Disipación de Energía: Son elementos estructurales que forman parte del sistema que soporta la carga gravitacional de cualquier tipo de estructura. Estos elementos generalmente se diseñan para proporcionar protección sísmica en las estructuras a base de aislamiento y disipación de energía.

Tipo 11: Torres de Telecomunicación: Es una estructura esbelta de soporte para equipos de telecomunicación. Estos sistemas generalmente están constituidos por estructuras de celosía y pueden ser autoportantes o constar con sistemas de arriostramiento.

Tipo 12: Túneles: Son estructuras subterráneas construidas para establecer una comunicación a través de un monte, por debajo de un río u otro obstáculo similar.

Tipo 13: Cimentación: La cimentación constituye el elemento intermedio que permite transmitir las cargas que de una estructura al suelo subyacente, de modo que no rebase la capacidad de portante del suelo, y que las deformaciones producidas en este sean admisibles para la estructura.

IV.4.1.8 Factores de Comportamiento Sísmico “Q”

Para estructuras tipo edificios se consideraran las reducciones por ductilidad, sobrerresistencia y redundancia, los posibles cambios por emplear amortiguamientos al 5%, así como modificaciones por interacción suelo-estructura. Se consideran amplificaciones para estructuras con comportamiento hysteretico degradante ubicadas en suelos blando. Para ello el Manual de Obras Civiles de la CFE en el capítulo 3 de Diseño por Sismo, expresa lo siguiente:

Para estructuras de edificios se recomienda la adopción de los siguientes factores de comportamiento sísmico.

Q=4 cuando se cumplan los siguientes requisitos:

1. La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero, concreto reforzado o compuestos de los dos materiales, o bien por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.
2. Si hay muros de mampostería divisorios, de fachada o de colindancia ligados a la estructura se deben considerar en el análisis pero su contribución a la resistencia ante las fuerzas laterales solo se tomara en cuenta si son de piezas macizas, y, además, si los marcos, sean o no, Contraventeados, y los muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuesto de los dos materiales, son capaces de resistir al menos el 80% de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.
3. El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35% del promedio de este cociente para todos los entrepiso. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculara la capacidad resistente de cada entrepiso tomando en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, particularmente los muros de mampostería divisorios, de fachada o de colindancia.
4. Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que se fijan para marcos y muros dúctiles en las normas técnicas complementarios para estructuras de concreto vigente.
5. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos con ductilidad alta que se fijan en las normas técnicas complementarias para estructuras metálicas vigente o están provistas de contraventeo excéntrico con estas normas.

Q=3 cuando se cumplan los siguientes requisitos:

1. Se satisfagan las condiciones 2 y 4 ó 5 y en cualquier entrepiso dejan de satisfacer las condiciones 1 ó 3 especificadas para el caso de Q=4, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de concreto o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, por combinaciones de estos y marcos o por diafragmas de madera. Las estructuras con losas planas y las de madera deberán además satisfacer que sobre el particular marcan las normas técnicas complementarias para estructuras de concreto vigentes. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos por ductilidad alta o están provistos de contraventeo concéntrico dúctil, de acuerdo con las normas correspondientes vigentes.

Q=2 cuando se cumplan los siguientes requisitos:

1. La resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de contraventeo con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles, o muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de acero y concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo que se especifica para los caso Q=4 y Q=5 por muros de mampostería o piezas macizas confinados por castillos, dalas, columnas o travesaños de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las normas correspondientes vigentes. También se usara Q=2 cuando la resistencia es suministrada por elemento de concreto prefabricado o presforzado, con las excepciones que sobre el partículas marcan las normas técnicas correspondientes vigente, o cuando se trate de estructuras de madera con las características que se indican en las normas técnicas de estructuras de maderas vigentes, o de algunas estructuras de acero que se indican en las normas técnicas correspondientes vigentes.

Q=1.5 cuando se cumplan los siguientes requisitos:

1. La resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mamposterías de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior que satisfacen los requisitos de las normas técnicas para estructuras de mamposterías vigentes, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos Q=3 y Q=2, o por marcos y armaduras de madera, o por algunas estructuras de acero que se indican en las normas correspondientes vigentes.

Q=1 cuando se cumplan los siguientes requisitos:

1. En estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada, al menos parcialmente, por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre que se puede emplear un valor más alto que el recomendado en este manual, también en algunas estructuras de acero como se indica en las normas técnicas vigentes.

IV.4.2 Condiciones de Regularidad

IV.4.2.1 Estructuras Regulares

1. La distribución en planta de masas, muros y otros elementos resistentes, es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales. Estos elementos son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.
2. La relación entre la altura y la dimensión menor de la base no es mayor que 2.5.
3. La relación entre largo y ancho de la base no excede de 2.5.
4. En planta no se tienen entrantes ni salientes, cuya dimensión exceda 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera la entrante o saliente.
5. En cada nivel se tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
6. En cada nivel se tiene un sistema de techo o piso cuya dimensión exceda 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera 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 exceda, en ningún nivel, 20% del área de la planta.
7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110% ni menor que 70% del correspondiente al piso inmediato inferior, El ultimo nivel de la construcción está exento de condiciones de peso mínimo.
8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110% ni menor que 70% de la del piso inmediato inferior. El último piso de la construcción está exento de condiciones de área mínima. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50% a la menor de los pisos inferiores.
9. En todos los pisos, todas las columnas están restringidas en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.
10. La rigidez y la resistencia al corte de cada entrepiso no excede en más de 50% a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de esta condición.

11. En cada entrepiso, la excentricidad torsional calculada, estáticamente no excede en más de su 10% su dimensión en planta, medida paralelamente a la excentricidad torsional.

IV.4.2 .2 Estructuras Irregulares

Toda estructura que no satisfaga una o más de los requisitos descritos en la sección anterior, será considerada como estructura irregular.

IV.4.2 .3 Estructuras Fuertemente Irregular

Una estructura será considerada fuertemente irregular si se cumple alguna de las condiciones siguiente:

1. La excentricidad torsional calculada estáticamente en algún entrepiso excede en más de 20% su dimensión en planta, medida paralelamente a la excentricidad.
2. La rigidez o resistencia al corte de algún entrepiso en más de 100% a la del piso inmediatamente inferior.
3. No cumple simultáneamente las condiciones 10 y 11 descritas en el punto IV.4.2.1.

IV.4.3 Tipos de Análisis

Existen diversos procedimientos para calcular las solicitaciones que el sismo de diseño introduce en la estructura. Los métodos aceptados por las normas tienen distinto nivel de refinamiento. Para el análisis de estructuras de edificios podemos recurrir a tres tipos de análisis.

- a) Método Simplificado
- b) Análisis Estático
- c) Análisis Dinámico

El método simplificado es el más simple de utilizar, sin embargo solo es aplicable a estructuras regulares con altura no mayor a 13 m, que cumplan simultáneamente con todos los requisitos indicados en su descripción. El método estático, es aplicable a edificios regulares cuya altura sea menor o igual que 30 m y estructuras irregulares con altura no mayor de 20 m. En terreno rocoso, estos límites se incrementan a 40 y 30 m, respectivamente. El análisis dinámico es aplicable en todos los casos, cuando no se cumplan los requisitos para emplear el método simplificado y análisis estático.

IV.4.3.1 Método Simplificado de Análisis Sísmico

El método simplificado solamente será aplicado al análisis de estructuras que cumplan simultáneamente con los tres requisitos siguientes:

1. En cada planta, al menos el 75% de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre si mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte. Dichos Muros tendrán distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales y deberán satisfacer las condiciones que establecen las correspondientes normas técnicas complementarias vigentes para estructuras de mampostería, concreto estructuras metálicas y madera. Para que la distribución de elementos resistentes pueda considerarse sensiblemente simétrica, la excentricidad torsional en dos direcciones ortogonales, calculada estáticamente, no deberá exceder el 1% de la dimensión en planta del edificio, medida paralelamente a la excentricidad. Esta excentricidad se podrá estimar como el cociente del valor absoluto de la suma algebraica del momento de las áreas efectivas de los muro, con respecto al centro de cortante del entrepiso, entre el área total de los muros orientados en la dirección del análisis.
2. La relación entre la longitud y ancho de la planta de la estructura no excederá de 2.0 a menos que, para fines de análisis sísmico, dicha planta se puede suponer dividida en tramos independientes cuya relación entre longitud y ancho satisfaga esta restricción y la indicada en el inciso 1 y cada tramo resista la fuerza cortante que le corresponda calculada como se indicara al final de esta sección.
3. La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base de la estructura no excederá de 1.5 y la altura de la estructura no será mayor de 13 m.

Para aplicar este método se hará caso omiso de los desplazamientos horizontales, momentos torsionantes y momento de volteo. Únicamente será necesario verificar que en cada piso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, proyectadas en la dirección en que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante total que obre en el piso, empleando los coeficientes sísmicos reducidos por ductilidad, redundancia y sobrerresistencia.

IV.4.3.2 Método de Análisis Estático

El método estático es aplicable a edificios regulares cuya altura sea menor o igual que 30 m y estructuras irregulares con altura no mayor a 20m. En terreno rocoso, estos límites se incrementan a 40 y 30 m, respectivamente.

El método de Análisis Estático consta de los siguientes pasos:

1. Calcular fuerzas laterales aplicadas en los centros de masa de los pisos que produzcan efectos equivalentes a la acción sísmica.
2. Distribuir las fuerzas laterales del piso 1 y los momentos torsionantes asociados a estas fuerzas entre los sistemas resistentes a carga lateral que conforman la estructura, como son marcos, muros o combinaciones de estos.
3. Analizar cada sistema resistente ante las cargas laterales que le correspondan.

Las fuerzas equivalentes consideradas en un análisis estático no tienen relación directa con el comportamiento de la estructura ante un sismo. El objeto que se persigue, es el de obtener una determinada estructura con determinada resistencia lateral capaz de resistir un movimiento sísmico sin sufrir daños estructurales importantes.

IV.4.3.2.1 Cálculo de las Fuerzas Sísmicas mediante un Análisis Estático

En el análisis estático, para calcular las fuerzas cortantes de diseño a diferentes niveles de un edificio se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales que actúan en los puntos en los que se suponen concentradas las masas de las estructuras. Cada una de las fuerzas se obtiene con el producto de la masa correspondiente, por un coeficiente que varía linealmente desde un valor nulo en la base o nivel a partir del cual de las deformaciones de la estructura pueda ser apreciable, hasta un máximo en el extremo superior de tal modo que la relación V/Q en la base sea igual a " C/Q ", pero no menor que " a_0 ".

Haremos la suposición empleando la fig. 24, es una estructura de varios niveles a las que aplicaremos el criterio de análisis sísmico estático.

La fuerza aplicada en un piso cualquiera "i", es

$$F_i = W_i \cdot a_i = W_i \cdot \frac{h_i}{H} a \quad (\text{ec. 21})$$

La fuerza aplicada en un piso cualquiera "i", es

$$V = \sum_{i=1}^n F_i = a \sum W_i \frac{h_i}{H}$$
$$V = \frac{C}{Q} W \quad (\text{ec. 22})$$

En donde

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad (\text{ec. 23})$$

Igualando

$$V = \frac{a}{H} \sum_{i=1}^n W_i h_i$$

$$\frac{a}{H} = V \frac{1}{\sum W_i h_i}$$

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} V \quad (\text{ec. 24})$$

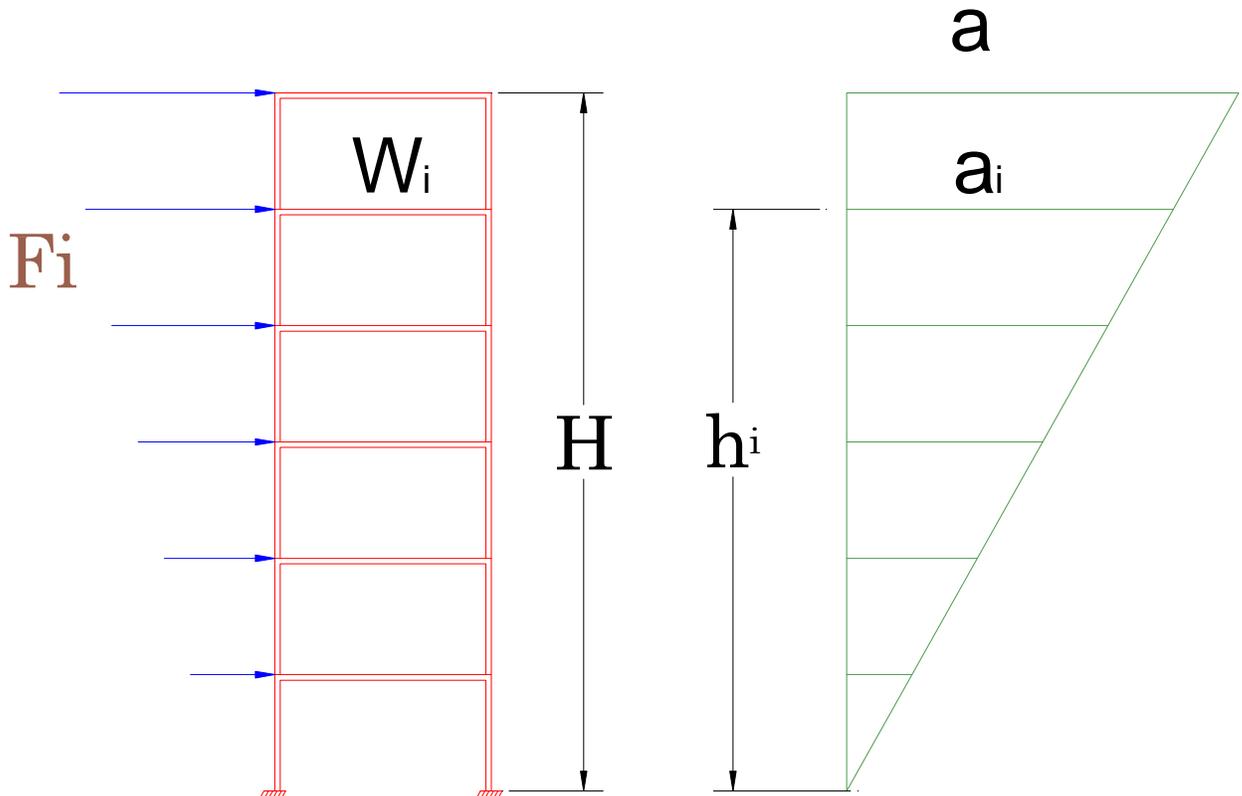


Fig. 24.- Representación del modelo de análisis sísmico estático

Algunos reglamentos admiten unas reducciones en las fuerzas cortantes dependiendo del periodo fundamental de la estructura. Para su determinación debería realizarse estrictamente, un análisis dinámico de la misma, pero para estructuras regulares son admisibles, estimaciones aproximadas del periodo. Y este tipo de procedimientos se mencionan a continuación, donde C_s que es el coeficiente de cortante basal, tendrá por medio de este análisis a ser reducido por medio del cálculo de espectro debido a la ductilidad de la estructura.

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

$$T = C_T H^{0.75} \quad (\text{ec. 25})$$

En que C_T es una constante que vale 0.08 para marcos de concreto y 0.06 para marcos de acero. H , es la altura total de la estructura en metros.

Cuando en la rigidez a cargas laterales participan otros elementos diferentes a marcos rígidos, como muros o arriostramientos de acuerdo al RCDF-2004:

$$T = \frac{0.09H}{\sqrt{L}} \quad (\text{ec. 26})$$

En que L es la longitud total del edificio en la dirección considerada en m.

Una forma más precisa para la determinación del periodo fundamental es la que recomienda el RCDF-2004.

$$T = 2\pi \left[\frac{1}{g} \sum \frac{W_i x_i^2}{F_i x_i} \right]^{1/2} \quad (\text{ec. 27})$$

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

Una vez calculado el valor de T y según su situación en el espectro de diseño, se aplicaran diversos coeficientes para calcular la fuerza por sismo aplicadas en la estructura.

Sí

$$T < T_1 \quad C' = \frac{[a_0 + (C - a_0)] T}{Q' T_1}$$

$T_1 < T < T_2$ No se permite reducción al valor de C

$$T > T_2 \quad F_i = [K_1 h + k_2 h^2] * \frac{C}{Q} W_i$$

$$K_1 = \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} * \left[\frac{T_2}{T_1} \right]^r$$

$$K_2 = 0.5r \left[1 - \left(\frac{T_2}{T_1} \right)^r \right] * \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

(ecs. 28,29 y 30)

Es importante no olvidar, que para el cálculo de las deformaciones de la estructura no deben reducirse los coeficientes sísmicos, por concepto de ductilidad.

IV.4.3.2 Momento de Volteo

Es necesario revisar las condiciones de estabilidad en que se encuentra una estructura y tomar las previsiones necesarias en lo referente al volteo e la misma debido a las fuerzas sísmicas. En este análisis, se supone que la estructura esta empotrada en el suelo mientras que esta libre en el otro extremo a semejanza de una viga en voladizo. Teniendo en cuenta los valores conservadores de las fuerzas sísmicas obtenidas a partir del método estático, es conveniente reducir el valor del momento de volteo obtenido a través de estas fuerzas. El momento de volteo reducido no podrá ser menos que el producto de la fuerza cortante en el nivel n multiplicado por su distancia al centro de gravedad de la parte de la estructura que se encuentra por encima del nivel analizado.

IV.4.3.3 Momento Torsionante

En general en un nivel cualquiera, no coincidirá la resultante de las fuerzas producidas por el sismo con la resultante de las fuerzas resistentes del entrepiso. La fuerza sísmica actúa en el centro de las masas de cada piso, mientras la fuerza resistente pasa por el centro de torsión o centroide de rigidez de los elementos resistentes en el sentido del sismo. Esto produce un par de torsión de magnitud igual al producto de la fuerza cortante por su distancia al centro de torsión o punto por el que debe pasar la fuerza sísmica con objeto de que el movimiento relativo entre dos niveles, sea de traslación exclusivamente. El centro de torsión es un cociente de la suma del producto de las rigideces de los elementos, por su distancia entre la suma de las rigideces del eje perpendicular a este.

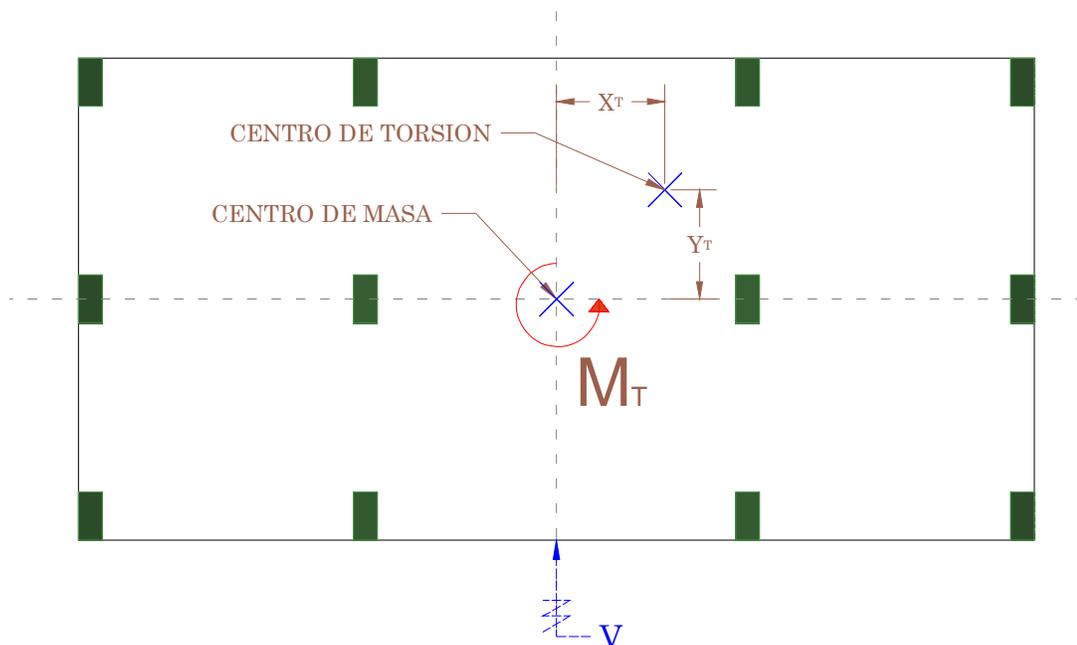


Fig. 25.- Ejemplo de la ubicación del Centro de Torsión y Centro de Masas.

IV.4.3.3 Método de Análisis Dinámico

En los métodos dinámicos se realiza una idealización de la estructura a base de masas y resortes como se muestra en la fig. 26. El método de análisis dinámico consta de los mismos pasos básicos que el método de análisis estático, con la diferencia de que las respuestas laterales aplicadas en los centros de masa de los pisos se determinan a partir de la respuesta dinámica de la estructura. Pueden emplearse como métodos dinámicos el Análisis Modal Espectral y el Análisis Paso a Paso, o cálculo de respuestas ante registros de aceleraciones específicos.

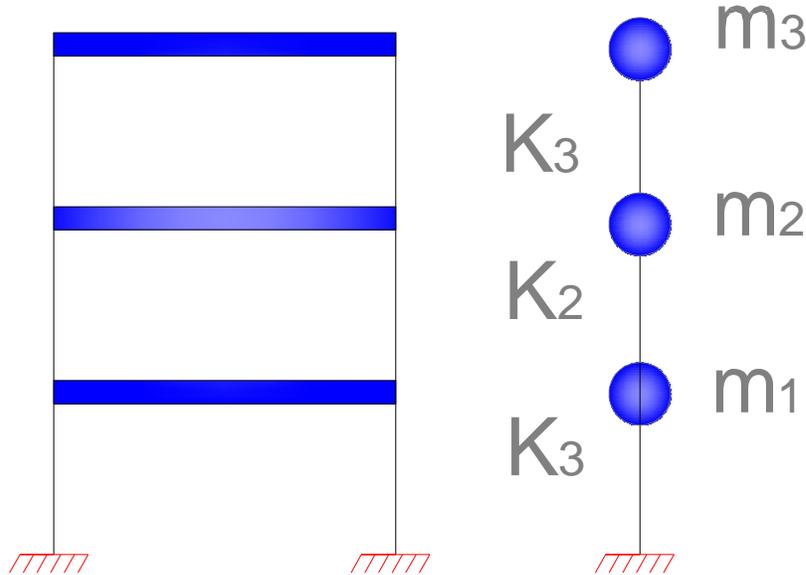


Fig. 26.- Representación de un edificio por medio de masas y constantes de rigidez, comúnmente llamado “sistema de varios grados de libertad”.

IV.4.3.3.1 Análisis Modal Espectral

Cuando se usa el análisis modal espectral, si en el análisis se desprecia el acoplamiento entre los grados de libertad de traslación horizontal y de rotación respecto a un eje vertical, deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración con periodo mayor o igual a 0.4 seg, pero en cualquier caso se deberán considerar al menos los tres primeros modos de traslación en cada dirección de análisis. Cuando se reconozca explícitamente este acoplamiento, deberá incluirse el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus valores de vibración sean necesarios para que la suma de sus pesos efectivos sea mayor o igual que el 90% del peso total de la estructura. El peso efectivo de un modo “n” se determina de la siguiente manera:

$$W_{cn} = \frac{(Z_n^T M_e J)^2}{Z_n^T M_e Z_n} g \tag{ec. 31}$$

Donde

M_e es la matriz de masas de la estructura

Z_n es el n-ésimo modo natural de vibración, formados por los desplazamientos de la estructura con base indeformable

J es un vector con componentes iguales a 1.0

Puede despreciarse el efecto dinámico torsional de excentricidades estáticas. En tal caso, la influencia de las excentricidades estática y accidental se calculara como se especificó en el análisis estático.

Dado que las respuestas modales no ocurren simultáneamente, la superposición directa de ellas es una cota superior de la respuesta total de la estructura. Por ellos las respuestas modales S_n , donde S_n puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, etc., se combinaran para calcular las respuestas totales S de acuerdo con el criterio probabilista de la suma de los cuadrados, siempre que los periodos naturales difieran al menos 10% entre sí.

$$S = \sum_{n=1}^{N_e} S_n^2 \quad (\text{ec. 32})$$

IV.5 Cargas Accidentales debidas a Viento

IV.5.1 Diseño por Viento

Esencialmente el viento es un aire en movimiento y al igual que cualquier otro fluido, produce distintas presiones sobre los objetos que se le interponen. Cuando un sólido está colocado en la corriente de un fluido, las partículas de este último desvían su camino y pasan rozando la superficie del sólido. Si la velocidad es muy pequeña envuelve prácticamente al sólido. Al aumentar la velocidad del aire, sus partículas envuelven al sólido en la cara frontal o también llamado “barlovento”, mientras que en la zona de atrás o “sotavento” las partículas se separan violentamente, creando una serie de alteraciones que se traducen en cambios de velocidad y por lo tanto de presión con el tiempo.

Todas las fuerzas debidas al viento son dinámicas en el sentido de que son producidas por un fluido en movimiento. Bajo determinadas circunstancias un cuerpo sumergido en un fluido con velocidad constante experimenta fuerzas que se puedan denominar estáticas. En la realidad, no suele presentarse este fenómeno, ya que como se ha explicado, generalmente existen variaciones en la velocidad de un fluido o bien se presentan determinadas características locales o de geometría de la estructura que producen variaciones en el tiempo de las presiones ejercidas sobre el sólido. Estas variaciones pueden ser tanto en la magnitud como en la ley de distribución de fuerzas. En algunos casos se puede representar la acción del viento como una fuerza estática de determinadas características. En otros casos esto no será suficiente y habrá que tomar en cuenta, además, los efectos dinámicos

producidos en el sólido, por una fuerza que es función del tiempo. En algunas estructuras se podrán predecir los efectos dinámicos del viento, pero en otras será necesario realizar pruebas experimentales con modelos físicos o en un túnel de viento.

En las diferentes regiones de la República Mexicana existen diferentes probabilidades de que se presente la acción de vientos extraordinarios, dependiendo de la ubicación geográfica y de las condiciones topográficas locales. Por ejemplo, las costas del Golfo de México son afectadas en el verano y el otoño por los huracanes que transitan de sur a norte y provocan vientos de muy altas velocidades, pero al penetrar estos huracanes tierra adentro pierden rápidamente su potencia; por lo tanto, la probabilidad de que se presenten vientos de muy altas velocidades es mucho menor en el interior del país que en las costas.

El flujo del aire de estos fenómenos no es uniforme, los gradientes de temperatura y la rugosidad de la superficie del terreno causan turbulencias. En un huracán el movimiento de las masas de aire se ve restringido por la fricción con la superficie del terreno, que hace que la velocidad sea prácticamente nula en contacto con el terreno y crezca con la altura hasta alcanzar la llamada velocidad gradiente.

En muchas partes del mundo podemos encontrar fallas estructurales debidas a las fuerzas del viento. Existen fracasos en puente como fueron el “Brighton Chain Pier Bridge” (1836, Brighton, Inglaterra), el “Tacoma Narrows Bridge” (1854, Washington, EUA), el “Chester Bridge” (1944, Illinois, EUA), además existen ejemplos de falla en edificaciones debidas al viento, por ejemplo el colapso del edificio “Unión Carbide” en Toronto, Canadá en 1958. En la República Mexicana se han tenido problemas con muchas estructuras sobre todo en torres para líneas de transmisión, torres para antenas, estructura para anuncios y naves industriales.

Debido a que nuestra dirección en el desarrollo de la tesis apunta hacia el diseño de edificios altos, es importante mencionar, que en este tipo los empujes debidos al viento se hacen considerables y las fuerzas internas por este efecto rigen el dimensionamiento de los elementos de la estructura principalmente, a menos que resulten más críticos los efectos debidos al sismo.

IV.5.1.1 Clasificación de las Estructuras según su Destino y por las Características de su Respuesta ante la Acción del Viento de Acuerdo Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE para el Diseño por Viento

De acuerdo a su destino e importancia las construcciones se clasifican igual que para el caso de diseño sísmico, teniendo en cuenta la importancia y la consecuencia de la falla.

De acuerdo a su respuesta ante la acción del viento:

- a) Tipo 1: Comprende las estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos de viento. Incluye las construcciones cerradas, techadas con sistemas de cubierta rígidos; es decir que sean capaces de resistir las cargas debidas a viento sin que varié esencialmente su geometría. Se excluyen las construcciones cuya relación entre la altura y dimensión menor en planta es mayor que 5 o cuyo periodo natural de vibración excede de 1 segundo. Se excluyen también las cubiertas flexibles, como las de tipo colgante, a menos que por la adopción de una geometría adecuada, la aplicación de presfuerzo u otra medida, se logre limitar la respuesta estructural dinámica.
- b) Tipo 2: Comprende las estructuras cuya esbeltez o dimensiones reducidas de su sección transversal las hace especialmente sensible a las ráfagas de corta duración, y cuyos periodos naturales largos favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes. Se cuenta en este tipo, los edificios con esbeltez, definida como la relación entre la altura y la mínima dimensión en planta, mayor que 5, o con un periodo fundamental mayor que 1 segundo.
- c) Tipo 3: Comprende estructuras como las definidas en el Tipo 2 en que además de la sección transversal propicia la generación periódica de vórtices o remolinos de ejes paralelos a la mayor dimensión de la estructura.
- d) Tipo 4: Comprende las estructuras que por su forma o por lo largo de sus periodos de vibración presentan problemas aerodinámicos especiales, entre ella están las cubiertas colgantes que no pueden incluirse en el Tipo 1.

IV.5.1.2 Requisitos Generales para el Análisis y Diseño Estructural por Viento de acuerdo al Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE para el Diseño por Viento

Las variables que deben considerarse como requisitos, para resistir la acción del viento son:

1. Dirección de Análisis: Las construcciones se analizaran de manera que el viento pueda actuar por lo menos en dos direcciones horizontales perpendiculares e independientes entre sí. Se elegirán aquellas que representen las condiciones más desfavorables para la estabilidad de la estructura, o parte de la misma en estudio, tomando en cuenta la rugosidad del terreno según la dirección del viento. Para definir la rugosidad del terreno alrededor del sitio de desplante, deben considerarse los obstáculos y construcciones de los alrededores.
2. Factores de Carga y Resistencia: Se tomaran los lineamientos establecidos en el manual de diseño por viento de la CFE, actualizados.

3. Seguridad contra el Volteo: Debe verificarse la seguridad de las construcciones sin considerar las cargas vivas que contribuyen a disminuir el volteo. Para las estructuras pertenecientes a los Grupos B y C, la relación entre el momento estabilizados y el actuante no deberá ser menos que 1.5 y, para las del grupo A, no deberá ser menor que 2.
4. Seguridad contra el Deslizamiento: Al analizar la posibilidad, debe considerarse nulas todas las cargas vivas, la relación entre la resistencia al deslizamiento y la fuerza que provoca el desplazamiento horizontal, será por lo menos igual que 1.5 para las estructuras de los Grupos B y C, para las del grupo A, la relación deberá ser por lo menos igual que 2.
5. Seguridad contra el Levantamiento: Las estructuras ligeras o provisionales, así como techos y recubrimientos de construcción, pueden presentar problemas al generarse fuerzas de levantamiento debidas al viento. Al analizar esta posibilidad, se consideran nulas las cargas vivas que disminuyan el efecto del levantamiento.
6. Presiones Interiores: Se presentan en estructuras permeables, que son aquellas con ventanas, ventilas o puertas que permiten la entrada y salida del aire de la construcción. El efecto de estas presiones se combinara con el de las presiones exteriores, de manera que el diseño considere los efectos más desfavorables.
7. Seguridad durante la Construcción: En esta etapa es necesario establecer las medidas necesarias para garantizar la seguridad de las estructuras bajo la acción del viento. En esta condición, las estructuras se consideran del Grupo C al que corresponde una velocidad de diseño con un periodo de retorno de diez años. Esta condición aplicara también a estructuras provisionales que permanezcan durante un periodo menor o igual que seis meses, siendo también pertenecientes al Grupo C.
8. Efectos de Grupo debido a Condiciones Vecinas: En este se acepta que la respuesta de la estructura en estudio es independiente de la influencia, favorable o desfavorable, que otras construcciones cercanas provoquen al aparecer la acción del viento. La proximidad y disposición de ellas pueden generar presiones locales adversas ocasionar el colapso de una o varias estructuras del grupo.
9. Análisis Estructural: Se pueden aplicar los criterios generales de análisis que se describirán más adelante.
10. Interacción suelo-estructura: Cuando el suelo del sitio de desplante sea blando o compresible, debe considerarse los efectos que en respuesta ante la acción del viento, pueda provocar la interacción entre el suelo y la construcción. Al considerar la interacción del suelo-estructura se deben seguir los lineamientos del manual de Diseño por Sismo.

IV.5.1.3 Acciones del Viento que deben considerarse de acuerdo al Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE para el Diseño por Viento

Acción 1. Empujes Medios: Son causados por presiones y succiones del flujo medio del viento, tanto exteriores como interiores y generan presiones globales (para el diseño de la estructura en conjunto) y locales (para el diseño de un elemento estructural o de recubrimiento en particular). Se considera que estos empujes no varían con el tiempo.

Acción 2. Vibraciones Generadas por Ráfagas en la Dirección del Viento: Las generan fuerzas variables, paralelas al flujo medio, causadas por la turbulencia del viento y cuya fluctuación en el tiempo influye en la respuesta estructural.

Acción 3. Vibraciones transversales al Flujo y Torsión: La presencia de estructuras cilíndricas o prismáticas dentro del flujo del viento, genera desprendimiento de vórtices alternantes que provocan fuerzas y vibraciones transversales en dirección del flujo. Por otro lado la posible distribución asimétrica de presiones en las estructuras puede ocasionar fuerzas de torsión sobre estas.

Acción 4. Inestabilidad Aerodinámica: Es generada por la amplificación dinámica de la respuesta estructural causada por: la geometría de la construcción, los distintos ángulos de incidencia del viento, las propiedades dinámicas de la estructura y el cambio de amortiguamiento aerodinámico.

IV.5.2 Procedimiento para Evaluar las Acciones Generadas por Viento

Para evaluar las fuerzas inducidas sobre las estructuras al paso del flujo del viento, se proponen principalmente dos métodos analíticos en modelos representativos: el Análisis Estático y el Análisis Dinámico.

El Análisis Estático: se aplica para estructuras o elemento estructurales suficientemente rígidos del Tipo 1 como son los edificios de baja y mediana altura, asimismo este procedimiento debe aplicarse para el diseño de recubrimientos, tales como cancelerías y de los elementos de soporte, que formen parte de la fachada de cualquier tipo de estructura.

El Análisis Dinámico: este procedimiento permite evaluar las cargas por viento considerando la respuesta amplificada por la interacción dinámica entre el flujo del viento y la estructura, particularmente amplificada por la interacción dinámica entre el flujo del viento y la estructura particularmente de aquellas estructuras altas y esbeltas con amortiguamiento bajo.

Cabe mencionar que existe un tercer método, en la cual es necesario acudir a un experto en la materia “El Túnel de Viento”, este procedimiento se usa para

evaluar la acción del viento en construcciones mayores a los 200 m o en claros mayores de 100 m, o en ocasiones cuando no exista información disponible en reglamentos o en literatura técnica.

IV.5.3 Análisis Estático de Acuerdo al Manual de Obras Civiles de la CFE para el Diseño por Viento

Para aplicar este método no es necesario tener un conocimiento detallado de las propiedades dinámicas de las construcciones, ya que la contribución de las presiones medias (estáticas) producidas por el viento es la de mayor trascendencia. Aun cuando se hayan dado recomendaciones para ciertos tipos de estructuras en los que no es necesario calcular el periodo fundamental, es deseable que, en la medida de lo posible, se determine este, para seleccionar en forma más precisa el procedimiento de obtención de cargas (estático o dinámico), debido a que en ocasiones pueden resultar inconveniente el usar este método en construcciones de baja altura y muy flexibles, debido a que pueden haber problemas de resonancia.

- a) Este método se aplica cuando la relación $H/D \leq 5$ en donde H es la altura de la construcción y D es la dimensión mínima de la base.
- b) El periodo fundamental de la estructura es menor o igual a un segundo.

Para construcciones cerradas, techos aislados, toldos y cubiertas adyacentes, no es necesario calcular su periodo fundamental cuando se cumpla con lo siguiente:

- c) La altura de la construcción es menor o igual que 15 metros.
- d) La estructura no está expuesta extraordinariamente a ninguna dirección del viento, es decir no se encuentre en un terraplén.
- e) La planta de la estructura es regular o formada por una combinación de rectángulos
- f) La relación H/D es menor que cuatro para construcciones cerradas y menor que uno, para techos aislados, toldos y cubiertas adyacentes en voladizo.
- g) Para construcciones cerradas y techos aislados, la pendiente de sus techos inclinados o a dos aguas, no exceda los 20° , y en techos de claros múltiples deberá ser menor que 60° , para toldos y cubiertas adyacentes la pendiente no será mayor que 5° .

IV.5.3.1 Cálculo de las fuerzas sobre construcciones cerradas o edificios

Una estructura cerrada es la que se compone de muros y techos, dispuestos de tal manera que forman una construcción prismática; dichos techos y muros no necesariamente son impermeables, pueden tener aberturas, tales como ventanas o puertas, por donde el flujo del viento puede penetrar y generar presiones interiores.

Así mismo, una estructura de planta regular en la que uno de sus lados está completamente abierto se considera como cerrada con una abertura dominante en ese lado.

Las fuerzas estáticas que se ejercen sobre los muros y techos de estructuras cerradas, serán las resultantes de las presiones actuantes sobre sus superficies exteriores e interiores y deben calcularse con la siguiente ecuación.

$$F_{es} = p_z A_z \quad (\text{ec. 33})$$

Con:

$$p_z = (p_e - p_i) \quad \text{para construcciones cerradas}$$

Ó

$$p_z = p_n \quad \text{para el caso en el que aplique la presión neta}$$

En donde:

F_{es} es la fuerza estática resultante del viento que actúa perpendicularmente sobre las superficies o elementos estructurales, en N.

p_z es la presión de diseño a la altura z , en Pa

p_e es la presión exterior, en Pa

p_i es la presión interior, en Pa

p_n es la presión neta, en Pa

A_z el área de la estructura o parte de ella, en m^2 , a la altura Z , sobre la que actúa la presión de diseño, p , ella corresponderá:

- a) A una parte de alguna de las superficies de la construcción; la presión de diseño que corresponde a una velocidad y dirección del viento dada, se verá afectada por el coeficiente de presión exterior o interior, el cual a su vez depende de la forma de la estructura.
- b) A la superficie de la construcción o de un elemento estructural proyectada sobre un plano normal al flujo del viento; la presión de diseño se verá afectada por el coeficiente de arrastre, C_a , según la forma de la construcción o del elemento estructural.
- c) A las superficies que se indiquen en incisos correspondientes, cuando se empleen coeficiente de fuerzas, C_f , o coeficiente de presión neta, para evaluar la fuerza total de diseño.

Las fuerzas y los momentos de volteo totales que actúan sobre una construcción deberán obtenerse sumando los efectos de las presiones exteriores e inferiores, o de las presiones netas, que se presentan sobre sus superficies. La convención de los signos para presiones exteriores e interiores que aquí se adopta, es que éstas serán positivas cuando ejerzan empuje y negativas cuando ejerzan una succión en la superficie sobre la que actúa.

La figura 27 ilustra la convención de signos adoptada, la cual ya está considerada en los valores de los coeficientes de presión definidos por este manual de diseño por viento.

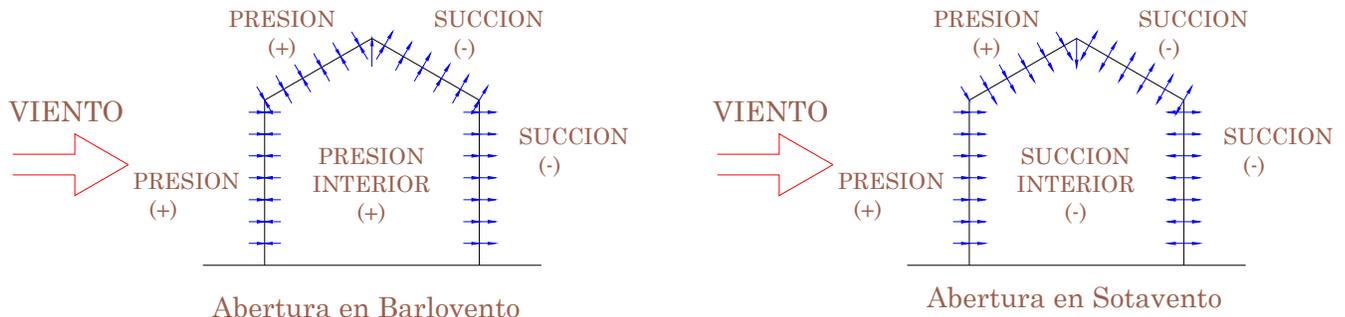


Fig. 27.- Convención de Signos para las Presiones ejercidas por el Viento en una Edificación con abertura en Barlovento o Sotavento.

La presión exterior, p_e sobre una de las superficies de una construcción cerrada se calcula utilizando la siguiente ecuación:

$$p_e = C_{pe} K_A K_L q_z \quad (\text{ec. 34})$$

En donde

- p_a es la presión, en Pa
- C_{pe} es el coeficiente de presión exterior, adimensional
- K_A es el factor de reducción de presión por tamaño de área, adimensional
- K_L es el factor de presión local y adimensional
- q_z la presión dinámica de base del viento, en Pa

Debido a que son muchos los coeficientes que se deben tomar en cuenta, solamente daré la descripción de cada uno de ellos y para mayor información se deberá consultar el manual referente de la CFE.

- 1) Coeficiente de presión exterior y coeficiente de presión interior: estos coeficientes se definen sobre las superficies de muros y techos de construcciones cerradas. Las presiones que se obtienen al aplicarlos, corresponden a cada una de las superficies de la estructura.
- 2) Coeficiente de presión neta: Se aplica a techos aislados y a letreros de baja altura, obteniéndose la presión total sobre estos, es decir, incluye los efectos de empuje y succión simultaneo.
- 3) Coeficiente de arrastre: Al aplicar este coeficiente se obtiene la presión total, en la dirección del flujo del viento, sobre una construcción determinada; tal es el caso, por ejemplo de chimeneas y torres de celosía.
- 4) Coeficiente de Fuerza: Se emplea principalmente en los elementos estructurales aislados (ángulos, perfiles estructurales, etc.) para

obtener las fuerzas en dos direcciones ortogonales definidas por los ejes de la sección transversal del elemento, el eje x, F_x , y el eje Y, F_y . Dichos ejes no coinciden necesariamente con la dirección del flujo de viento.

Un aspecto que adquiere importancia para los edificios altos, es relativo a los efectos del momento de volteo que corresponde a las fuerzas horizontales producidas por el viento, debido a la cual se generan fuerzas axiales en las columnas y podría llegarse a presentar el volteo global de la construcción. El momento de volteo se calcula a partir de la resultante de las fuerzas del viento y es necesario considerar una excentricidad accidental para tomar en cuenta la posibilidad de que la distribución de los empujes con la altura sea más desfavorable que la especificada por el código. La fig. 28 hace mención a lo que expresa el RCDF-2004.

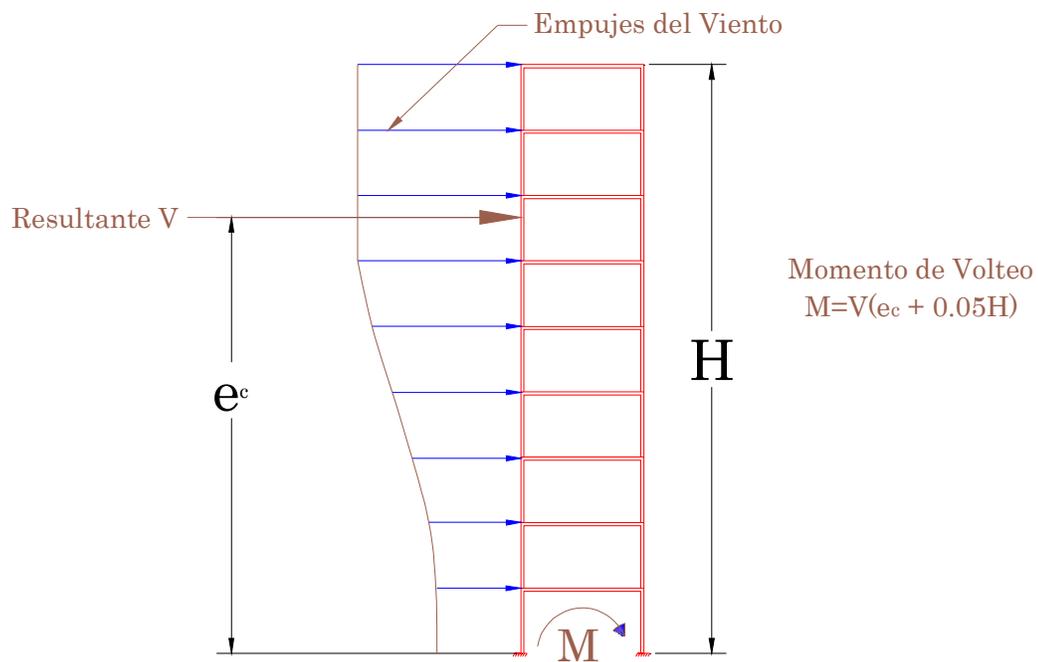


Fig. 28.- Momento de Volteo en un edificio por las fuerzas laterales debidas al viento.

IV.5.4 Análisis Dinámico de Acuerdo al Manual de Obras Civiles de la CFE para el Diseño por Viento

Para determinar los efectos del viento utilizando el método dinámico debe tomarse en cuenta las características tanto de la turbulencia en el aire para el sitio de interés, que a su vez, está en función de la altura sobre el nivel del suelo y de la rugosidad de la superficie del terreno circundante, como las de la construcción, tales como la altura, ancho, frecuencia natural de vibración y amortiguamiento. A través de diversos estudios se ha establecido que una estructura dinámicamente sensible al viento, será la que tenga un periodo natural mayor que 1.0 seg.

Este tipo de estructuras presentan una combinación importante en la respuesta dinámica resonante. Asimismo se ha planteado y observado que la respuesta máxima o pico de la estructura, paralela al flujo del viento, puede descomponerse en dos componentes, una llamada respuesta de fondo, debida al flujo medio del viento y otra llamada respuesta resonantes, debido a las fluctuaciones del viento causadas por la turbulencia en el flujo y a las propiedades aerodinámicas de la estructura.

El procedimiento de análisis dinámico que se explica a continuación, se explicara para calcular las cargas equivalentes por viento que actúan sobre las estructuras sensibles a los efectos dinámicos producidos por la turbulencia del viento, en el cual se denota que las estructuras tienen un comportamiento elástico lineal.

Para hacer uso y aplicación del método de análisis dinámico, se recomienda que la estructura cumpla con alguno de los puntos siguientes:

- ✚ Si el periodo de la estructura es mayor que cinco segundos, este procedimiento no es aplicable y deberá consultarse a un experto en la materia.
- ✚ La relación $H/D > 5$, en donde H es la altura de la construcción y D la dimensión mínima de la base, ambas en m
- ✚ El periodo fundamental de las estructura es mayor que un segundo y menor igual a cinco segundos.

IV.5.4.1 Determinación de la Velocidad Media de Diseño, V'_D

Debido a que la formulación de la respuesta dinámica planteada por diversos códigos internacionales en términos de la velocidad asociada a un tiempo de promediación de diez minutos, los efectos de la interacción dinámica entre el flujo del viento y una estructura se evalúan a partir de la velocidad media de diseño V'_D en m/s. Por simplicidad práctica, se presenta la siguiente ecuación, la cual transforma la velocidad regional de ráfaga, V_R , en la velocidad de diseño con tiempo de promediación de diez minutos. El factor donde se realiza esta transformación esta dado por el factor de exposición para la velocidad media, F'_{rz} , que a continuación se presenta.

$$V'_D = \frac{F_T F'_{rz} V_R}{3.6} \quad (\text{ec. 35})$$

En donde:

V_R es la velocidad regional de ráfaga establecida en las recomendaciones del manual de obras civiles de la CFE, en el diseño por viento.

F_T el factor de topografía definido por el sitio donde se desplantara la estructura.

F'_{rz} el factor de exposición para la velocidad media, se explicara en seguida.

IV.5.4.2 Factor de exposición para la velocidad media, F'_{rz}

El factor de exposición para la velocidad media, considera el efecto combinado de las características de rugosidad local y de la variación de la velocidad con la altura; se define como:

$$F'_{rz}=0.702\underline{b} \quad \text{Sí} \quad Z \leq 10 \quad (\text{ec. 36})$$

$$F'_{rz}=0.702\underline{b} (0.10Z)^{\alpha'} \quad \text{Sí} \quad 10 < Z \leq 200 \quad (\text{ec. 37})$$

En donde

Z es la altura medida a partir del nivel medio del terreno, en la cual se desea calcular la velocidad media del viento, en m.

\underline{b} un coeficiente, adimensional obtenido de una tabla del M.O.C. de la CFE
 α' el exponente, adimensional, de la variación de la velocidad con la altura, para categoría de rugosidad del terreno; corresponde a un intervalo de promediación de diez minutos. Cuando la altura sea mayor que 200 m, deberán realizarse otros estudios especificados avalados por expertos de la materia.

IV.5.4.3 Presión Actuante Sobre Estructuras, p_z

La presión actuante sobre la estructura, p_z , en Pa, se obtiene aplicando la siguiente ecuación:

$$p_z = C_p q_z \quad (\text{ec. 38})$$

En donde:

C_p es el coeficiente de presión, adimensional, que depende de la forma de la estructura

q_z es la presión dinámica de base, en Pa, a una altura Z sobre el nivel del terreno

IV.5.3.4 Fuerza Dinámica Equivalente en la Dirección del Viento, F_{eq} , para Estructuras Prismáticas y Cilíndricas

La fuerza dinámica equivalente F_{eq} en N, se obtiene para una altura sobre el nivel del terreno Z, en m, con la siguiente expresión

$$F_{eq}(Z) = p_z A_{exp} F_{AD} \quad (\text{ec. 39})$$

En donde

p_z es la presión actuante sobre la estructura

A_{exp} es el área expuesta proyectada en un plano perpendicular a la dirección del viento en m^2

F_{AD} es el factor de ampliación dinámica, adimensional, obtenido para cada estructura en particular.

El factor de amplificación dinámica proporciona la fuerza máxima producida por los efectos de la turbulencia del viento y las características dinámicas de la estructura. Considera dos contribuciones en la respuesta estructural, la parte Cuasi-estática o de fondo y la de resonancia.

Debido a que el método de análisis dinámico, maneja información abundante, se hará hincapié que para mayor información del mismo, se consulte el Manual de Obras Civiles de la CFE, en el Diseño por Viento en su edición 2008.

IV.6 Otras Solicitaciones

IV.6.1 Solicitaciones debidas a Cambios de Temperatura y Volumétricos

Existen otras solicitaciones que son propiamente fuerzas, las cuales, originan acciones internas (momento, carga axial, fuerzas cortantes y torsión) en las estructuras. Solicitaciones de esta naturaleza, son por ejemplo los cambios volumétricos que ceden fundamentalmente a dos causas fundamentales: las variaciones de temperatura y la contracción.

Efectos debidos a Variaciones de la Temperatura: Casi todos los materiales se dilatan cuando se eleva la temperatura y se contraen cuando se están enfriando. Dentro de un intervalo de temperatura bastante amplio esta contracción o dilatación es proporcional a la variación térmica. La proporcionalidad se expresa por medio del coeficiente de expansión térmica α , y se define como el cambio de longitud que sufre una barra cuando su temperatura varía en un grado.

$$\alpha = \frac{\Delta \epsilon}{\Delta T} \quad (\text{ec. 40})$$

En Edificios Altos, cuando las columnas están expuestas en la fachada, la variación de la temperatura causa acortamiento y alargamiento de las columnas que pueden ocasionar esfuerzos, y por lo tanto en ocasiones se tiene la ruptura de vidrios y elementos no estructurales.

Efectos de la Contracción: Algunos materiales cambian significativamente de volumen al ser sujetos a variaciones de humedad; entre estos figuran especialmente la madera, algunos tipos de mampostería y el concreto. En este último suele ser muy importantes las contracciones que sufre al secarse durante el proceso de fraguado.

La magnitud de estas contracciones depende de diversos factores, principalmente entre ellos, la cantidad de agua en la mezcla, la forma de curado, la humedad del ambiente y la cantidad de refuerzo.

Las deformaciones por contracción ocurren en forma bastante lenta con el tiempo. Por lo tanto las estructuras de concreto tradicional tienden a disipar buena parte de sus efectos al deformarse por flujo plástico.

Debido a que este trabajo está orientado hacia el uso de Concreto de Alta Resistencia en el Diseño de Edificios Altos, es importante mencionar que con este tipo de material, las contracciones por cambios de temperatura y volumétrico se han minimizado y como resultado la relación entre usar concreto normal y uno de alta resistencia es menor del 30%, y por lo tanto podemos mencionar que el problema de acortamiento se ve minimizado y con ello el del flujo plástico. Como se ha visto anteriormente el usar este tipo de material de alta resistencia a compresión el módulo de elasticidad tiende a aumentar y por lo tanto disminuyen los desplazamientos laterales debido a fuerzas de viento o sismo.

CAPITULO V. Modelación y Análisis Estructural de Edificios Altos

V.1 Modelación de Sistemas Estructurales

Por modelado definiremos al proceso mediante el cual se genera una idealización matemática que pretende representar la conducta real de la estructura a ser construida. Por ello este proceso conlleva a la toma de decisiones respecto a los siguiente aspectos: La geometría de la estructura, las propiedades de los materiales que la constituyen, la magnitud y ubicación de cargas permanentes y variables, los tipos de elementos que la pueden representar con mayor fidelidad (1, 2 ó 3 dimensiones), las conexiones internas entre estos elementos, los apoyos externos y la interacción de la estructura con el medio circundante (suelos, líquidos u otros materiales). Para el análisis, los elemento estructurales se clasifican en unidimensionales, cuando una de sus dimensiones es mucho mayor que las restantes, bidimensionales, cuando una de sus dimensiones es pequeña comparada con las otras dos, y tridimensionales cuan ninguna de sus dimensiones resulta ser mayor que las otras. El proyectista debe elegir, en cada, caso, el tipo de elemento más adecuado para que el modelo estructural reproduzca adecuadamente el comportamiento buscado de dicho elemento.

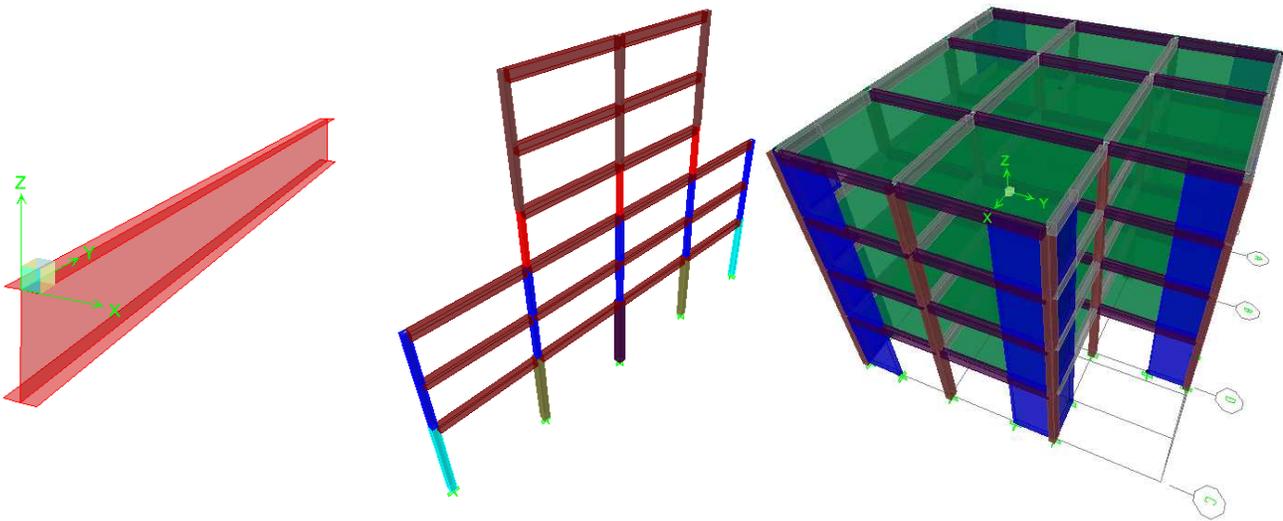


Fig. 29.- Ejemplo de tipos de gráficos empleados en los programas de modelación de estructuras

Para conseguir el mejor diseño estructural, tenemos que calcular las fuerzas actuantes, momentos de flexión y torsión que actúan sobre la estructura, por tanto, para realizar el análisis estructural, se idealiza tanto la geometría de la estructura, como las acciones y las condiciones de apoyo mediante un modelo matemático adecuado que debe, reflejar aproximadamente las condiciones de rigidez de las secciones transversales de los elementos, de sus uniones y de sus apoyos en el terreno.

Para tener una idea de cuán importante es el modelado y garantizar con ello el buen desempeño de la construcción, los requisitos que debe cumplir el modelo de análisis se enuncian en los siguientes puntos.

- ✚ Un modelado fiel de la estructura que incluya los componentes más significativos.
- ✚ Un análisis confiable que suministre la respuesta dinámica ante el sismo de diseño y los vientos de diseño.
- ✚ Un diseño y detallado cuidadoso que le permita a la estructura disipar energía, en congruencia con los factores de ductilidad o de reducción adoptados.
- ✚ Una construcción acorde con el proyecto estructural.

V.1.1 Elementos No-Estructurales

En el proceso de idealización del modelo, se debe observar la estructura ideal para el análisis, se deben tener presentes aquellos elementos comúnmente denominados no-estructurales, pero que pueden contribuir a modificar la rigidez, las masas o la capacidad de disipación de energía del sistema estructural. Algunos ejemplos podrían ser ciertas paredes de cerramientos o algunos elementos ornamentales, las fachadas pesadas, las tuberías de gran diámetro, etc. En particular debemos poner atención sobre la necesidad de identificar aquellos elementos que puedan dar origen a conductas reconocidamente inadecuadas en la estructura y sus reacciones, como pueden; ser las paredes confinadas parcialmente que pueden provocar una disminución en la longitud efectiva de las columnas confinantes dando pie a fallas frágiles por cortante; las paredes discontinuas en su plano vertical que dan lugar a entrepisos blandos con la subsiguiente concentración de energía inelástica; las paredes distribuidas asimétricamente en planta que pueden generar efectos imprevistos en el diseño, etc. La identificación de estos elementos y su consideración en el modelo matemático de la estructura es primordial para obtener resultados más confiables.

V.1.2 Propiedades de los Materiales

Probablemente el aspecto más difícil de modelar concierne a las propiedades de los materiales debido a las incursiones en el rango inelástico que se permiten en la respuesta a diferentes acciones accidentales como son el sismo y el viento, en las numerosas estructuras tales como edificios, puentes y diversas instalaciones industriales; se debe destacar el aprovechamiento de la capacidad de disipación de energía de los materiales en el rango inelástico de acuerdo a nuestras normas de diseño, las cuales tienen incorporado este como una manera de aprovechar mas la resistencia de los elementos estructurales.

Debido a las dificultades asociadas a la caracterización de los materiales, en este rango de deformaciones particularmente en elementos de concreto armado, y debido principalmente a la complejidad del análisis y de su respuesta dinámica no-lineal, las normas permiten un modelado en rango elástico y un análisis lineal de respuesta dinámica, en el cual se incorpora de forma muy simplificada los efectos de la respuesta inelástica esperada. Todo lo anterior se puede obtener mediante el empleo de espectros de diseño reducidos en función de la capacidad de ductilidad del sistema estructural.

Como consecuencia de lo anterior. La modelación del material elástico requiere únicamente de especificar sus módulos de elasticidad y de corte. No está de mas insistir en la conveniencia de incluir deformaciones por corte, fuerza axial y torsión, además de las de flexión en la elaboración de nuestro modelo matemático, lo cual no conduce mayor complicación en el cálculo automático. En casos especiales donde se requiera un análisis inelástico, debemos introducir por completo la curva esfuerzo-deformación del material, incluyendo la interacción entre las fuerzas concurrentes a una sección (cortantes, momentos, fuerza axial) lo cual incrementa notablemente el volumen de datos requeridos para definir el modelo.

V.1.3 Discretización de Masas

Una parte importante de la modelación consiste en discretizar las masas en un número suficiente de puntos de manera que se aproxime a la conducta dinámica de la estructura. Como criterio general se persigue que dicha discretización permita la existencia de todos los modos de vibración que pueden tener una contribución significativa en la respuesta dinámica. No existen recetas para ello, el proceso de discretización de estructuras irregulares puede exigir la aparición de un profesional con cierto entrenamiento en dinámica estructural, por ello una recomendación siempre valida es tratar con varios modelos, aumentando gradualmente el grado de discretización y evaluando la convergencia de los resultados.

V.1.4 Edificios de Varios Niveles

En el caso de edificios altos, la presencia de sistemas de piso de elevada rigidez en su propio plano (respecto a la rigidez de la estructura) permite la elaboración de modelos matemáticos con n grados dinámicos de libertad por losa. Entonces se hace mención en que el modelo se basara en las siguientes hipótesis:

1. La losa posee una rigidez infinita en su plano
2. Las masas están localizadas solo en las losas (se concentran allí las masas de columnas, muros, apéndices, etc.)

3. Solo se consideran las inercias de las masas asociadas al movimiento en su propio plano, lo cual equivale a desprestigiar la inercia vertical y las rotaciones del eje horizontal
4. Despreciamos la componente vertical de las acciones accidentales, sean un sismo o viento.

Es claro que esta idealización de los edificios, por cierto utilizada universalmente en el diseño, puede perder validez en el caso de poseer grandes aberturas en su sistema de piso, o con una excesiva relación de aspecto (largo/ ancho) en planta, o con sistemas de piso prefabricados con conexiones inadecuadas a la estructura que lo soporta que pueden dar lugar a distorsión de la forma de la planta. En estas situaciones es recomendable el uso de modelos más refinados que incorporen la flexibilidad en el plano del sistema de piso lo cual conlleva a la definición de un número bastante mayor de grados de libertad.



Fig. 30.- Ejemplos de dos tipos de estructuras y su modelación en el Programa Etabs, se observar la rigidez de cada una de ellas y sus grados de libertad.

V.2 Métodos de Análisis Estructural Empleados en los Programas de Modelación Estructural

Representada la estructura por su modelo matemático y conocidas las acciones actuantes, el objetivo principal que se espera en el análisis es la determinación de valores confiables de su respuesta estática y dinámica a fin de proseguir con su diseño o con la verificación de las capacidades de sus elementos estructurales.

Las condiciones que en principio deben satisfacer todo análisis estructural son las de equilibrio y las de compatibilidad, teniendo en cuenta el comportamiento tenso-deformacional de los materiales.

Los métodos de cálculo para abordar el análisis global de una estructura se clasifican en:

- a) Análisis Lineales: Están basados en las hipótesis de comportamiento elástico-lineal de los materiales constitutivos y en la consideración del equilibrio en la estructura sin deformar (análisis en primer orden).
- b) Análisis no lineales, que tienen en cuenta la no linealidad mecánica, esto es, el comportamiento tenso-deformacional no lineal de los materiales, y la no linealidad geométrica, es decir, la consideración de las condiciones de equilibrio sobre la estructura deformada (análisis en segundo orden). Los análisis no lineales pueden considerar, a su vez, una sola o ambas de las causas de la no linealidad citadas.

V.2.1 Análisis Lineales

Los métodos prescritos en la gran mayoría de normas de diseño por viento y sísmico, son procedimientos de análisis lineales, congruentes con la hipótesis de sistemas elásticos adoptados en la idealización matemática. Conociendo el sistema estructural puede experimentar incursiones inelásticas significativas bajo la ocurrencia del sismo normativo o viento mas frecuente, por tanto es de esperarse que estos métodos tienen un carácter aproximado y solo pueden suministrarnos una estimación de la respuesta dinámica real. Puesto que aceptamos la linealidad podemos en consecuencia hacer la superposición de los modos principales de vibración del sistema estructural, lo cual constituye la base de los métodos normativos.

Estos métodos ya fueron descritos con anterioridad en el Capítulo IV y por tanto se omite su explicación en este capítulo, sin embargo es frecuente que cada programa tenga también sus ligeras diferencias en la aplicación de sus hipótesis de análisis lineal, pero las cuales al final siempre coinciden o aproximan al resultado esperado.

V.2.2 Análisis No Lineales

El análisis no lineal requiere, para un nivel determinado de carga, un proceso iterativo, de sucesivos análisis lineales, hasta converger a una solución que satisfaga las condiciones de equilibrio, tenso deformaciones y de compatibilidad. Dichas condiciones se comprueban en un número determinado de secciones, dependiendo de la discretización, que deberá ser suficiente para garantizar una adecuada representación de la respuesta estructural. Las verificaciones correspondientes al estado límite de fatiga se realizan a partir de los resultados obtenidos a través de un análisis global lineal de la estructura.

V.2.3 Clasificación de los Métodos de Análisis

Para tener idea de cuándo debemos emplear un tipo de análisis dependiendo la estructura, se han elaborado métodos que van desde el más simple, hasta los más complejos, teniendo en cuenta su correspondencia al desarrollo histórico:

1. Análisis Estático
2. Análisis Dinámico Plano
3. Análisis Dinámico Espacial
4. Análisis Dinámico con Diafragma Flexible
5. Análisis Inelástico

Para poder utilizar los métodos simples, se requiere que la estructura cuente y satisfaga con los requisitos y condiciones de regularidad que se encuentran implícitamente definidas en las hipótesis que cada método sustentan en particular. Solo aquellos que si satisfacen los requisitos de uniformidad en la distribución de masas, rigideces, resistencias y capacidad dúctil, tanto en planta como en elevación, se puede aplicar el método más simple, de Análisis Estático.

Para aplicar el Análisis Dinámico Plano, se exige que la estructura posea irregularidades moderadas e sus plantas, especialmente aquellas irregularidades significativas en su elevación.

El análisis Dinámico Espacial, puede manejar todas las irregularidades tanto en planta como en elevación, y puesto que estos métodos son fáciles de manejar, su uso es más frecuente en este tipo de programas de modelación, ya que basan sus principios en que la rigidez del sistema de piso en su plano es infinita, pero cuando esto no es verdadero, se tienen que recurrir a un Análisis Dinámico con Diafragma Flexible.

En el análisis inelástico se resalta la necesidad en el caso de estructura de importancia vital, que posean irregularidades críticas que pueden dar origen a concentraciones de energía inelástica que puedan amenazar la seguridad global del sistema, como son los edificios con muros discontinuos en sus plantas inferiores.

V.3 Programas de Análisis y Modelación Estructural

V.3.1 Introducción

En la actualidad el ingeniero estructurista tiene la posibilidad de emplear y recurrir a varios programas de modelación y análisis de estructuras, cada uno de los cuales se define a partir de una hipótesis o teoría. La práctica del diseño estructural tiende en forma hacia una creciente automatización, impulsada aceleradamente por la popularización del empleo de las computadoras. Su empleo para el análisis

estructural se ha extendido a tal grado, que se ha llegado a la etapa de dimensionamiento y con ello se llega con algunos programas más sofisticados, a la elaboración de planos estructurales y sus especificaciones.

Este proceso sin duda alguna es muy benéfico y va a redundar con mayor eficiencia y precisión en el diseño, siempre y cuando se empleen con cordura y con conocimientos adecuados del programa. Buena parte del tiempo de un proyectista en una oficina de diseño estructural se dedica a la realización de cálculos rutinarios y a la preparación de detalles más o menos estandarizados. Al recurrir a procedimientos automatizados de cálculo se libera al proyectista de estas tareas y se le permite enfocar su atención a problemas fundamentales de la concepción de la estructura y de la solución de sus aspectos básicos, así como la revisión de resultados.

Es necesario mencionar una preocupación debida al empleo de estos paquetes en oficinas de proyectos, donde la implantación de estos programas de análisis y dimensionamiento dieron lugar a la aparición del llamado “codificador” un subprofesional, que tiene que preparar los datos de entrada de cargas y de la estructura de acuerdo a las reglas de sistema de cómputo. En estos casos no se busca eliminar las labores rutinarias sino eliminar al ingeniero y con ello en ocasiones se llega a obtener como resultado errores graves en el informe, pero que sin la interpretación de un conocedor del tema, pasan por desapercibido, lo que significaría en dado caso de construirse tal proyecto el riesgo de tener inseguridad en la estructura y daños o faltas de acuerdo a las normas que rigen los estados límites de servicio de tal región.

Por tal motivo siempre se debe de tener conocimientos previos, para revisar y tener una idea de cómo que características deben de obtenerse como respuesta de los análisis hechos por paquetes de cómputo. Los programas actualmente conocidos para la modelación y análisis de estructura son los siguientes:

- SAP 2000 (versión 14 al día de hoy)
- ETABS (versión 9.60 al día de hoy)
- STAAD
- TEKLA
- CADRE
- RESCOL

V.3.2 Introducción e información del Programa Etabs V9.60

En el caso de este trabajo, trabajare con el programa llamado ETABS V9.6, el cual es un programa de análisis y diseño de sistemas de Edificaciones que desde hace más de 30 años ha estado en un continuo desarrollo, para hacer de este una herramienta confiable, sofisticada y muy fácil de usar. Esta herramienta posee un

interfaz gráfico que permite hacer un modelaje, análisis y diseños únicos, integrando todo esto en una base de datos común. Esta herramienta contempla en sus métodos para el análisis de estructuras un amplio rango de comportamientos no lineales, haciendo una herramienta útil en la industria de la construcción.

ETABS es un sistema completamente integrado, detrás de una gran interfase intuitiva y simple, se encajan poderosos métodos numéricos, procedimientos de diseño y códigos internacionales de diseño, que funcionan juntos desde una base de datos comprensiva. Esta integración significa que uno crea solo un sistema de modelo de piso y sistema de barra verticales y laterales para analizar y diseñar el edificio completo. Las convenciones de entrada y de salida usadas corresponden a la terminología común de edificaciones. Con ETABS, los modelos se definen de forma lógica: piso por piso, viga por viga, columna por columna, tramo por tramo, muro por muro y no como corrientes de puntos y elementos no descritos como lo hacen la mayoría de los programas con el mismo fin, así la definición estructural es simple, ordenada y significativa.

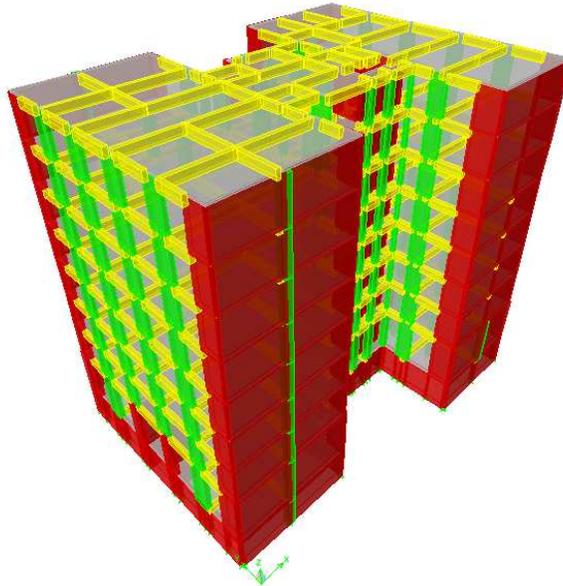


Fig. 31.- Ejemplo de un gráfico obtenido haciendo uso del programa Etabs V9.6, el cual representa un edificio de 8 niveles, con una sección en planta irregular

El programa de ETABS ofrece la mayor cantidad de herramientas de análisis y diseño disponible para el ingeniero estructural que trabaja con estructuras de edificios. La siguiente lista muestra los tipos de sistemas y análisis que este programa puede manejar:

- Facilidades en el modelaje de edificios comerciales, gubernamentales y de salud de múltiples pisos.
- Estacionamientos con rampas lineales y circulares.
- Edificios basados en sistemas de líneas de referencia (Grid Lines)

- Edificios de Acero, de Concreto y Mixtos.
- Muros, Rampas y Losas de concreto.
- Pisos con láminas de acero y de concreto, para estructuras metálicas.
- Edificios sujetos a cualquier cantidad de casos de carga y combinaciones, tanto lateral como vertical. Incluyendo carga automáticas por viento y sismo.
- Edificios con Amortiguadores y Aisladores en la Base.
- Uso de Diafragmas Rígidos y Flexibles.
- Posee un poderoso diseño en acero estructural y concreto armado, incluyendo muros de corte, completamente integrado, todos disponibles desde la misma interfaz usada para modelar y analizar el modelo.
- El diseño de miembros de acero permite el predimensionado inicial y una optimización interactiva, y el diseño de elementos de concretos incluye el cálculo de la cantidad de acero de refuerzo requerido.
- Transferencia automática de cargas verticales de pisos a vigas y muros.
- Múltiples casos de carga por funciones en el dominio del tiempo lineal y no lineal en cualquier dirección.
- Apoyo de fundación / soporte.
- Análisis de grandes desplazamientos.

El ETABS usa objetos para representar miembros estructurales físicos. Al crear un modelo, nosotros empezamos dibujando la geometría del objeto, y después asignamos lo que son propiedades y cargas para definir completamente la estructura del edificio.

De manera muy simple, el desarrollar un modelo requiere de tres pasos básicos:

1. Dibujar series de objetos puntos, líneas y área que representen el edificio usándolas diversas herramientas de dibujo que se encuentran disponibles en la interfase gráfica.
2. Asignar propiedades estructurales (secciones y materiales) y cargas a objetos usando las opciones del menú Asignar (Assign menu options).
3. Establecer y/o Asignar parámetros de división interna (meshing) en elementos de Área.

V.3.3 Cuidados Para el Buen Uso del Programa Etabs V 9.60

V.3.3.1 Unidades

ETABS trabaja con cuatro unidades básicas; fuerza, longitud, temperatura y tiempo (force, length, temperatura, and time). El programa ofrece diferentes sets de unidades compatibles de fuerza, longitud y temperatura para elegir, tales como “Kip, in, F” o “N, mm, C.” El tiempo siempre se mide en segundos. Se hace una importante

distinción entre masa y peso. Masa se usa para calcular la inercia dinámica y para todas las cargas causadas por la aceleración del suelo. El peso es la fuerza que se aplica como cualquier fuerza de carga. Se debe de usar las unidades de fuerza cuando especifique valores de peso, unidades de masa (fuerza-sec/longitud) al especificar valores de masa. Cuando iniciamos un modelo, se le requiere para que ajuste un set de unidades. Estas se convierten en las “unidades base”. Aunque después uno puede proporcionar nuevos datos y ver los resultados en cualquier set de unidades, esos valores son convertidos siempre y forman la base de las unidades del modelo.

V.3.3.2 Sistemas de Coordenadas y Cuadrícula

Todas las ubicaciones del modelos se definen respecto a un sistema de coordenadas Cartesiano (rectangular). Los tres ejes denominados X, Y, y Z, son mutuamente perpendiculares y satisfacen la regla de la mano derecha. Para cada sistema de coordenadas, se deberá definir una cuadrícula tridimensional y ellos consistirá en líneas de construcción, que son usadas para localizar objetos en el modelo. Cada objeto en el modelo tiene su propio sistema local de coordenadas usado para definir propiedades, cargas y respuestas.

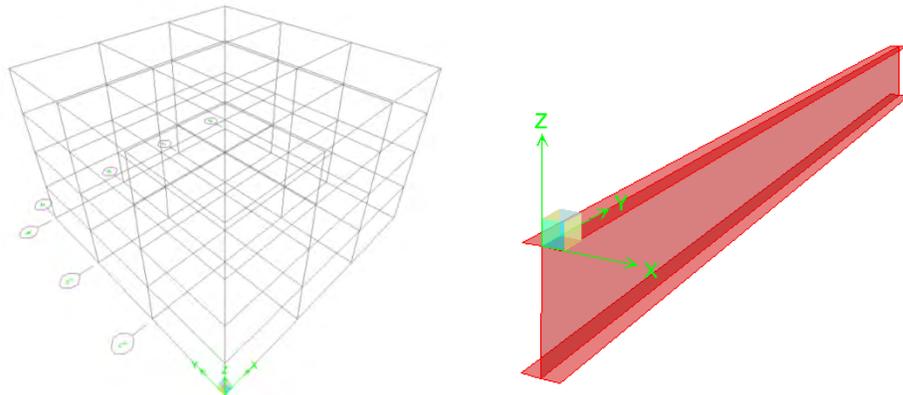


Fig. 32.- Ejemplo del sistema de coordenadas de acuerdo a la cuadrícula inicial y un objeto de viga, con sus ejes locales

V.3.3.3 Objetos Estructurales

Al crear el modelo, nosotros iniciamos dibujando la geometría del objeto y después asignamos propiedades y cargas para definir completamente la estructura del edificio, para ello nosotros usamos las herramientas que a continuación se mencionan.

- Objeto Punto (Point Objects): Se crean de forma automática en las esquinas o en las terminaciones de todos los tipos de objetos y pueden ser

adheridos explícitamente en cualquier lugar del modelo. Su utilizan para hacer la modelación de Juntas.

- Objeto Barra (Frame Object): Son utilizados para modelación de las vigas, columnas, arriostriamientos o diagonales y barras.
- Objetos Área (Area Object): Son utilizados para modelar losas, rampas y muros.

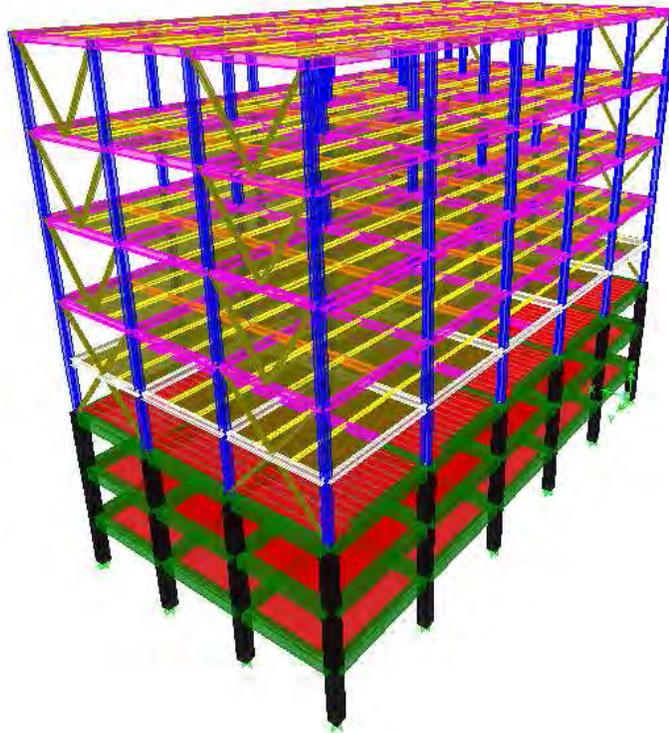


Fig. 33.- Ejemplo de sistemas estructurales empleados en el ETABS V9.60 en un edificio de 8 niveles

V.3.3.4 Definición de Propiedades

Las propiedades son “asignadas” a cada objeto para definir el comportamiento estructural de cada objeto en el modelo. Algunas propiedades como materiales y secciones, se denominan entidades y deben ser especificadas antes de asignarles objetos. Por ejemplo, un modelo debe tener:

- Un material propiamente llamado “CONCRETO”
- Una sección rectangular de la barra RECTÁNGULO, y una sección de la barra llamada CIRCULAR, ambas se forman del material llamado “CONCRETO”.
- Una sección muro/losa llamada propiamente SLAB o LOSA que solo usa material llamado CONCRETO.

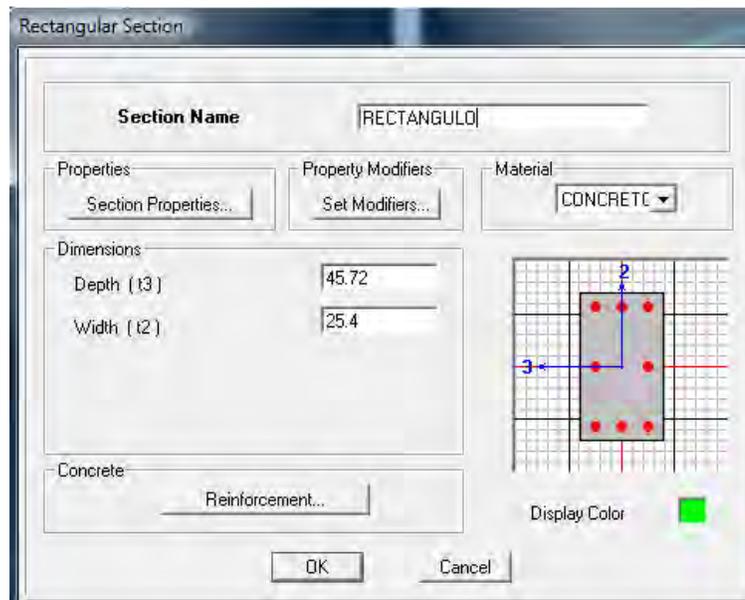


Fig. 34.- Ejemplos de asignación de propiedades del material y de una sección

V.3.3.5 Definición de Grupos

En este programa tenemos la posibilidad de crear y manejar Grupos, el cual se considera por definición una colección de objetos. Pueden contener cualquier número de objetos de cualquier tipo. Y sus usos pueden ser los siguientes.

- Selección rápida de objetos para editarlos o asignarlos
- Definir secciones de corte a través del modelo
- Agrupar objetos que comparten el mismo diseño

- Una salida efectiva

El usar este tipo de grupos suele ser una manera poderosa de analizar modelos grandes y complejos.

V.3.3.6 Cargas Estáticas

Podemos definir cargas gravitacionales y laterales. Las cargas gravitacionales se pueden aplicar a puntos, líneas y áreas. Las cuales son ingresadas típicamente con valores de gravedad, o en la dirección $-Z$. Los objetos pueden soportar fuerzas o momentos concentrados. Los objetos barras pueden tener aplicadas cualquier número de cargas puntuales (fuerzas o momentos) o cargas distribuidas (uniformes o trapecoidales). Y los objetos Área pueden tener cargas uniformes.

La generación de cargas estática laterales ya sea terremotos (Quake) o debidas a la acción del viento (Wind), se aplican de conformidad a numerosos códigos internacionales, incluyendo, pero no limitando los códigos de, UBC, BOCA, ASCE, NBCC, BS, JGJ, Mexicana (RCDF-04), IBC. Al igual que puede tenerse un patrón de cargas laterales definidas por el usuario de manera arbitraria.

V.3.3.7 Combinaciones de Cargas

ETABS permite generar múltiples combinaciones basadas en las cargas previamente definidas. Cuando una combinación de carga es desarrollada, se aplica a los resultados de cada objeto en el modelo. Los cuatro tipos de combinaciones son las siguientes:

- ADD (Additive): Se presenta una suma con el signo correspondiente de los resultados de cada una de las cargas establecidas, incluyendo los factores aplicados en cada caso.
- ENVE (Envelope): Se presenta la envolvente (valores máximos y mínimos) del conjunto de cargas establecidas, incluyendo los factores aplicados en cada caso.
- ABS (Absolute): Se presenta una suma de los resultados en valor absoluto de cada una de las cargas establecidas, incluyendo los factores aplicados en cada caso.
- SRSS: Se presenta la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados correspondientes al resultado de cada una de las cargas establecidas, incluyendo los factores aplicados en cada caso.

Para tener mayor aclaración sobre el uso de un programa de modelación y análisis estructural, en el Capítulo VII Ejemplo de Aplicación, se elaborará un

modelo el cual tendrá todos los elementos antes mencionados y se ejemplificará por medio de gráficos y dibujos, como hacer el ensamblado de un modelo y también construir todo lo necesario para obtener los resultados deseados para el diseño estructural del edificio.

V.4 Recomendaciones para el Uso de Programas de Modelación y Análisis Estructural

- ✚ Nunca se debe usar un equipo o alguna herramienta si no se conoce en que hipótesis o teoría se basa, que hipótesis tienen implícitas y que limitaciones existen para su uso.
- ✚ Después de asegurarse de que es aplicable el tipo de modelado de análisis estructural y que puede aplicarse a tu caso en particular, se debe poner mucho cuidado en que se obtengan los datos que se requieren y que estén empleándose las unidades correctas.
- ✚ Una vez obtenidos los resultados, se deben examinar, y ver si son coherentes a nuestro criterio y conocimiento; si es posible debe compararse con otro método analítico aproximado, hasta que uno esté convencido que no hay errores grandes en el proceso.
- ✚ Analizar cuidadosamente que aspectos no fueron tomados en cuenta y asegurar que no alteren el diseño, en caso contrario revisar que no haya concentraciones de esfuerzos en puntos de aplicación de cargas o en irregularidades locales; en caso que se den estas condiciones habrá que revisarlas por separado, hasta obtener el resultado deseado.

CAPITULO VI. Diseño Estructural de Edificios Altos

VI.1 Introduccion al Diseño Estructural

El diseño es un proceso creativo mediante el cual se definen las características de un sistema estructural de manera que cumpla en forma óptima con sus objetivos. El objetivo de un sistema estructural es resistir las fuerzas a las que va estar sometido, sin colapso o mal comportamiento.

El proceso de diseño estructural contiene las siguientes partes fundamentales:

Estructuración: En esta parte del proceso se determinan los materiales de los que va a estar constituida la estructura en forma global de ésta, el arreglo de sus elementos constitutivos y sus dimensiones y características más esenciales. De la correcta elección del sistema o esquema estructural depende más que de ningún otro aspecto la bondad de los resultados. En esta etapa es donde se desempeña el papel importante del ingeniero estructurista para elegir un sistema de acuerdo a su creatividad y criterio.

Análisis: Se incluye bajo esta denominación las actividades que llevan a la determinación de la respuesta de la estructura ante las diferentes acciones exteriores que pueden afectarla. Alguno de los términos que se involucran ya fueron mencionados en los capítulos anteriores; por lo que reitero que se trata de determinar los efectos de las cargas que pueden afectar a la estructura durante su vida útil, para esta determinación se requiere lo siguiente:

1. **Modelar la Estructura:** Esto puede ser mediante un modelo teórico factible para ser analizado mediante procedimientos de cálculos disponibles. El ejemplo más común es el de un edificio estructurado a base de columnas, vigas y losas de concreto por medio de marcos planos formados por barras de propiedades equivalentes.
2. **Determinar las Acciones de Diseño:** En muchas situaciones las cargas y los otros agentes que introducen esfuerzos en la estructura están definidos por los códigos y es obligación del proyectista e ingeniero estructural sujetarse a ellos.
3. **Determinar los Efectos de las Acciones de Diseño en el Modelo Estructural Elegido:** En esta etapa, que constituye el análisis propiamente dicho, se determinan las fuerzas internas (momento flexionantes y de torsión, fuerzas axiales y cortantes), así como las flechas y deformaciones de la estructura. Los

metodos de analisis mas empleados son los lineales aunque en casos dados es recomendable usar los metodos no-lineales.

Dimensionamiento: En esta etapa se define en detalle la estructura y se revisa si cumple con los requisitos de seguridad especificados. Ademas se elaboran planos y especificaciones de construccion de la estructura. Estas actividades estan con frecuencia relacionadas con la aplicación de uno o mas codigos que rigen el diseño de la estructura en cuestion. Lo que constituye un aspecto general son los criterios de seguridad y la estructura de los procedimientos de diseño, los cuales seran mencionados mas adelante en este capitulo.

El analisis de la secuencia con la que se realiza el diseño de una estructura permite tener tambien las fases siguientes:

1. Planteamiento de soluciones preliminares
2. Evaluacion de soluciones preliminares
3. Diseño detallado
4. Transferencia de los resultados del diseño
5. Supervisión

El empleo de concreto de alta resistencia es favorable en estructuras ubicadas en zonas sismicas debido a que disminuye la posibilidad de fallas fragiles por compresion ó por tensión diagonal del concreto y favorece el desarrollo de la capacidad total del acero de refuerzo, cuya fluencia gobierna el comportamiento inelastico de la estructura.

VI.1 .1 Conceptos Fundamentales

El diseño estructural tiene como objetivo proporcionar soluciones por medio del aprovechamiento optimo de los materiales, de las tecnicas constructivas disponibles, y cumpliendo restricciones impuestas por los otros aspectos del proyecto, para que nos den lugar a un buen comportamiento de la estructura en condiciones normales de funcionamiento de la construccion y de la seguridad adecuada contra la ocurrencia de algun tipo de falla. Para este fin debemos de tener en cuenta analizar algunos conceptos de seguridad estructural.

Como vimos en el Capitulo IV el sistema estructural debe concebirse como un subsistema dentro del sistema principal constituido por la obra global. La funcion de la estructura es de absorber las solicitaciones que se deriven del funcionamiento de la construccion. Esquemáticamente la fig. 36 nos ilustrara el funcionamiento del sistema estructural ilustrando las acciones y respuestas que intervienen para el desarrollo de este mecanismo.

Las *acciones* son las cargas a la que estara expuesta la estructura en su vida util, por lo cual se incluyen tambien las fuerzas externas, esfuerzos y deformaciones, ademas de las cargas propiamente dichas se les suman las deformaciones inducidas por el hundimiento de la cimentacion, los cambios volumetricos, los efectos ambientales de viento, corrosion, temperatura, etc.

La *respuesta* de la estrucutra esta representada por el conjunto de parametros fisicos que describen su comportamiento ante las acciones que le son aplicadas.

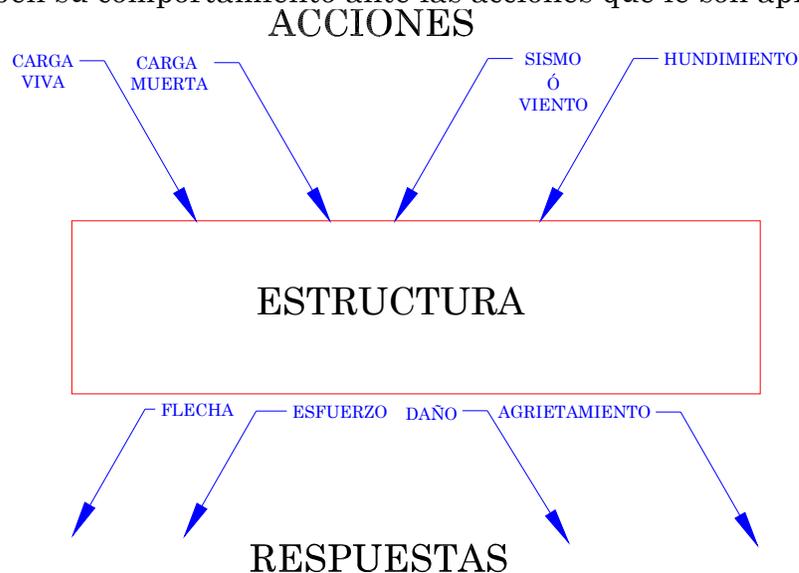


Fig. 35.- Representacion esquematica del mecanismos de Accion-Respuesta

Para que la construccion cumpla con las funciones para las cuales esta siendo proyectada, es necesario que la respuesta de la estructura se mantenga dentro de limites que no afecten su correcto funcionamiento, ni su estabilidad. Debe mencionarse por tanto cuales son en casos estados limites admisibles de la respuesta estructural (ver Fig. 36), estas van a depender del tipo de construccion y de su destino y estan definidos para las estructuras mas comunes en los codigos de diseño.

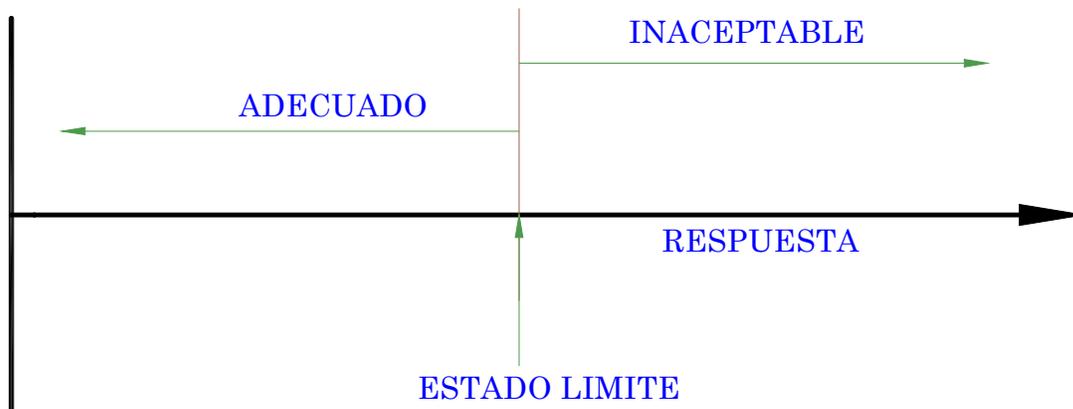


Fig. 36.- Estados Limites obtenidos a traves de las respuestas inducidas a la estructura por las acciones y solicitaciones a las que esta sometida.

Se le llama *Estado Límite* de una estructura a cualquier etapa de su comportamiento a partir del cual su respuesta se considera inaceptable. Se distinguen dos tipos de estados límites.

Aquellos relacionados con la seguridad, se denominan *Estados Límites de Falla* y corresponden a situaciones en las que la estructura sufre un daño total o parcial, o simplemente daños que afectan a su capacidad para resistir nuevas acciones.

Estados Límites de Falla { Colapso
Inestabilidad
Fatiga
Daños Irreversibles
.....

Estados Límites de Servicio, se relacionan con aquellas situaciones que, aun sin poner en juego la seguridad de la estructura, afecta al correcto funcionamiento de la construcción.

Estados Límites de Servicio { Flechas
Desplazamientos
Vibraciones
Agrietamientos
Hundimientos
.....

Estos dos puntos serán atendidos con mayor amplitud en el transcurso de este capítulo.

Nó, sin antes dejar claro que el objetivo del diseño estructural puede entonces replantearse de la siguiente forma: proporcionar una seguridad adecuada ante la aparición de estados límites de falla para las acciones más desfavorables que puedan presentarse durante la vida útil del edificio y procurar que en las condiciones normales de operación no se sobrepasen los estados límites de servicio.

VI.2 Revisión de Estados Límites de Falla

Para revisar si ante un conjunto dado de acciones se rebasa algún estado límite, se necesita contar con procedimientos que permitan relacionar la acción con la respuesta y contar con criterios para determinar que niveles de respuesta constituyen un estado límite. La relación entre la acción y respuesta se establece por medio de procedimientos de análisis estructural que determinan la distribución de fuerzas internas, deflexiones y deformaciones que sufre la estructura.

La revisión de estados límites consiste en este caso en la comparación entre el valor de la respuesta calculado para las acciones específicas y el valor fijado como estado límite o valor inadmisibles. Para revisar si la respuesta de la estructura es adecuada en cuanto a la aparición de algún estado límite de falla, es necesario definir un índice de la respuesta que pueda compararse con la acción o combinación de acciones que afectan la estructura.

Para ello conviene entonces definir como *resistencia* de una estructura a la intensidad de la acción hipotética (o combinación de acciones) que conducen a la estructura a un estado límite de falla. La ventaja es que la resistencia y la acción se miden en la misma escala.

En el caso usual en que la revisión de seguridad se hace por medio de un análisis estructural las fuerzas axiales, cortantes, momentos flexionantes y torsión que un conjunto dado de acciones produce en las distintas secciones y compararlos con los valores de estas fuerzas internas que la estructura, o cada sección de ella es capaz de resistir.

El estado límite que registra la falla será aquel que se alcance primero al crecer la intensidad de la acción, la resistencia de un elemento estructural o de una sección se determina por métodos experimentales y analíticos en función de las propiedades mecánicas y geométricas de la estructura, para lo cual se verá a continuación cuáles son los estados límites de falla más comunes y como se pretende que se analicen.



Fig. 37.- Relación entre Acción y Resistencia

Por tal motivo la revisión de los estados límites de falla se llevan a cabo por medio de disposiciones empleando un Reglamento o un criterio de diseño, en este caso este trabajo presentara las disposiciones que gobiernan el diseño de los

elementos estructurales en la mayor parte de la Republica Mexicana, los cuales son las NTCD de Estructuras de Concreto del RCDF-04, en el cual describe como debemos nosotros dimensionar, detallar y cuidar el arreglo de los elementos estructurales, que a continuacion se mencionaran de manera breve.

VI.2.1 Vigas

Una viga es un elemento estructural que permite la union de dos o mas elementos estructurales y sirve principalmente para soportar la flexion que es provocada por el peso de ella misma y de las cargas que sobre ella actuan, aunque tambien se debe mencionar que en muchos casos, tambien esta sujeta a fuerzas de torsion, fuerza axial y fuerzas cortantes.

Los requisitos que a continuacion se daran se refieren a las dimensiones de la seccion y a su refuerzo longitudinal y transversal, asi como el dimensionamiento. Los requisitos que se describiran solo seran aplicables a elementos que trabajen esencialmente a flexion, lo que incluye las vigas y aquellas columnas con cargas axiales muy bajas, que no excedan el $0.1A_gf'_c$, donde A_g es el area de la seccion bruta de la columna.

Se presentara en forma comparativa los que corresponden a todo tipo de estructura y los mas estrictos que deben observarse para vigas de marcos ductiles.

VI.2.1.1 Requisitos Generales

El claro se contara a partir del centro del apoyo, siempre que el ancho de este no sea mayor que el peralte efectivo de la viga; en caso contrario, el claro se contara a partir de la seccion que se halla a medio peralte efectivo del paño interior del apoyo.

En toda seccion se dispondra de refuerzo tanto en el lecho inferior como en el superior. En cada lecho, el area de refuerzo no sera menor que la obtenida de la ecuacion 38 y constara de por lo menos dos barras corrida de 12.7 mm de diametro (var. #4). La cuantia de acero longitudinal a tension, p , no excedera lo indicado en la ecuacion 39.

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \quad (ec. 41)$$

$$p = \frac{f''_c}{f_y} \frac{6000\beta_1}{f_y + 6000} bd \quad (ec. 42)$$

La relacion entre la altura ó peralte y el ancho de la seccion transversal, h/b , no debe exceder de 6. Para evaluar h/b en vigas T o I, se usara el ancho del alama, b' .

En el dimensionamiento de vigas continuas monoliticas con sus apoyos puede usarse el momento en el paño del apoyo. Para calcular momentos flexiconantes que soporten losas de tableros rectangulares, se puede tomar la carga tributaria de la losa como si estuviera uniformemente repartida a lo largo de la viga.

VI.2.1.2 Requisitos Geometricos

Las relaciones longitud/ancho (l/b) y peralte/ancho (h/b) tienen como objetivo evitar que la ductilidad de la viga se vea limitada por problemas de pandeo lateral derivados de la excesiva esbeltez del alma; los del ancho minimo, ademas de estar vinculados tambien los problemas de pandeo lateral, persiguen que en marcos ductiles la seccion de la viga tenga una zona de compresion en la que se logre un nucleo confinado que pueda proporcionar elevada ductilidad.

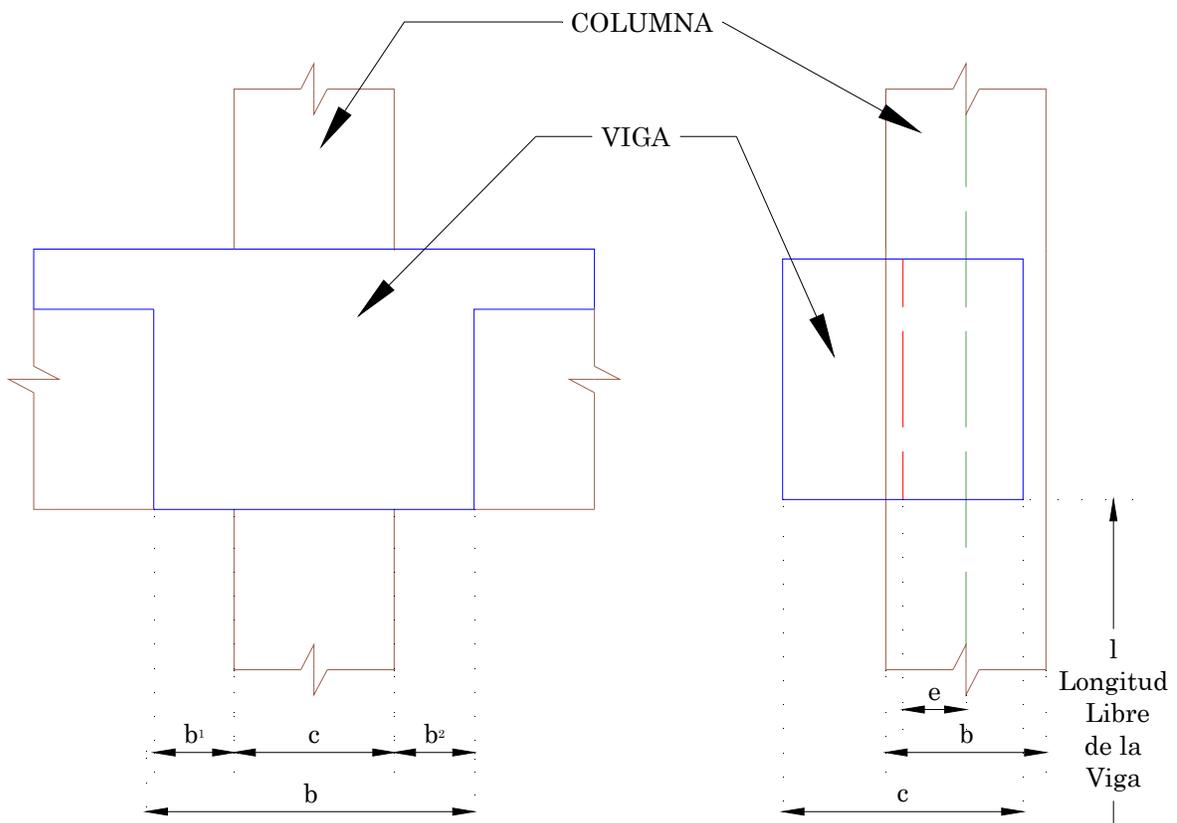


Fig. 38.- Requisitos Geometricos para Vigas de Marcos de Concreto

a) Requisitos Generales

$$l/b \leq 35$$

$$h/b \leq 4$$

b) Requisitos para Marcos Ductiles

$$b \geq 25 \text{ cm}$$

$$b_1 = 0$$

$$h/b \leq 3$$

$$e/b \leq 0.1$$

$$l/b \leq 30$$

$$l/h \geq 4$$

Se deben analizar los efectos de pandeo lateral cuando la separacion entre los apoyos laterales sea mayor a 35 veces el ancho de la viga o el ancho de patin a compresion.

Se prohíbe que en marcos ductiles las vigas tengan un ancho superior al del lado de la columna con que se conecta, con lo cual se pretende asegurar que la transmision de momentos entre la viga y columna pueda realizarse sin la aparicion de esfuerzos importantes de torsion y cortante.

Por tal motivo, se requiere que el refuerzo longitudinal de la viga cruce la columna por el interior de su nucleo confinado. Se limita tambien el problema de las excentricidades de las vigas con respecto a la columna, debido a la transmision parcial que estas provocan de momentos entre viga-columna.

VI.2.1.3 Requisitos de Refuerzo Longitudinal

En vigas de concreto, se requiere unicamente un refuerzo en las zonas donde aparecen por lo general las tensiones obtenidas de acuerdo al analisis estructural, por lo general las tensiones aparecen para algunas combinaciones de acciones de diseño. Sin embargo, es recomendable que en todos los casos se coloque un refuerzo minimo en ambos lechos de la viga. Por tal motivo para el uso de marcos ductiles como sistema estructural, se recomienda que se coloque siempre en ambos lechos un refuerzo minimo en toda la longitud de la viga.

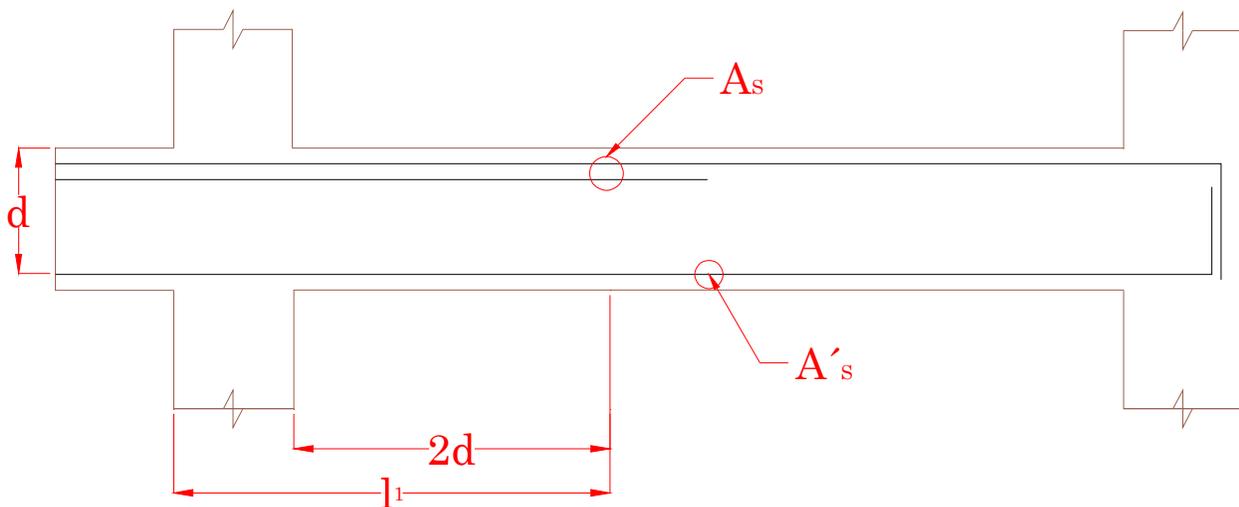


Fig. 39.- Requisitos para el Refuerzo Longitudinal de Vigas de Marcos de Concreto

a) Requisitos Generales

$$A_s \text{ y } A'_s > 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}, \text{ en zonas donde aparezcan tensiones}$$

$$A_s \text{ y } A'_s < 0.75 A_b \text{ (área de refuerzo correspondiente a la falla balanceada)}$$

b) Requisitos para Marcos Ductiles

$$A_s \text{ y } A'_s \geq 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}, \text{ en toda la longitud de la viga}$$

$$A_s \text{ y } A'_s \leq 0.75 A_b$$

Mínimo dos barras del #4 en toda la longitud de la viga y en ambos lechos.

No se admiten paquetes de dos o más barras.

El momento resistente positivo en l_1 no será menor que la mitad del momento resistente (-).

Todo el refuerzo de Tension, A_s , para sismo deberá pasar por el núcleo de la columna.

La ductilidad que es capaz de desarrollar una sección de concreto reforzado es mayor a medida que la sección es más subreforzada, es decir, cuando menor sea la relación del área de refuerzo entre la que corresponde a la falla balanceada. Es por ello que algunos reglamentos prescriben utilizar una cuantía máxima de refuerzo en ambos lechos a un 75 por ciento, de la que corresponde a falla balanceada, calculada con las ecuaciones de las NTCD de Estructuras de Concreto.

Se debe considerar que las expresiones que se recomiendan en este reglamento son bastante conservadoras en cuantía balanceada, como un 80% del valor esperado, por lo que el área de acero máxima permitida es del orden del 0.6 veces el de la cuantía balanceada, calculada por ejemplo con el procedimiento que indican las normas del código ACI318-05.

Como bien sabemos, la distribución de los momentos flexionantes a lo largo de la viga varía considerablemente durante un sismo y puede diferir significativamente de la que resulta de un análisis. Por ello se recomienda que cuando se empleen marcos ductiles, en ningún lecho la cuantía de refuerzo sea menor que la que proporciona un momento resistente igual a una cuarta parte del máximo momento resistente que se tienen en los extremos de la viga. Por motivos semejantes se requiere proporcionar en los extremos de las vigas un momento resistente positivo, por lo menos igual a la mitad del resistente negativo de la misma sección.

Los traslapes y cortes de las barras introducen tensiones en el concreto que reducen su resistencia a cortante, por ello, estos no se admiten en las zonas donde se puedan formar articulaciones plásticas; como los extremos de las vigas en una longitud de dos peraltes medidos a partir del paño de la columna. Fuera de estas

zonas cuando se requiera traslapes se deberan colocar estribos cerrados a una separacion no mayor de 10 cm, ni de un cuarto del peralte de la viga.

Es importante por ultimo que el refuerzo longitudinal este colocado con el recubrimiento y la separacion entre barras que permitan una facil colocacion del concreto y una adecuada transmision de esfuerzos de adherencia al concreto. El requisito de no admitir paquetes de mas de 2 barras tiene como finalidad evitar concentraciones de esfuerzos de adherencia y favorecer una distribucion uniforme del refuerzo longitudinal, que proporcione buen confinamiento al concreto.

VI.2.1.4 Requisitos de Refuerzo Transversal

Para satisfacer la demanda por cortante, se sugiere la colocacion de acero de refuerzo transversal, y para ello se colocan estribos, que sirven tambien para la fijacion del acero de refuerzo longitudinal y de proporcionar resistencia a tension en el alma de la viga evitando una falla fragil por cortante. Adicionalmente, una distribucion adecuada de estribos cerrados incrementa sustancialmente la ductilidad de las secciones de concreto en flexion al proporcionar confinamiento al concreto del nucleo y al restringir el pandeo de las barras longitudinales en compresion. El suministro de estribos cerrados a una separacion no mayor de medio peralte es requisito para vigas de marcos ductiles y es recomendable en cualquier viga con una importante funcion estructural. Las posibles articulaciones plasticas que se presentan en una estructura traen consigo que se normalice ciertas dimensiones minimas para mantener segura la estructura.

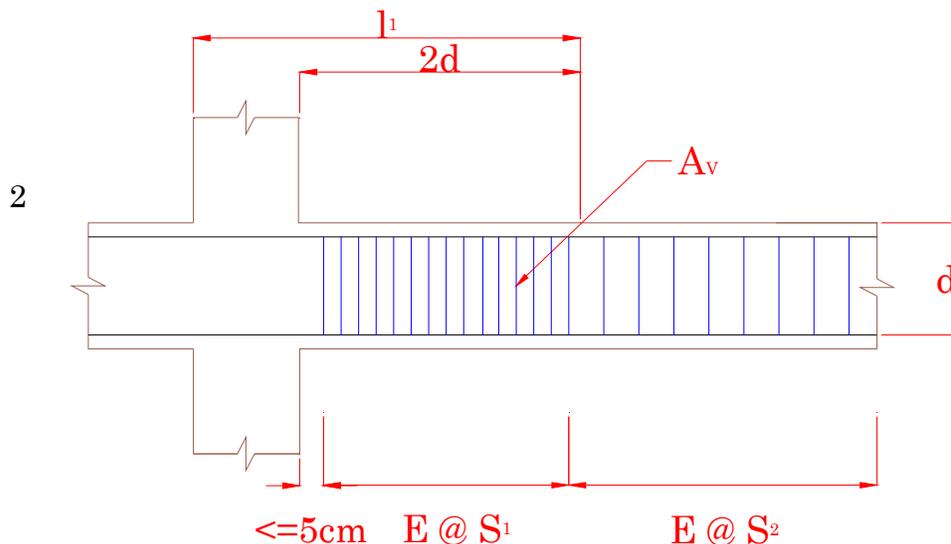


Fig. 40.- Requisitos para el Refuerzo Transversal de Vigas de Marcos de Concreto

a) Requisitos Generales

S_1 y $S_2 \leq d/2$ en las zonas donde la fuerza cortante exceda de la que resista el concreto.

Estribos #2 o mayores

b) Requisitos para Marcos Ductiles

Estribos #2.5 o mayores

En la zona l_1 los estribos deberán ser cerrados y con remate a 135°

la separación no deberá exceder de :

$$S_1 \leq \begin{cases} 8 \text{ diametros de la barra de longitud mayor} \\ 24 \text{ diametros del estribo} \\ 30 \text{ cm} \\ d/4 \end{cases}$$

Además, al menos una de cada dos barras longitudinales de la periferia debe estar abrazada por la esquina del estribo.

Fuera de l_1 habrán estribos a una separacion $S_2 \leq d/2$

VI.2.2 Columnas

Las Columnas son elementos estructurales que soportan principalmente las cargas axiales de compresion, pero en ocasiones se ven sujetas a fuerzas cortantes y flexion. Las NTCD de Estructuras de Concreto del RCDF-04 denomina como columnas a aquellos elementos que cumplen la relacion $L/b \geq 4$, donde L, es la longitud y b la dimension transversal menor. La dimension transversal tambien no debe ser menor a 20 cm.

Las columnas suelen clasificarse por su tipo de falla, y son columnas cortas y columnas largas. Las Columnas Largas, fallan por esbeltez y las cortas por resistencia.

Los requisitos se aplican, en general, a elementos que pueden estar sujetos a efectos de flexocompresion tales que la carga axial exceda de $0.1A_g f'_c$. Siempre y cuando se cumplan con los siguientes requisitos que a continuacion seran descritos de manera breve para tener idea de cómo diseñarlas.

VI.2.2.1 Requisitos Geometricos

La exigencia de una dimension minima de una columna tiene como objetivo asegurar un tamaño minimo del nucleo confinado (esto es cuando se le descuentan

los espesores de recubrimientos), que puedan dar una capacidad de soporte significativo ante carga axial, aun despues de que haya fallado el recubrimiento.

Se sugiere que el area de la seccion transversal sea al menos igual a $0.5P_u/f'_c$, para limitar el refuerzo promedio de compresion sobre el concreto. La ductilidad de una seccion disminuye rapidamente a medida que aumenta el nivel de carga axial sobre ella. Por tanto mientras mas pequeño se quede el esfuerzo promedio de compresion con respecto al maximo esfuerzo permitido, mas garantia se tendra de comportamiento ductil.

Otros requisitos geometricos tienen como principal objetivo el evitar que se generen problemas de pandeo lateral, que reduzcan la ductilidad de la columna.

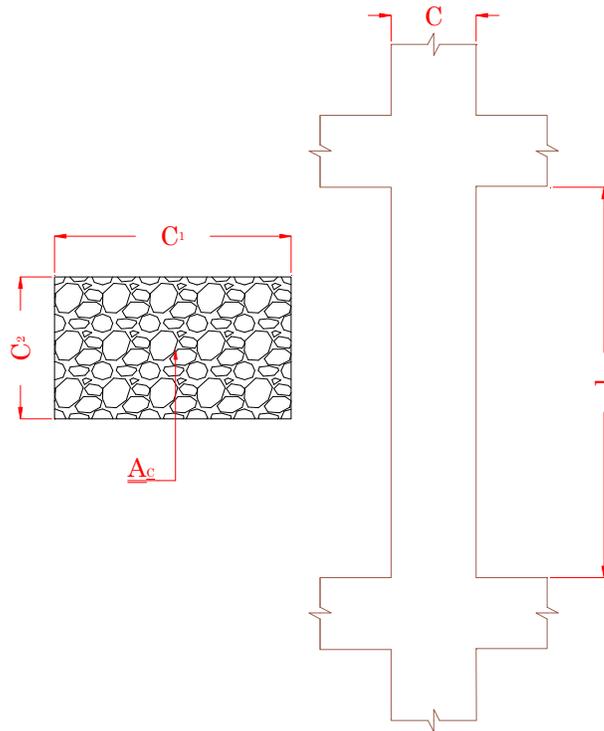


Fig. 41.- Requisitos Geometricos para Columnas de Marcos de Concreto

a) Requisitos Generales

$$C_1 \text{ y } C_2 \geq 20 \text{ cm}$$

$$C_1/C_2 \leq 4$$

b) Requisitos para Marcos Ductiles

$$C_1 \text{ y } C_2 \geq 30 \text{ cm} \quad C_1/C_2 \leq 2.5$$

$$A_c \geq \frac{P_u}{0.5 f'_c} \quad 1/C \leq 5$$

VI.2.2.2 Refuerzo Longitudinal

Los requisitos para el refuerzo longitudinal y transeversal para columnas según las NTCB de Estructuras de Concreto, son que la cuantia de refuerzo longitudinal no sera menor que $20/f_y$ (en kg/cm^2), pero tampoco mayor que 0.06.

El limite inferior para la cuantia de refuerzo longitudinal tiene el proposito de evitar que el acero fluya para cargas inferiores a la fluencia teorica, a causa del flujo plastico del concreto y el refuerzo. Tambien como darle a la columna una resistencia minima flexion.

El limite superior tiende, principalmente a evitar un congestionamiento de acero de refuerzo en la columna y en su interseccion con las vigas. Tambien se trata de una forma indirecta que la seccion se vea sujeta a esfuerzos promedios de compresion muy elevados.

Al igual que envigas, se limita a dos el numero de barras que se pueden juntar para formar un paquete, con el fin de disminuir los problemas de adherencia con el concreto y propiciar una distribucion de las barras lo mas uniforme posible en el perimetro de la seccion. De esta manera se logra un mejor confinamiento del concreto del nucleo.

Refuerzo Longitudinal

a) Requisitos Generales

$$\frac{20}{f_y} \leq \rho \leq 0.06$$

Minimo 4 barras en secciones rectangulares y 8 en secciones circulares.

Para Marcos Ductiles

$$0.01 \leq \rho \leq 0.06$$

Paquetes de no mas de dos barras.

Traslapes solo a la mitad de la columna.

Refuerzo Transversal

a) Requisitos Generales

$$S_2 \leq \begin{cases} \frac{850d_b}{\sqrt{f_y}} \\ 48 d_b \end{cases}$$

S_1 menor o igual que la mitad de los limites para S_2

Para Marcos Ductiles

$$d_v \geq \#3$$

S_1 , mismos que para el caso general

Ademas $S_1 \leq 10 \text{ cm}$

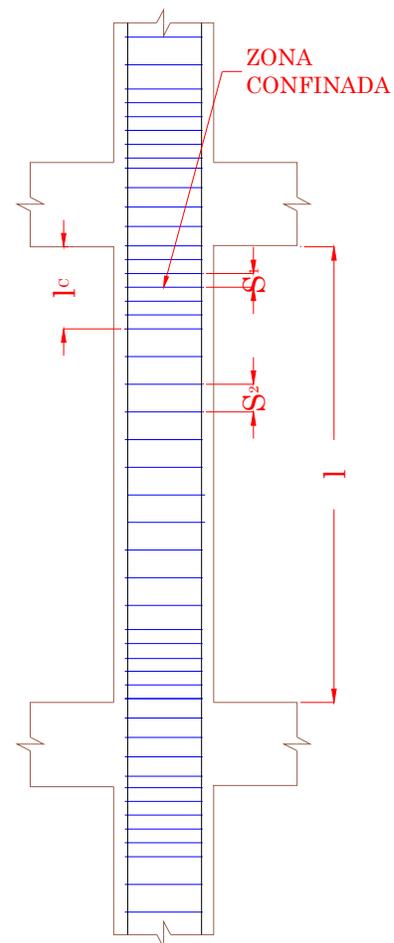


Fig. 42.- Requisitos de Refuerzo para Columnas de Marcos de Concreto

VI.2.2.3 Resistencia a Flexocompresion

El refuerzo longitudinal del cual se provea a la columna debera tambien de propocionar resistencia a la flexocompresion necesaria en ambos extremos y con ello asegurarse que permanezca en su intervalo lineal, mientras que se forman articulaciones plasticas en los extremos de las vigas. Para ello es necesario revisar que las columnas sean capaces de resistir un momentos superior en un 50% al que le corresponde por equilibrio de nudo cuando se formen dos articulaciones plasticas en los extremos de las vigas que concurren a dicho nudo.

Ademas, se requiere que el momento flexionante resistente se determine para una carga axial. Igual a la ocasionada por las cargas gravitacionales mas el doble de la que se ha obtenido del analisis por las cargas laterales debidas a sismo.

De acuerdo a las NTCDF de Estructuras de Concreto del RCDF-04, nos habla en su apartado para el diseño de flexocompresion, que toda seccion se dimensionara para la combinacion mas desfavorable para carga axial y momento flexionante incluyendo los efectos dados de esbeltaz. El dimensionamiento puede hacerse a partir de las hipotesis generales de obtencion de resistencias con ecuaciones de equilibrio o bien con diagramas de iteraccion construidos de acuerdo con ellas.

VI.2.2.4 Resistencia a Fuerzas Cortantes

Se proporcionara una resistencia a cortante suficiente para que puedan desarrollarse las articulaciones plasticas en los extremos de las vigas; por lo tanto, se requiere diseñar para las cortantes que se determinan de un analisis estructural simplificado en equilibrio del nudo, tomando como un factor de seguridad el 1.5 con respecto a la resistencia a flexion de las vigas y suponiendo que el momento de desequilibrio se reparte igual entre la columna superior e inferior.

Se supondra que la demanda de fuerza cortante en el nudo se debe a las barra longitudinales de las viga que llegan a la union. El refuerzo longitudinal de las vigass que lleguen a la union debe pasar dentro del nucleo de la columna.

Las NTCDEC del RCDF-04 permiten la revision de la resistencia del nudo a fuerza cortante en cada direccion principal de la seccion en forma independiente.

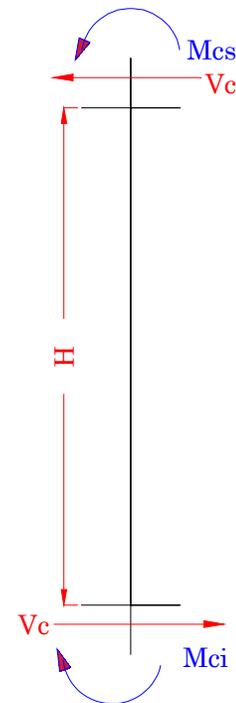


Fig. 43.- Elementos mecanicos para revision por cortante

VI.2.3 Losas

Las losas son elementos estructurales bidimensionales, en los que la tercera dimension es pequena comparada con las otras dos dimensiones basicas. Las cargas que actuan sobre las losas son esencialmente perpendiculares al plano principal de las mismas, por lo que su comportamiento esta dominado por la flexion.

De acuerdo a las NTCDEC del RCDF-04, se menciona el empleo de metodos de analisis semiempiricos y aparte utilizar otro procedimiento reconocido con fines de diseño de las losas. Es por ello que el reglamento considera como admisible el empleo de diferentes teorias, siempre que el comportamiento bajo condiciones de servicio resulte adecuado en cuantos a deflexiones, agrietamientos y vibraciones.

Las losas pueden estar soportadas perimetral e interiormente por vigas monoliticas de mayor peralte, por vigas de otros materiales independientes o integradas a la losa; ó soportadas por muros de concreto, muros de mamposteria o muros de otro materia, en cuyos casos se les llama Losas Sustentadas sobre Vigas o Sobre Muros.

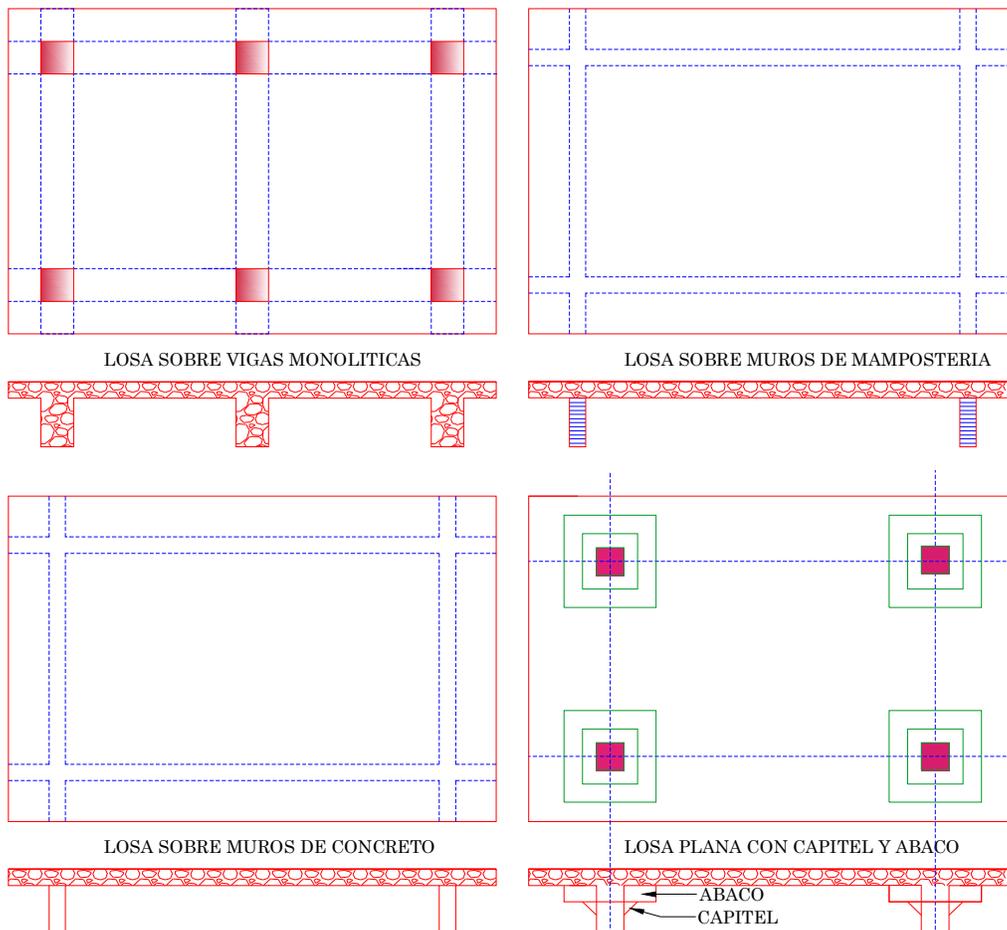


Fig. 44.- Representacion Esquematica de Distintos Tipos de Losas

Las losas pueden sustentarse directamente sobre las columnas, en este caso se llaman Losas Planas, que en su forma tradicional no son adecuadas para zonas de alto riesgo sismico como las que existen en algunas zonas del pais, como es el DF., pues no disponen de capacidad resistente suficiente para incursionar dentro del rango inelastico de comportamiento de los materiales, con lo que se limita considerablemente su ductilidad. Pueden entonces utilizarse capiteles y abacos para mejorar la integracion de las losas planas con las columnas y mejorar la resistencia de las losas al punzonamiento o penetración.

Existe tambien la modalidad de losas aligeradas, esto es el empleo de materiales con pesos volumetricos bajos o reticulas con partes huecas, que son empleadas para disminuir el peso de los pisos y con ello el peso del edificio.

Hoy en dia, es comun el uso de losas compuestas, estas son aquellas que estan hechas a partir de laminas y concreto, con lo cual se realizan sistemas de piso muy economicos, eficientes y mayor ductilidad al sistema de piso. Este sistema resulta el mas utilizado porque elimina el problema de utilizar mucha cimbra, colocacion de acero a refuerzo en el lecho inferior y minimiza el tiempo de construccion de la estructura en general.

Tambien existe el sistema de piso prefabricado, el cual consta de losas y vigas de concreto prefabricadas, lo cual hace una solucion usual para estructura a base de marcos. Tradicionalmente, se han diseñado estos pisos considerando de manera independiente el trabajo de la losa apoyada perimetralmente sobre las vigas y el de estas ultimas soportando las cargas que se hayan en un area tributaria de la losa, pero incluyendo una porcion de losa como parte integrante de la viga con una seccion T o doble T.

En general la gama de tipos de sistemas de piso o losas que pueden usarse para solucionar en particular un edificio es variable, todo ello esta relacionado con el costo del sistema, la rapidez de su construccion y sus ventajas en particular.

El RCDF-04 nos marca en sus Normas Tecnicas para Concreto los lineamientos para seguir en cuanto al diseño de ellas, asi que por ello solo se mencionan de manera breve con que requisitos deben cumplir.

VI.2.3.1 Losas Encasetonadas

Las nervaduras de losas encasetonadas se dimensionaran como viga, excepto que, si la losa esta apoyada en su perimetro, no sera necesario cumplir con el refuerzo minimo por tension diagonal que se pide en la ecuacion 40, cuando la fuerza cortante de diseño sea menor que la fuerza cortante del concreto.

$$A_{vmin} = 0.30 \sqrt{f_c} \frac{bs}{f_y}$$

donde

(ec. 43)

b es el ancho de la seccion, en cm.

s la separacion del refuerzo transversal, en cm.

VI.2.3.2 Losas que Trabajan en una Direccion

Son losas de una direccion aquellas en donde las condiciones de esfuerzos dominantes actuan de mayor redundancia en una direccion que en la otra. En el diseño de losas que trabajan en una direccion se aplican las mismas disposiciones para el diseño de vigas mencionadas anteriormente, en este capitulo.

VI.2.3.3 Losas Encasetonadas

Las losas encasetonadas, sean planas o perimetralmente apoyadas, en que la distancia centro a centro entre las nervaduras no sea mayor que un sexto del claro de la losa paralelo a la direccion en que se mide la separacion de las nervaduras, se puede analizar como si fuerza maciza. En cada caso, de acuerdo con la naturaleza y la magnitud de la carga que vaya a actuar se revisara la resistencia a cargas concentradas de las zonas comprendida entre nervaduras.

VI.2.3.4 Losas Apoyadas en su Perimetro

Para este sistema de losas se disponen una serie de condiciones para el analisis y diseño de ellas, por lo que solamente se mencionaran aquellos requisitos de mayor importancia, y lo demas puede ser consultado en las Normas Tecnicas correspondientes.

Se haran calculo de momentos flexionantes median la ayuda de las tablas que aparecen en la talba 6.1 de las NTCD de Estructuras de Concreto, donde se deben satisfacer las siguientes condiciones:

1. Los talberos son aproximadamente rectangulares.
2. La distribucion de las cargas es aproximadamente uniforme en cada tablero.
3. Los momentos flexionantes negativos en el apoyo comun de dos tableros adyacentes difieren entre sí en una cantidad no mayor a 50 % del menor de ellos.

4. La relacion entre carga viva y muerta no es mayor de 2.5 para losas monoliticas con sus apoyos, ni mayor de 1.5 en otros casos.

Para momento flexionante negativo, las secciones criticas se tomaran en los bordes del tablero, y para positivo en las lineas medias. Para colocacion de refuerzo en la losa se considerara dividida en cada direccion, en dos franjas extremas y una central. La distribucion del acero de refuerzo no debe exceder de $2.5d$, donde d es el peralte efectivo de la losa. Para el calculo del peralte minimo se deben considerar las deflexiones y como esta apoyada la losa y para cortante, se supondra que la seccion critica se encuentra a un peralte efectivo del paño del apoyo.

VI.3 Revisión de Estados Límites de Servicio

VI.3.1 Desplazamientos de acuerdo a los Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones del RCDF-04

En las edificaciones comunes sujetas a acciones permanentes o variables, la revisión del estado límite de desplazamientos se cumplirá si se verifica que no exceden los valores siguientes:

a) Un desplazamiento vertical en el centro de trabes en el que se incluyen efectos a largo plazo, igual al claro entre 240 más 5 mm; además, en miembros en los cuales sus desplazamientos afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar desplazamientos apreciables, se considerará como estado límite a un desplazamiento vertical, medido después de colocar los elementos no estructurales, igual al claro de la trabe entre 480 más 3 mm. Para elementos en voladizo los límites anteriores se duplicarán.

b) Un desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles sucesivos de la estructura, igual a la altura del entrepiso dividido entre 500 , para edificaciones en las cuales se hayan unido los elementos no estructurales capaces de sufrir daños bajo pequeños desplazamientos; en otros casos, el límite será igual a la altura del entrepiso dividido entre 250 . Para diseño sísmico o por viento se observará lo dispuesto en las Normas correspondientes.

VI.3.2 Vibraciones

Las amplitudes tolerables de los desplazamientos debidos a vibraciones no podrán exceder los valores establecidos anteriormente. Además, deberán imponerse límites a las amplitudes máximas de las vibraciones, de acuerdo con su frecuencia, de manera de evitar condiciones que afecten seriamente la comodidad de los ocupantes o que puedan causar daños a equipo sensible a las excitaciones citadas.

CAPITULO VII. Ejemplo de Aplicación

VII.1 Ubicación y Características del Edificio Alto a Diseñar

Para la demostración de lo antes descrito en los capítulos anteriores, se hará uso de un edificio que se proyectó en el estado de Baja California Norte en el año 2008, ubicado en el municipio de Ensenada en la carretera de Ensenada-Tijuana y que fue creado con destino final de hotelería, y que por razones particulares no se expone el nombre del edificio. El edificio consta de 23 niveles a nivel de banqueta y 2 niveles inferiores destinados a estacionamiento, lo cual crea una cimentación de tipo cajón; la particularidad del edificio es que en su base se encuentra unida toda su sección y conforme crece su altura se separa en dos torres independientes lo que hace que este proyecto sea un buen ejemplo para la demostración del empleo de los concretos de alta resistencia en la construcción de edificios altos tipo torre.

El edificio fue diseñado con columnas coladas en sitio con concretos de resistencia normal, lo que origina que estas columnas fueran muy anchas en sus puntos principales para la bajada de cargas, y las trabes propuestas tuvieron que ser del tipo prefabricado, en los primeros niveles del edificio se colocaron muros de concreto de secciones muy robustas para disminuir los desplazamientos provocados por las acciones accidentales de diseño. Por lo cual este será un excelente caso para realizar y definir el diseño del mismo edificio proponiendo nuevas secciones para los elementos estructurales como columnas, muros y trabes empleando las características que se vieron en el capítulo 2 sobre el Concreto de Alta Resistencia, se cuidará que se cumplan con los lineamientos establecidos por los Reglamentos de la Región y que se cuiden de no sobrepasar los Estados Límites de Servicio para tales construcciones.

De los estudios de mecánica de suelos se obtuvo que la capa dura está a 10 m de profundidad y que los estratos están compuestos principalmente por arenas, por lo que estamos hablando de un suelo con comportamiento friccionante. El diseño del edificio partirá de un modelo en el cual se propone la losa de cimentación del edificio a 3.7 m de distancia de la roca maciza, por lo que debemos realizar la obtención del espectro del sitio y luego llevarla a la base de la estructura. Para la modelación del edificio se utilizará el programa de análisis y diseño estructural ETABS V9.60 el cual fue descrito en el capítulo anterior, y se utilizarán los Manuales de Diseño de Obras Civiles de la CFE para Diseño por Sismo y Viento edición 2008, así también me apoyaré en el Reglamento de Construcciones de Tijuana y para el diseño de algunos elementos como vigas y columnas y la losa, utilizaré las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del RCDF-2004.

A continuacion se ilustra el edificio por medio de cortes para tener idea de este.

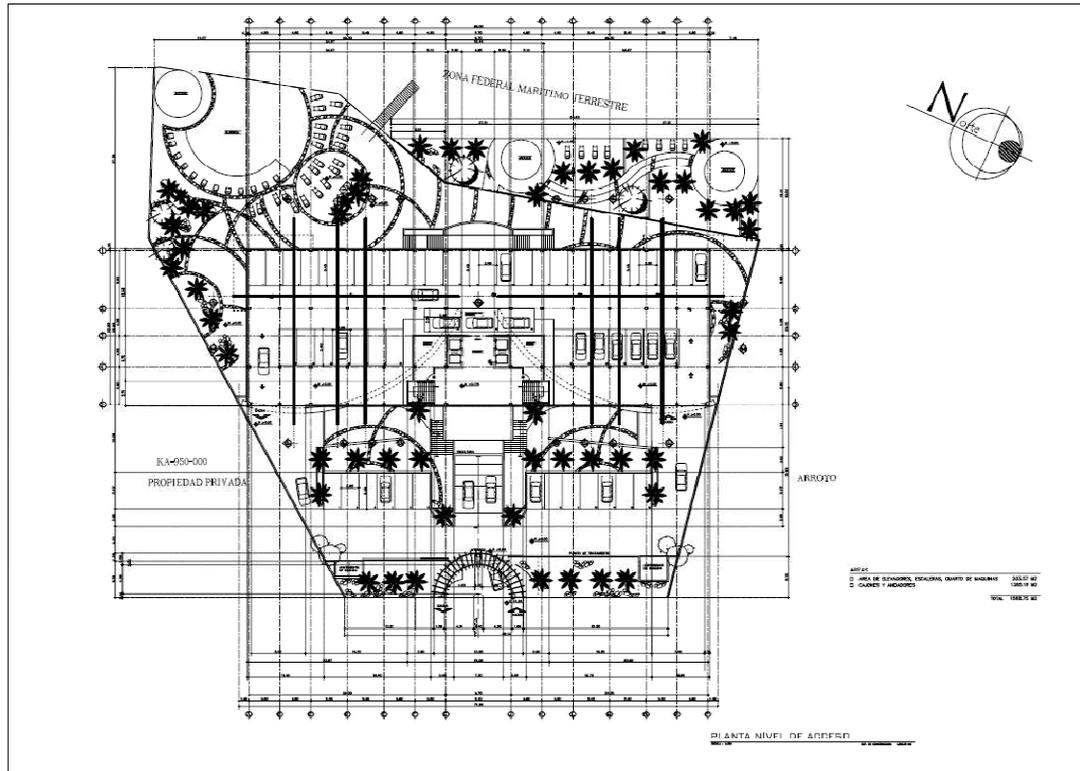


Fig 45.- Corte en planta del Nivel de Acceso al Edificio

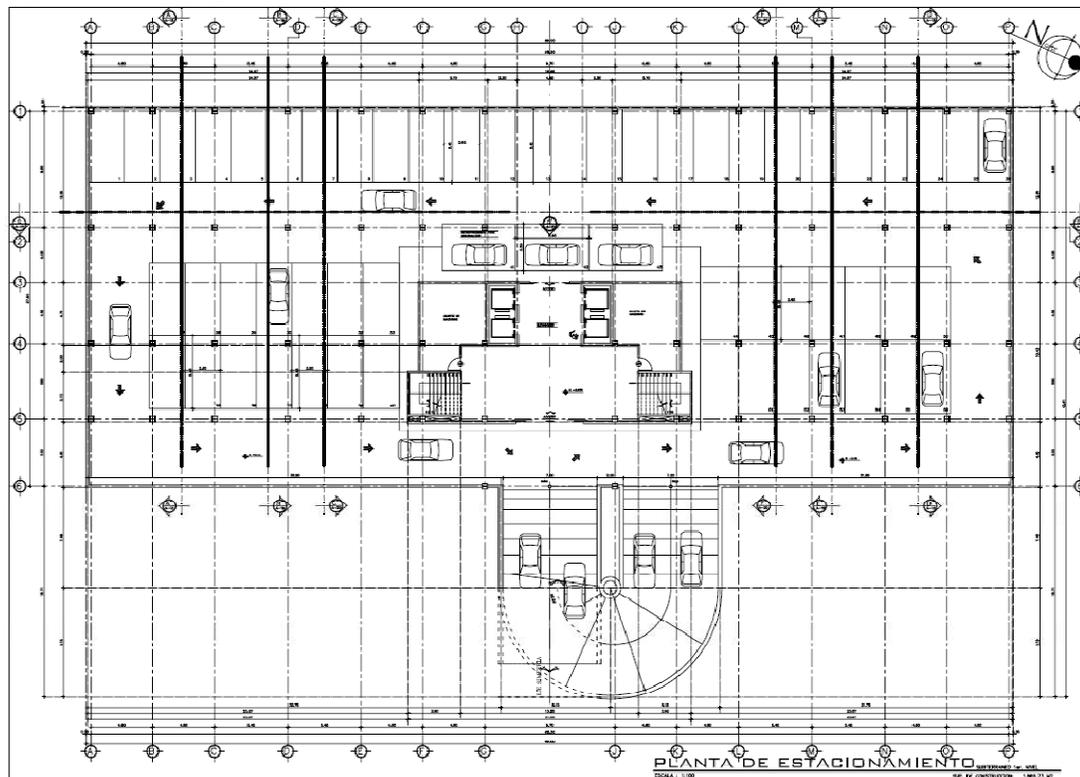


Fig 46.- Corte en planta del Nivel de Estacionamiento.

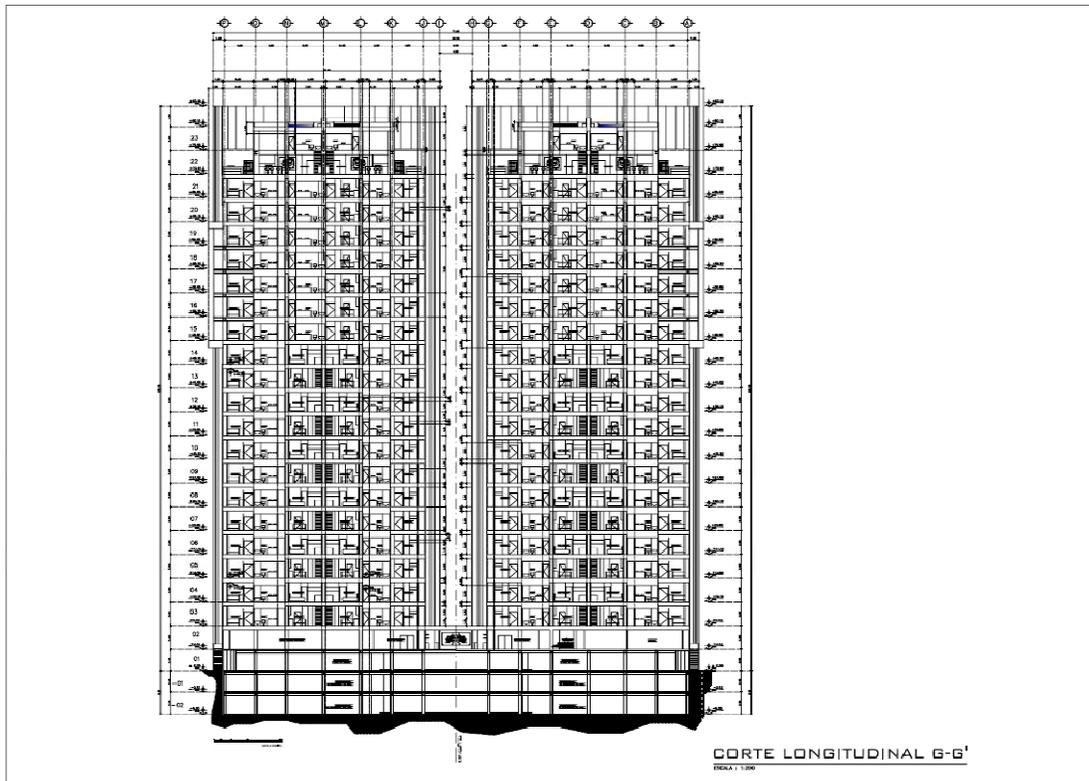


Fig 49.- Corte en Longitudinal del edificio Eje G-G'

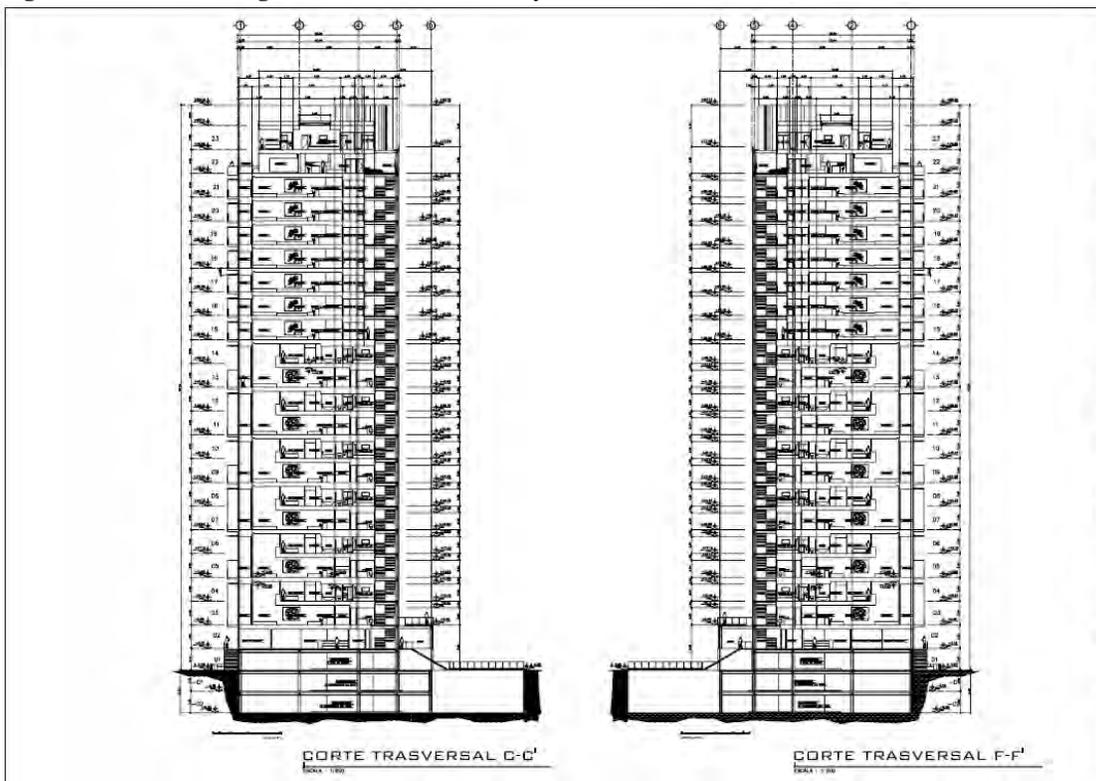


Fig 50.- Cortes Transversales del Edificio C-C'y F-F'

VII.1.1 Elaboración y Cálculo del Espectro de Diseño Reducido para el Edificio, empleando los criterios indicados por el Manual de Obras Civiles de la CFE para el Diseño por Sismo 2008

De acuerdo a su destino, la estructura pertenece al Grupo B.

De acuerdo a su estructuración, la estructura pertenece al Tipo 1.

1.- determinacion de la aceleracion maxima en roca, localizando el sitio en el programa de computo PRODISIS e indicando la importancia estructural.

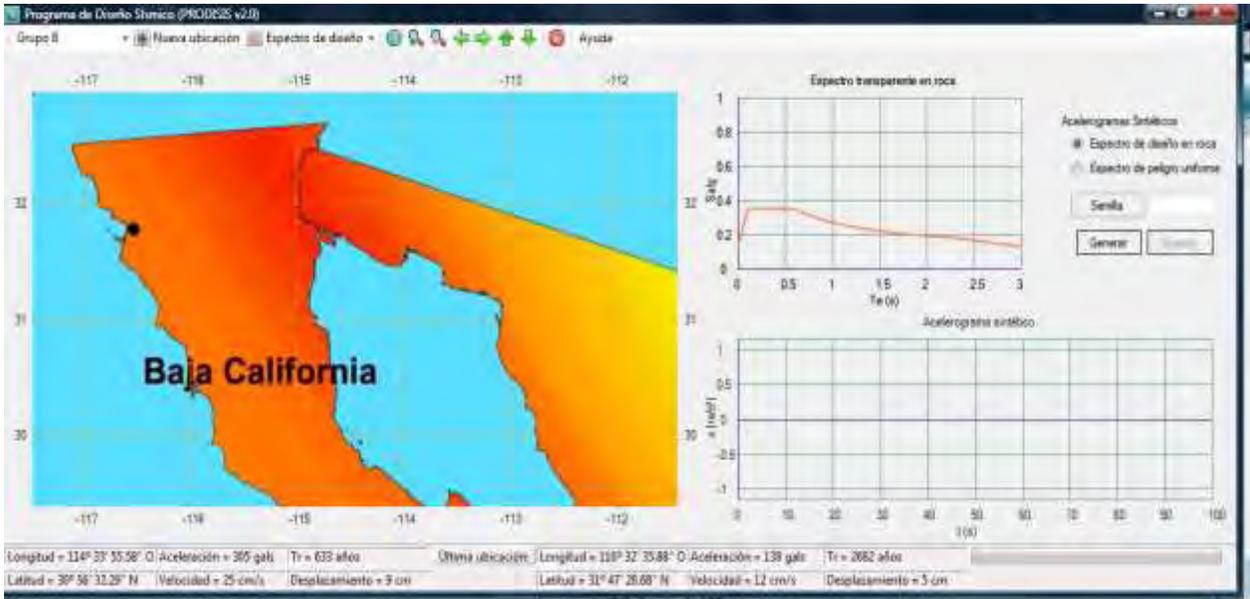


Fig 51.- Ubicación de la zona donde esta ubicado el edificio, programa Prodisis de la CFE.

a) Determinación de la aceleración en Roca de acuerdo al Programa Prodisis

T(seg)	a
0	0.141
0.1	0.354
0.2	0.354
0.3	0.354
0.4	0.354
0.5	0.354
0.6	0.354
0.7	0.327
0.8	0.306
0.9	0.289

T (seg)	a
1	0.274
1.1	0.261
1.2	0.250
1.3	0.240
1.4	0.232
1.5	0.224
1.6	0.217
1.7	0.210
1.8	0.204
1.9	0.199
2	0.194

Tabla 5.- Datos del Espectro de Peligro en Roca obtenido con el Programa Prodisis.

2.- Obtencion del Factor de Distancia Relativa a las Fuentes Sismicas

El factor de distancia se obtiene aplicando la siguiente ecuacion

$$F_d = \frac{a_0^r}{a_{ref}}; \quad F_d \leq 1 \quad (\text{ec. 44})$$

donde

a_0^r es la aceleración máxima en terreno rocoso, es el primer dato de salida en la tabla anterior dada por el programa Prodisis.

a_{ref} es una aceleración de referencia igual a 400 cm/s²

Se tiene entonces que

$$F_d = \frac{141.4}{400} = 0.3535$$

$$F_d = 0.3535$$

3.- Se calcula el Periodo Dominante del Terreno y Velocidad de Propagación de las Ondas de Corte del Terreno de Cimentación

Estrato	h(m)	Vs (m/s)	γs (ton/m ³)
1	1.5	350	1.75
2	2.2	300	1.65
3	2.3	400	1.8
4	1.5	365	1.72
5	2.5	430	1.84

Tabla 6.- Estratos de Suelo del Sitio de Desplante de la Estructura obtenidos por Estudios de Mecanica de Suelos.

Determinacion del periodo del terreno T_s , el cual se calcula con la siguiente ecuacion (45):

$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left(\sum_{n=1}^N \frac{h_n}{G_n} \right) \left(\sum_{n=1}^N \gamma_n h_n (w_n^2 + w_n w_{n-1} + w_{n-1}^2) \right)} \quad (\text{ec. 45})$$

Donde

T_s es el periodo dominante del estrato equivalente

H_s es el espesor total de estrato del terreno

v_s es la velocidad efectiva de propagacion de ondas de corte en el estrato

donde

γ_n es el peso volumetrico del n-ésimo estrato

G_n es el modulo de rigidez en cortante del n-ésimo estrato, igual a $\gamma_n v_s^2/g$

h_n es el espesor del n-esimo estrato

N es el numero de estratos

$W_0=0$ en la roca basal

$W_N = 1$ en el estrato superficial

$$W_n = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{\gamma_i v_i^2}}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{\gamma_i v_i^2}} \text{ en los estratos intermedios}$$

V_i es la velocidad de propagacion de ondas de corte en el i-ésimo estrato

Aplicando las ecuaciones anteriores se obtuvo que el Periodo Dominante del Suelo es:

$$T_s = 0.10333 \text{ seg}$$

Y la velocidad de propagacion de ondas es

$$V_s = \frac{4H}{T_s} = \frac{4 * 10m}{0.10333 \text{seg}} = 387.22 \text{ m/seg}$$

Y el peso volumetrico equivalente es un promedio ponderado de los pesos volumetricos por el espesor de cada estrato, lo que resulto de 1.758 ton/m³.

La impedancia mecanica se determina como:

$$p_s = \frac{\gamma_s V_s}{\gamma_0 V_0} = \frac{1.758 * 387.22}{1.84 * 700} = 0.5285$$

4.- Se obtiene los factores de comportamiento lineal, estos son el factor de sitio y el factor de respuesta.

El factor de sitio F_s se obtiene de la interpolacion de la tabla siguiente:

	f _{sd}							
	0.000	0.050	0.100	0.200	0.500	1.000	2.000	3.000
1.000	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.625	1.00	1.08	1.23	1.12	1.00	1.00	1.00	1.00
0.250	1.00	1.18	1.98	1.60	1.40	1.12	1.00	1.00
0.125	1.00	1.20	2.64	2.01	1.69	1.32	1.00	1.00
0.000	1.00	1.22	4.51	3.17	2.38	1.75	1.19	1.00

Tabla 7.- Factores del Sitio, Manual de Obras Civiles de la CFE 2008.

$$f_{sd} = T_s (F_d)^{1/2} = 0.10333 * 0.3535^{1/2} = 0.06144$$

Siendo $F_{i,j}=1.18$, $F_{i,j+1}=1.98$, $F_{i+1,j}=1.08$ y $F_{i+1,j+1}=1.23$

Para ello se hara la siguiente operación para obtener f_{sd}

$$Y = p_s = 0.5285 \quad X = f_{sd} = 0.06144$$

$$dx = \frac{0.06144 - 0.05}{0.10 - 0.50} = 0.2288$$

$$dy = \frac{0.5285 - 0.250}{0.625 - 0.250} = 0.7427$$

Entonces se tiene como resultado que el Factor de Sitio resulta

$$F_s = 1.18 * (1 - 0.2288) * (1 - 0.7427) + 1.23 * (0.2288 * 0.7427) + 1.98 * 0.2288 * (1 - 0.7427) + 1.08 * (1 - 0.2288) * 0.7427 =$$

$$F_s = 1.1783$$

Obtencion del Factor de Respuesta F_r , a traves de la tabla siguiente:

	T_s						
		0.000	0.050	0.100	0.200	0.500	1.000
P_s	1.000	2.50	2.50	2.5	2.50	2.50	2.50
	0.625	2.50	3.80	3.74	3.57	3.26	2.81
	0.250	2.50	4.36	4.41	4.27	3.45	2.85
	0.125	2.50	4.74	4.91	4.90	3.70	3.06
	0.000	2.50	5.27	5.66	6.02	4.81	4.05

Tabla 8.- Factores de Respuesta, Manual de Obras Civiles de la CFE 2008.

Los valores para utilizar la tabla anterior son $Y = p_s = 0.5285$ $X = T_s = 0.10333$

Siendo $F_{i,j} = 4.41$, $F_{i,j+1} = 4.27$, $F_{i+1,j} = 3.74$ y $F_{i+1,j+1} = 3.57$

Para ello se hara la siguiente operación para obtener f_{sd}

$$dx = \frac{0.1033 - 0.10}{0.20 - 0.10} = 0.033$$

$$dy = \frac{0.5285 - 0.25}{0.625 - 0.25} = 0.74267$$

Entonces se tiene como resultado que el Factor de Sitio resulta

$$F_r = 4.41 * (1 - 0.033) * (1 - 0.74267) + 3.57 * (0.033 * 0.74267) + 4.27 * 0.033 * (1 - 0.74267) + 3.74 * (1 - 0.033) * 0.74267 =$$

$$F_r = 3.9071$$

4.- Se obtiene los factores de comportamiento no lineal, estos son el factor No Lineal y factor de Velocidad

Obtencion de F'_{nl} , que se obtiene con la siguiente tabla:

Ps	Fd							
	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.75	1.00
1.000	1.00	0.97	0.93	0.90	0.86	0.83	0.75	0.71
0.625	1.00	0.95	0.91	0.89	0.85	0.82	0.71	0.68
0.250	1.00	0.93	0.87	0.82	0.77	0.73	0.63	0.56
0.125	1.00	0.92	0.84	0.75	0.67	0.64	0.58	0.53
0.000	1.00	0.90	0.78	0.66	0.58	0.54	0.53	0.50

Tabla 9.- Factor No Lineal, Manual de Obras Civiles de la CFE 2008.

$$X = F_d = 0.3535, Y = p_s = 0.5285$$

Siendo $F_{i,j} = 0.82$, $F_{i,j+1} = 0.77$, $F_{i+1,j} = 0.89$ y $F_{i+1,j+1} = 0.85$

$$dx = \frac{0.3535 - 0.30}{0.40 - 0.30} = 0.535$$

$$dy = \frac{0.5285 - 0.25}{0.625 - 0.25} = 0.74267$$

Con estos valores, se obtiene entonces F'_{nl}

$$F'_{nl} = 0.82 * (1 - 0.535)(1 - 0.74267) + (0.85 * 0.535 * 0.74267) + (0.77 * 0.535(1 - 0.74267)) + 0.89 * (1 - 0.535) * 0.74267 =$$

$$F'_{nl} = 0.8492$$

Por tanto el F_{nl} se calcula con la siguiente ecuacion

$$F_{nl} = 1 - (1 - F'_{nl}) \frac{T_s}{T_{ref}} = 1 - (1 - 0.8492) \frac{0.10333}{1.5} = 0.9897$$

Determinacion del Factor de Velocidad F_v , que se obtiene interpolando la siguiente tabla 10 con los valores utilizados anterioremente, se tiene entonces.

Ps	Fd							
	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.75	1.00

	1.000	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.95	0.95
	0.625	1.00	0.98	0.97	0.93	0.90	0.89	0.89	0.89
	0.250	1.00	0.97	0.93	0.86	0.81	0.79	0.79	0.79
	0.125	1.00	0.97	0.92	0.85	0.80	0.78	0.78	0.78
	0.000	1.00	0.97	0.92	0.85	0.80	0.78	0.78	0.78

Tabla 10.- Factor de Velocidad, Manual de Obras Civiles de la CFE 2008.

$$X= F_d = 0.3535, Y= p_s = 0.5285$$

Siendo $F_{i,j}=0.86$, $F_{i,j+1}=0.81$, $F_{i+1,j}=0.93$ y $F_{i+1,j+1}=0.90$

$$dx = \frac{0.3535 - 0.30}{0.40 - 0.30} = 0.535$$

$$dy = \frac{0.5285 - 0.25}{0.625 - 0.25} = 0.74267$$

Con estos valores, se obtiene entonces F'_v

$$F'_v = 0.86 * (1 - 0.535) * (1 - 0.74267) + (0.90 * 0.535 * 0.74267) + (0.81 * 0.535 * (1 - 0.74267)) + 0.93 * (1 - 0.535) * 0.74267 =$$

$$F'_v = 0.8932$$

Por tanto el F_v se calcula con la siguiente ecuacion

$$F_v = 1 - (1 - F'_v) \frac{T_s}{T_{ref}} = 1 - (1 - 0.8932) \frac{0.10333}{1.5} = 0.998$$

$$F_v = 0.9926$$

6.- Se calcula la aceleracion maxima en el suelo con la aceleracion maxima en roca, el factor de sitio y el factor no lineal.

Aceleracion Maxima del Terreno a_0

$$a_0 = \frac{F_s F_{nl} a_0^r}{981} = \frac{1.1783 * 0.9897 * 141.4}{981} = 0.168$$

7.- Se calcula el coeficiente sismico con la aceleracion maxima del suelo y el factor de respuesta.

$$c = F_r a_0 = 3.9071 * 0.168 = 0.6567$$

8.- Se determinaran los limites de la meseta espectral con el periodo dominante del terreno y el facto de velocidad

Periodos caracteristicos del espectro T_a y T_b

$$T_a = 0.35T'_s = 0.35 * 0.104 = 0.0364 \quad T_a \geq 0.1seg \quad \therefore \quad T_a = 0.1seg$$

$$T_b = 1.20T'_s = 1.20 * 0.104 = 0.1248 \quad T_b \geq 0.6seg \quad \therefore \quad T_b = 0.6seg$$

$$T'_s = \frac{T_s}{F_v} = \frac{0.10333}{0.9926} = 0.104 \text{ seg}$$

$$T_c = \begin{cases} 2s & \text{si } T_b < 2s \text{ es el periodo de inicio de la rama descendiente en que los desplazamientos} \\ T_b & \text{si } T_b \geq 2s \text{ espectrales tienden correctamente al desplazamiento del terreno} \end{cases}$$

$$T_c = 2 \text{ seg}$$

9.- Calculo del factor de amortiguamiento β y del parametro k

$$\beta = \left(\frac{0.05}{\xi_e} \right)^\lambda = \left(\frac{0.05}{0.05} \right)^{0.45} = 1$$

Caida de la rama espectral descendiente “k”

$$\text{Donde } k = \begin{cases} \min\{1.5, 2 - T_s\} & \text{si } T_s \leq 1.65\text{seg} \\ \max\{0.35, \beta/F_r\} & \text{si } T_s > 1.65\text{seg} \end{cases}$$

por consiguiente se obtiene que $k = \{1.5, 1.897\}$

10.- Calculo de las ordenadas del espectro de aceleracion para diseño sismico $S_a(T_e)/g$, expresadas como fraccion de gravedad y en funcion del periodo estructural, que adquieren la siguiente ecuacion 46 en forma parametrica.

$$a = \frac{S_a(T_e)}{g} = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T_e}{T_a} & \text{si } T_e < T_a \\ \beta c & \text{si } T_a \leq T_e < T_b \\ \beta c \left(\frac{T_b}{T_e} \right)^r & \text{si } T_b \leq T_e < T_c \\ \beta c \left(\frac{T_b}{T_e} \right)^r \left[k + (1-k) \left(\frac{T_c}{T_e} \right)^2 \right] \left(\frac{T_c}{T_e} \right)^2 & \text{si } T_e \geq T_b \end{cases} \quad (\text{ec. 46})$$

Donde

a es la aceleracion espectral normalizada con la aceleracion de la gravedad

T_e es el periodo estructural

T_a es el limite inferior de la meseta del espectro de diseño

T_b es el limite superior de la meseta del espectro de diseño
 T_c es el periodo de inicio de la rama descendiente
 r es el parametro que controla la caída de las ordenadas espectrales para $T_b \leq T_e < T_c$, y es igual a T_s , pero no será menor que 0.5 ni mayor que 1.
 K es el parámetro que controla la caída de las ordenadas espectrales para $T_e \geq T_c$
 β es el factor de amortiguamientos

De esta manera obtenemos que el espectro de Diseño para este sitio es el siguiente:

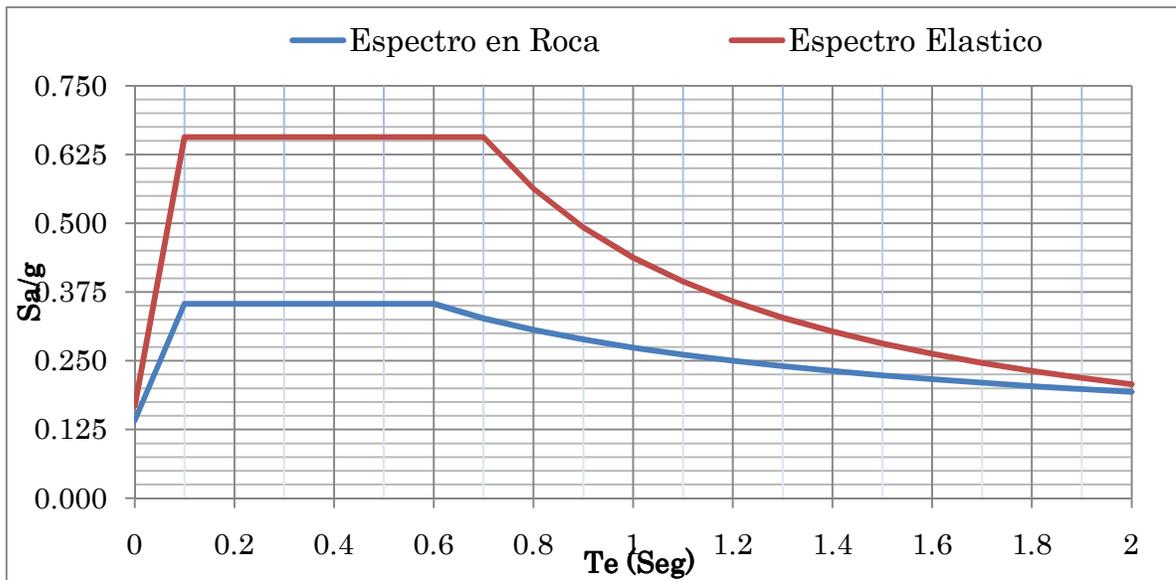


Fig. 52.-. Espectro Sismico en Roca del Sitio y Espectro de Diseño

11.- Reduccion del Espectro Sismico de Acuerdo a la Ductilidad, Redundancia o Sobrerresistencia, Estructuracion y Regularidad

Factor Reductor por Ductilidad Q'

Para fines de diseño, es estado limite de colapso, se tendra en cuenta el comportamiento inelastico de la estructura, aunque sea de manera aproximada. Para ello se dividiran por el factor de reduccion por ductilidad Q' a fin de obtener fuerzas sismicas reducidas, y se obtiene empleando la siguiente ecuacion 47.

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q + 1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T_c}{T_b}}; & \text{si } T_e \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}}; & \text{si } T_e > T_b \end{cases} \quad (\text{ec. 47})$$

Donde

Q es el factor de comportamiento sismico para el tipo de estructura

β es el factor de amortiguamiento (ya calculado antes)

T_e es el periodo estructural

T_b es el limite superior de la meseta del espectro de diseño

K es el parámetro que controla la caída de las ordenadas espectrales para $T_e \geq T_c$

p es un factor empleado para definir la variacion del espectro en la rama descendente

$$p = k + (1 - k) \left(\frac{T_b}{T_e} \right)^2 = 1.5 + (1 - 1.5) \left(\frac{0.6}{1.60} \right)^2 = 1.43$$

$$Q' = 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}} = 1 + (2 - 1) \sqrt{\frac{1 * 1.43}{1.5}} = 1.97$$

Reduccion por sobrerresistencia $R_0=2$

Factor de Redundancia $\rho = 1.25$

Factor para Corrección de Irregularidad $\alpha = 0.8$

Se procede entonces a obtener las ordenadas a' para el espectro de Diseño Reducido y también se obtiene su gráfica. $a' = \frac{a(\beta)}{Q'R\rho}$

	Prodisis	Elástico	Reducido		Prodisis	Elástico	Reducido
T (seg)	a	a/g	a/(Q'Rρ)	T (seg)	a	a/g	a/(Q'Rρ)
0	0.141	0.168	0.067	1	0.274	0.438	0.108
0.1	0.354	0.657	0.247	1.1	0.261	0.394	0.093
0.2	0.354	0.657	0.234	1.2	0.250	0.358	0.082
0.3	0.354	0.657	0.221	1.3	0.240	0.328	0.073
0.4	0.354	0.657	0.210	1.4	0.232	0.303	0.065
0.5	0.354	0.657	0.200	1.5	0.224	0.281	0.058
0.6	0.354	0.657	0.191	1.6	0.217	0.263	0.053
0.7	0.327	0.657	0.183	1.7	0.210	0.246	0.048
0.8	0.306	0.563	0.150	1.8	0.204	0.232	0.044
0.9	0.289	0.493	0.126	1.9	0.199	0.219	0.040
				2	0.194	0.207	0.037

Tabla 11.- Datos del Espectro de Diseño Reducido

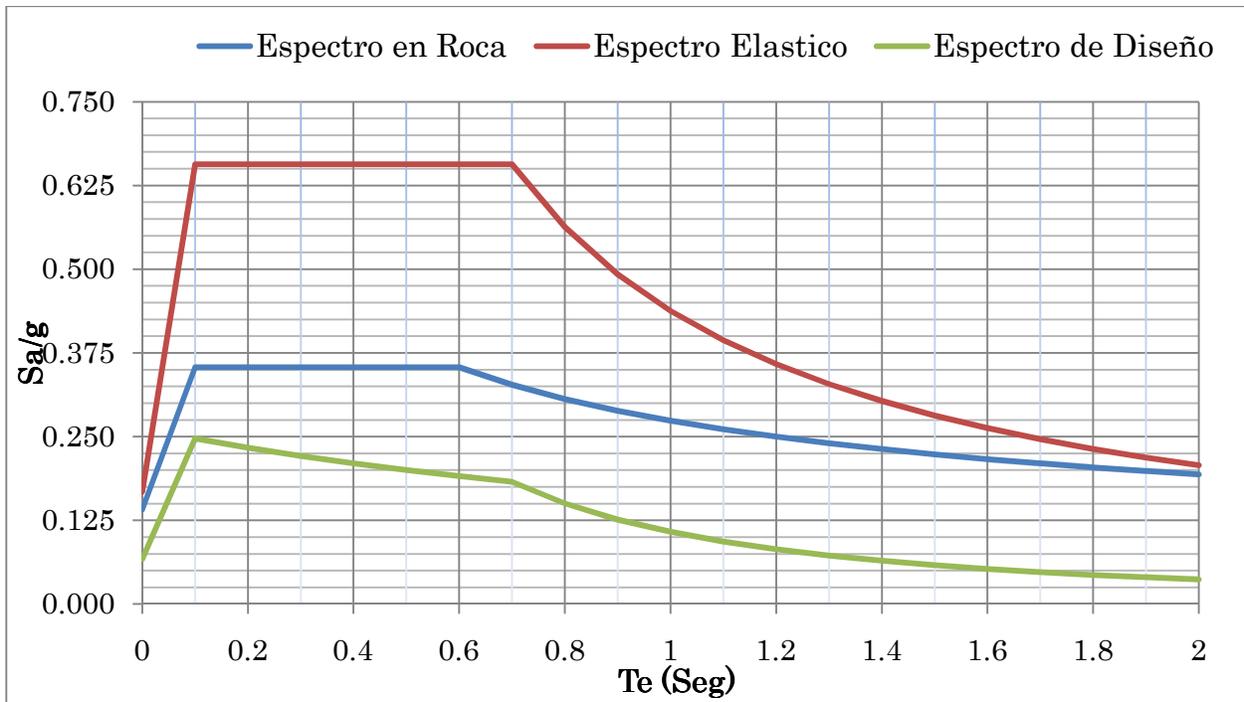


Fig. 53.- Espectro en Roca, Diseño y Reducido

El espectro de diseño obtenido será introducido como dato en la modelación del edificio y por este medio se obtendrán las fuerzas sísmicas que actúan en la estructura. Con ellas se efectuará la revisión del cortante en la base y se comparará con la fuerza cortante que producirá la acción del viento sobre la torre.

VII.1.2 Analisis Dinamico para hallar las Fuerzas de Diseño por Viento de acuerdo al Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE en el Tomo de Diseño por Viento

Se tienen como principales datos de la Estructura los siguientes

$$h = 80.15 \text{ m} \quad b = 68.3 \text{ m} \quad d = 22.91 \text{ m}$$

Clasificación de la Estructura

Según su Importancia : Grupo B

Según su Respuesta ante el Viento: Tipo 2

$$T_n = 1.60 \text{ seg} \quad f_n = 0.625 \text{ Hertz}$$

Algoritmo que marca el manual de CFE para el diseño por Viento

1.- Determinación de la velocidad Regional de acuerdo a los Mapas de Isotacas para $Q=5$, para la Ciudad de Tijuana

$$V_R = 130 \text{ Km/h}$$

2.- Determinacion de la Velocidad Media, V_D

$$V_D = \frac{F_T F'_{rz} V_R}{3.6} \quad (\text{ec. 48})$$

En donde

V_R es la velocidad regional de ráfaga en Km/h

F_R es el factor de topografía del sitio

F'_{rz} el factor de exposición de la velocidad media

Determinacion de la Velocidad Basica de Diseño V_D y de la Presion Dinamica en la Base, q_z

2.1.- Factor de Topografia Local, F_T

Sitios	Ejemplo de Topografia Local	F_T
Normales	Terreno Practicamente plano: campo abierto, ausencia de cambios topograficos importantes.	1

Tabla 12.- del tipo de topografia y su constante F_T

2.2.- Calculo del Factor de Exposicion para la Velocidad Media, F'_{rz}

$$F'_{rz} = 0.702 \bar{b} \quad \text{Si } Z \leq 10 \text{ m}$$

$$F'_{rz} = 0.702 \bar{b} \left(\frac{z}{10} \right)^{\alpha'} \quad \text{Si } 10 \text{ m} < Z \leq 200 \text{ m} \quad (\text{ec. 49})$$

Donde

Z es la altura medida a partir del nivel medio del terreno, en m

\bar{b} es un coeficiente, adimensional que se obtiene en la tabla 13

α' es el exponente, adimensional de la variación de la velocidad con la altura, para cada categoría de rugosidad de terreno.

Categoría del Terreno	Descripción	\bar{b}	α'
1	Terreno abierto, practicamente plano, sin obstrucciones y superficies de agua.	1.17	0.12

Tabla 13.- Valores de las constantes para categoría del terreno

$$F'_{rz} = 0.702 * 1.17 \left(\frac{80.15}{10} \right)^{0.12} = 1.05436$$

$$F'_{rz} = 1.05436$$

Se procede entonces a calcular la Velocidad Media V_D

$$V'_D = \frac{F_T F'_{rz} V_R}{3.6}$$

$$V'_D = \frac{1 * 1.05436 * 130 \text{ km/h}}{3.6} = 38.074 \text{ m/seg}$$

$$V'_D = 38.074 \text{ m/seg}$$

Nivel	Z (m)	F'rz	V'diseño (m/s)
Z24	80.15	1.0544	38.074
Z23	76.65	1.0487	37.871
Z22	73.15	1.0429	37.659
Z21	69.65	1.0367	37.438
Z20	66.15	1.0304	37.207
Z19	62.65	1.0237	36.965
Z18	59.15	1.0166	36.711
Z17	55.65	1.0092	36.443
Z16	52.15	1.0014	36.160
Z15	48.65	0.9931	35.860
Z14	45.15	0.9842	35.540
Z13	41.65	0.9747	35.198
Z12	38.15	0.9645	34.829
Z11	34.65	0.9534	34.429
Z10	31.15	0.9413	33.992
Z9	27.65	0.9280	33.509
Z8	24.15	0.9130	32.970
Z7	20.65	0.8960	32.356
Z6	17.15	0.8763	31.643
Z5	13.65	0.8526	30.788
Z4	10.15	0.8228	29.713
Z3	6.65	0.8213	29.660
Z2	3.15	0.8213	29.660
Z1	0	0.8213	29.660

Tabla 14. Velocidades de diseño para el edificio en los diferentes niveles.

3.- Calculo de la Presion Actuante sobre la Estructura

La presion actuante sobre la estructura, p_z , en Pa, se obtiene con la ecuacion

$$p_z = C_p q_z \quad (\text{ec. 50})$$

donde

C_p es el coeficiente de presion adimensional, según la forma de la estructura

q_z la presión dinámica de base, en Pa, a una altura "Z" sobre el nivel del terreno.

Coefficientes C_p para construcciones cerradas

Pared o Muro	C_p
Barlovento	0.8
Sotavento	-0.5
Muros Laterales	-0.7
Techo Plano	-0.7

Ecuación para el cálculo de la presión dinámica de base, q_z , expresada en Pa

$$q_z = 0.047GV_D^2 \quad \text{en Pa} \quad \text{o} \quad q_z = 0.0048GV_D^2 \quad \text{en Kg/m}^2 \quad (\text{ec. } 51)$$

Donde

V_D^2 es la velocidad básica de diseño

G es el factor de corrección por temperatura y por altura a nivel del mar.

$$G = \frac{0.392\Omega}{273 + \tau} \quad (\text{ec. } 52)$$

Donde

Ω es la presión barométrica, en mm de Hg y τ la temperatura ambiental en Celsius

Para Tijuana se tiene la siguiente información:

Ω	760 mm de Hg
T (tao)	18 Celsius
G	1.0238

4.- Cálculo del Factor de Amplificación Dinámica para Estructuras Prismáticas

$$F_{AD} = \frac{1 + 2k_p I_v(Z_s) \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7I_v(Z_s)} \quad (\text{ec. } 53)$$

Donde

Z_s es la altura definida por $0.6H$, H altura del edificio desde nivel de terreno

$I_v(Z_s)$ es el índice de Turbulencia, evaluado a la altura Z_s

B^2 el factor de respuesta de fondo

R^2 el factor de respuesta en resonancia

k_p el factor pico

Calculo del factor de turbulencia $I_v(Z_s)$

$$I_v(Z_s) = \bar{d} \left(\frac{Z_s}{10} \right)^{-\alpha} \quad Z_{\min} \leq Z_s < Z_{\max} \quad (\text{ec. 54})$$

Categoría del Terreno	\bar{d}	Z_0 (m)	Z_{\min} (m)	$\bar{\alpha}$
1	0.15	0.01	1	0.44

Tabla 15.- Valores de las Constantes para cálculos del índice de turbulencia

$$I_v(Z_s) = 0.15 \left(\frac{0.6 * 80.15}{10} \right)^{-0.12} = 0.124235$$

Calculo de B^2 y R^2 , que toman en cuenta la falta de correlación de la presión en las superficies de la estructura y el efecto de la turbulencia local del viento en resonancia con el modo de vibración de la estructura respectivamente.

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0.90 \left[\frac{b + h}{L(Z_s)} \right]^{0.63}} \quad (\text{ec. 55})$$

$$L(Z_s) = 300 \left(\frac{Z_s}{200} \right)^{\bar{\alpha}} \quad \text{para } Z_s \geq Z_{\min} \quad (\text{ec. 56})$$

$$L(Z_s) = 300 \left(\frac{0.6 * 80.15}{200} \right)^{0.44} = 160.24 \text{ ms}$$

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0.90 \left[\frac{68.3 + 80.15}{160.24} \right]^{0.63}} = 0.5383$$

Calculo de la Respuesta en Resonancia, R^2

$$R^2 = \frac{\pi}{4\xi_{T,X}} S_L(Z_L, n_{1,X}) R_h(\eta_h) R_b(\eta_b) \quad (\text{ec. 57})$$

Donde

$S_L(Z_L, n_{1,X})$ es la densidad de potencia del viento

$n_{1,X}$ frecuencia natural de la estructura en dirección del viento, en HZ

$R_h(\eta_h) R_b(\eta_b)$ las funciones de admitancia aerodinámica

$\xi_{T,X}$ la relación de amortiguamiento total, para este caso se tomara = 0.015

Calculo de la densidad de potencia del viento

$$S_L(Z_L, n_{1,x}) = \frac{6.8 \left(\frac{\eta_{1,x} L(Z_S)}{V_D'(Z_S)} \right)}{\left[1 + 10.2 \left(\frac{\eta_{1,x} L(Z_S)}{V_D'(Z_S)} \right) \right]^{5/3}} = \frac{6.8 * \left(\frac{0.625 * 160.24}{38.0743} \right)}{\left[1 + 10.2 \left(\frac{0.625 * 160.24}{38.0743} \right) \right]^{5/3}} = 0.06999$$

Calculo de R_h y R_b , que consideran las fluctuaciones de la velocidad que ocurren simultáneamente sobre las superficies de barlovento y sotavento.

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2\eta_h^2} (1 - e^{-2\eta_h}) \quad (\text{ec. 58})$$

$$\text{donde : } \eta_h = \frac{4.6hn_{1,x}}{V_D'(Z_S)} = \frac{4.6 * 80.15 * 0.625}{38.0743} = 6.0521$$

$$R_h = \frac{1}{6.0521} - \frac{1}{2 * 6.0521^2} (1 - e^{-2 * 6.0521}) = 0.151580$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2\eta_b^2} (1 - e^{-2\eta_b}) \quad (\text{ec. 59})$$

$$\text{donde : } \eta_b = \frac{4.6bn_{1,x}}{V_D'(Z_S)} = \frac{4.6 * 68.3 * 0.625}{38.0743} = 5.157$$

$$R_b = \frac{1}{5.157} - \frac{1}{2 * 5.157^2} (1 - e^{-2 * 5.157}) = 0.1751$$

$$R^2 = \frac{\pi}{4 * 0.015} * 0.06999 * 0.15158 * 0.1751 = 0.09725$$

Calculo del factor pico, k_p

$$k_p = \sqrt{2 \ln((vT))} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \ln((vT))}} \geq 3 \quad (\text{ec. 60})$$

Donde T, es un intervalo de tiempo igual a 600 seg.

$$v = \eta_{1,x} \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} \geq 0.08$$

$$v = 0.625 \sqrt{\frac{0.09725}{0.5383 + 0.09725}} = 0.2445$$

$$k_p = \sqrt{2 \ln(0.2445 * 600)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \ln(0.2445 * 600)}} = 3.3486$$

$$k_p = 3.3486$$

Calculo del Factor de Amplificacion Dinamica, F_{AD}

$$F_{AD} = \frac{1 + 2k_p I_v(Z_S) \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7I_v(Z_S)}$$

$$F_{AD} = \frac{1 + 2(3.3486 * 0.124235) \sqrt{0.5383 + 0.09725}}{1 + (7 * 0.124235)} = 0.8896$$

Calculo del Fuerzas Dinamica Equivalente, F_{eq}

$$F_{eq}(Z) = p_z A_{exp} F_{AD} \tag{ec. 61}$$

Donde

A_{exp} es el area expuesta proyectada perpendicular a la direccion del viento, m^2

P_z es la presion actuante obtenida anteriormente, Pa

F_{ad} es el factor de amplificacion dinamica obtenido anteriormente, adim.

A continuacion se muestran las tablas con resultados obtenidos mediante el analisis por viento del edificio alto.

BARLOVENTO			cp =	0.8	q z		
Nivel	Z (m)	h	Ancho	Área	q z (kg/m2)	Pz (Kg/m2)	F (Ton)
Z24	80.15	1.75	54.26	94.955	92.324594	73.860	6.239
Z23	76.65	3.5	54.25	189.875	91.34052	73.072	12.343
Z22	73.15	3.5	63.46	222.11	90.321678	72.257	14.278
Z21	69.65	3.5	63.46	222.11	89.265086	71.412	14.111
Z20	66.15	3.5	63.46	222.11	88.167337	70.534	13.937
Z19	62.65	3.5	63.46	222.11	87.024516	69.620	13.757
Z18	59.15	3.5	63.46	222.11	85.832092	68.666	13.568
Z17	55.65	3.5	63.46	222.11	84.584775	67.668	13.371
Z16	52.15	3.5	63.46	222.11	83.276333	66.621	13.164
Z15	48.65	3.5	63.46	222.11	81.899348	65.519	12.946
Z14	45.15	3.5	63.46	222.11	80.444882	64.356	12.717
Z13	41.65	3.5	63.46	222.11	78.902027	63.122	12.473
Z12	38.15	3.5	63.46	222.11	77.257251	61.806	12.213
Z11	34.65	3.5	63.46	222.11	75.493461	60.395	11.934
Z10	31.15	3.5	63.46	222.11	73.588592	58.871	11.633
Z9	27.65	3.5	63.46	222.11	71.513394	57.211	11.305
Z8	24.15	3.5	63.46	222.11	69.227823	55.382	10.943
Z7	20.65	3.5	63.46	222.11	66.674747	53.340	10.540
Z6	17.15	3.5	63.46	222.11	63.768169	51.015	10.080
Z5	13.65	3.5	63.46	222.11	60.36878	48.295	9.543

Z4	10.15	3.5	63.46	222.11	56.225381	44.980	8.888
Z3	6.65	3.5	63.46	222.11	56.024832	44.820	8.856
Z2	3.15	3.15	68.3	215.145	56.024832	44.820	8.579
Z1	0	1.575	68.3	107.5725	56.024832	44.820	4.289
						TOTAL =	271.706

Tabla 16.- Resultados en muros de Barlovento

SOTAVENTO			cp =	-0.5			
Nivel	Z (m)	h	Ancho	Área	q z (kg/m ²)	Pz (Kg/m ²)	F (Ton)
Z24	80.15	1.75	54.26	94.955	92.324594	-46.162	-3.900
Z23	76.65	3.5	54.25	189.875	91.34052	-45.670	-7.715
Z22	73.15	3.5	63.46	222.11	90.321678	-45.161	-8.924
Z21	69.65	3.5	63.46	222.11	89.265086	-44.633	-8.819
Z20	66.15	3.5	63.46	222.11	88.167337	-44.084	-8.711
Z19	62.65	3.5	63.46	222.11	87.024516	-43.512	-8.598
Z18	59.15	3.5	63.46	222.11	85.832092	-42.916	-8.480
Z17	55.65	3.5	63.46	222.11	84.584775	-42.292	-8.357
Z16	52.15	3.5	63.46	222.11	83.276333	-41.638	-8.228
Z15	48.65	3.5	63.46	222.11	81.899348	-40.950	-8.092
Z14	45.15	3.5	63.46	222.11	80.444882	-40.222	-7.948
Z13	41.65	3.5	63.46	222.11	78.902027	-39.451	-7.795
Z12	38.15	3.5	63.46	222.11	77.257251	-38.629	-7.633
Z11	34.65	3.5	63.46	222.11	75.493461	-37.747	-7.459
Z10	31.15	3.5	63.46	222.11	73.588592	-36.794	-7.270
Z9	27.65	3.5	63.46	222.11	71.513394	-35.757	-7.065
Z8	24.15	3.5	63.46	222.11	69.227823	-34.614	-6.840
Z7	20.65	3.5	63.46	222.11	66.674747	-33.337	-6.587
Z6	17.15	3.5	63.46	222.11	63.768169	-31.884	-6.300
Z5	13.65	3.5	63.46	222.11	60.36878	-30.184	-5.964
Z4	10.15	3.5	63.46	222.11	56.225381	-28.113	-5.555
Z3	6.65	3.5	63.46	222.11	56.024832	-28.012	-5.535
Z2	3.15	3.15	68.3	215.145	56.024832	-28.012	-5.362
Z1	0	1.575	68.3	107.5725	56.024832	-28.012	-2.681
						TOTAL =	-169.816

Tabla 17.- Resultados obtenidos en muros de Sotavento

MUROS LATERALES				cp =	-0.7		
Nivel	Z (m)	h	Ancho	Área	q z (kg/m ²)	Pz (Kg/m ²)	F (Ton)
Z24	80.15	1.75	17.31	30.2925	92.324594	-64.627	-1.742
Z23	76.65	3.5	17.31	60.585	91.34052	-63.938	-3.446
Z22	73.15	3.5	22.91	80.185	90.321678	-63.225	-4.510
Z21	69.65	3.5	22.91	80.185	89.265086	-62.486	-4.457
Z20	66.15	3.5	22.91	80.185	88.167337	-61.717	-4.403

Z19	62.65	3.5	22.91	80.185	87.024516	-60.917	-4.346
Z18	59.15	3.5	22.91	80.185	85.832092	-60.082	-4.286
Z17	55.65	3.5	22.91	80.185	84.584775	-59.209	-4.224
Z16	52.15	3.5	22.91	80.185	83.276333	-58.293	-4.158
Z15	48.65	3.5	22.91	80.185	81.899348	-57.330	-4.090
Z14	45.15	3.5	22.91	80.185	80.444882	-56.311	-4.017
Z13	41.65	3.5	22.91	80.185	78.902027	-55.231	-3.940
Z12	38.15	3.5	22.91	80.185	77.257251	-54.080	-3.858
Z11	34.65	3.5	22.91	80.185	75.493461	-52.845	-3.770
Z10	31.15	3.5	22.91	80.185	73.588592	-51.512	-3.675
Z9	27.65	3.5	22.91	80.185	71.513394	-50.059	-3.571
Z8	24.15	3.5	22.91	80.185	69.227823	-48.459	-3.457
Z7	20.65	3.5	22.91	80.185	66.674747	-46.672	-3.329
Z6	17.15	3.5	22.91	80.185	63.768169	-44.638	-3.184
Z5	13.65	3.5	22.91	80.185	60.36878	-42.258	-3.014
Z4	10.15	3.5	22.91	80.185	56.225381	-39.358	-2.808
Z3	6.65	3.5	22.91	80.185	56.024832	-39.217	-2.798
Z2	3.15	3.15	22.91	72.1665	56.024832	-39.217	-2.518
Z1	0	1.575	22.91	36.08325	56.024832	-39.217	-1.259
TOTAL =							-84.858

Tabla 18.- Resultados obtenidos en muros laterales

TECHO		cp =	-0.7		
ANCHO	FONDO	Área	q z	P (Kg/m2)	F (Ton)
54.26	17.31	939.24060	92.32459	-64.627	-54.001

Tabla 19.- Resultados obtenidos en Techo del edificio

La suma que se obtuvo por cortante en la base debido a la fuerza provocada por viento fue aproximadamente 272 toneladas, esta fuerza se comparara con la del cortante basal por sismo y en caso de resultar mayor la accion del viento se hara el diseño con las fuerzas anteriormente calculadas.

VII.2 Modelación e Idealización de los Elementos Estructurales para el Analisis del Edificio Alto de Ejemplo

Como se menciona en el capítulo VI, mediante la modelación asistida por una computadora podemos idealizar el comportamiento aproximado de una estructura acondicionada por una serie de factores y coeficientes dependientes del sitio y de su sistema estructural, por medio de la creación de elementos con este fin.

Para la modelación de los elementos estructurales como columnas y vigas, utilizaremos el comando frame; para la idealización del sistema de pisos el comando slab y muro utilizaremos el comando wall.

Las cargas accidentales debidas a sismo y viento, seran consideradas en el analisis estructural por separado y estaran actuando de manera independiente por los dos lados perpendiculares a la estructura. Las fuerzas por viento a fueron calculadas y las de sismo seran calculadas empleando secciones diferentes a las que se tienen en el proyecto original, con la ayuda del espectro de diseño que fue obtenido el Manual de Obras Civiles de Comisión Federal de Electricidad para el Diseño por Sismo. Según sean los resultados obtenidos por emplear ambos manuales, se decidira cual accion domina el diseño.

El modelo a emplear contara con todas las combinaciones que marca el RCDF-2004. La estructuración del edificio sera a base de columnas normales, distanciadas relativamente cerca, el sistema de piso sera de losa maciza de 8 cm de espesor, se contara con vigas principales y vigas secundarias para evitar deflexiones no permitidas para la losa en los claros de mayor area, se conservaran los muros de cortante en su posicion actual, se modificaran y crearan secciones diferentes a las del proyecto original, todo esto se realizara con la restricción de no modificar el proyecto arquitectonico que rige el diseño, unicamente se realizaran los cambios estructurales que sean necesarios para cumplir con los estado limite de servicio.

Para el analisis de cargas se emplearon los siguientes criterios:

En el diseño de la estructura se toma en cuenta los efectos de las acciones permanentes (peso propio y carga muerta), las acciones variables (carga viva con la intensidad correspondiente) y las acciones accidentales (carga de sismo). En el caso de la carga viva, se considera con intensidad máxima para la combinación con las acciones permanentes y con intensidad instantánea para la combinación con las acciones accidentales.

Estas cargas se distribuyen en los diferentes elementos estructurales de soporte de cada nivel mediante las correspondientes áreas tributarias. Las cargas a considerar por nivel se presentan a continuación:

Cargas por nivel:

Cargas Muertas	Kg/m ²
Losa Maciza de 8 cm	200
Reglamento	40
Instalaciones	50
Firme	144
Muros	120
Acabado de Pisos	90
Total de Carga Muerta por nivel Kg/m ² =	644
Carga Viva Maxima	170
Carga Viva Instantanea	90

Para los materiales de concreto a emplear se obtuvieron los siguientes valores

Concretos $f'c$ (kg/cm ²)	Modulo de Elasticidad kg/cm ² RCDF
500	300066
600	318207
700	334889
800	350416
900	365000
1000	378794

Para el acero de refuerzo solo se usaran los de resistencia de $f_y=4200$ kg/cm² y $E=2,100,000$ kg/cm²

Las combinaciones de carga a emplear en el programa para analizar las condiciones mas desfavorables son las siguientes:

CM + C_{Vert} = DEAD+LOSMAC+REGL+ACABPISO+FIRME+INSTAL+MUROS

Comb 1 = 1.4(CM + C_{Vmax})

Comb 2 = 1.1(C_{Vert}+C_{Vins}+S_x+0.3S_y)

Comb 3 = 1.1(C_{Vert}+C_{Vins}+S_x - 0.3S_y)

Comb 4 = 1.1(C_{Vert}+C_{Vins} - S_x+0.3S_y)

Comb 5 = 1.1(C_{Vert}+C_{Vins} - S_x - 0.3S_y)

Comb 6 = 1.1(C_{Vert}+C_{Vins}+0.3S_x+S_y)

Comb 7 = 1.1(C_{Vert}+C_{Vins} + 0.3S_x - S_y)

Comb 8 = 1.1(C_{Vert}+C_{Vins} - 0.3S_x + S_y)

Comb 9 = 1.1(C_{Vert}+C_{Vins} - 0.3S_x - S_y)

ENVOLVENTE

Las geometria de los elementos estructurales con que fue modelado el proyecto en sus inicios se muestran en el Apendice A y con los que modelaremos esta estructuraempleando concretos de alta resistencia se muestran en el apendice 2, se debera tomar en cuenta que se analizara la estructura en el programa con fines de sustraer los resultados y cargas que actuan en las secciones, y posteriormente se realizara el diseño de algunas de ellas apoyandose en los criterios de diseño de las NTC para el Diseño de Estructuras de Concreto del RCDF-2004.

VII.2.1 Analisis y Obtención de Datos para Diseño del Edificio Alto de Ejemplo utilizando el Espectro de Diseño

Se realiza la obtención de las fuerzas sismicas empleando el modelo de ejemplo con nuevas secciones, incorporando las características mecanicas del concreto de alta resistencia e incluyendo las siguientes consideraciones con el espectro de diseño que tienen que cumplir con los siguiente para su visto bueno:

- Que las comprobaciones del Programa de modelacion cumpla con la comprobacion que los pesos modales de la estructura sumen al menos el 90%
- Incluir todas las combinaciones de carga antes descritas
- Que la fuerza cortante en la base en direccion del sismo en X y Y fuera al menos igual o mayor al 80% del producto de peso del edificio mas la carga accidental por la ordenada espectral derivada del periodo en funcion de la direccion X y Y respectivamente.

Del analisis estructural hecho con el programa se obtuvieron los siguientes datos:

Con 60 modos se obtuvo mas del 90% de la suma modal del peso de la estructura

Periodo en Direccion X, $T_x = 1.60$ seg $a/Q' = 0.0526$

Periodo en Direccion Y, $T_y = 1.39$ seg $a/Q' = 0.0658$

Cortante en Direccion X, $V_x = 3134.61$ ton

Cortante en Direccion Y, $V_y = 3878.95$ ton

$a_0 = 0.067$

Se obtuvieron las siguientes reacciones en la base:

CARGA	FZ (TON)
PESO PROPIO DEL EDIFICIO	50433.01
LOSA MACIZA 08 CM	6851.45
REGLAMENTO	1370.29
INSTALACIÓN	1712.86
FIRME	4933.04
MUROS	4110.87
CARGA VIVA INSTANTÁNEA	3120.88
ACABADO DE PISOS	3083.15
SUMA TOTAL = $W_0 =$	75615.55

Tabla 20.- Datos obtenidos del analisis estructural del Edificio ejemplo

Formula para la comprobacion de que la fuerza cortante en la base es al menos igual al 80% del peso de la estructura mas la carga accidental por el factor que se

obtiene de la ordenada espectral usando como abcisa el periodo en la direccion en estudio.

$$V_x \text{ o } V_y \geq \frac{0.8aW_0}{Q'} \geq a_0W_0 \quad (\text{ec. 62})$$

Para la direccion X se tiene

$$V_x = 3134.61 \text{ ton} \geq 0.80 * 0.052 * 75615.55 \geq 0.067 * 75615.55$$

$$V_x = 3134.61 \text{ ton} < 3145.61 \text{ ton} < 5066.24 \text{ ton}$$

Se observa que el cortante basal V_x no cumple con la desigualdad, por tanto se proceda a realizar el calculo del Factor de Correccion al Espectro por Cortante Basal

$$F_x = \frac{5066.24 \text{ ton}}{3134.61 \text{ ton}} = 1.616$$

El numero obtenido anteriormente se multiplicara por la aceleracion de la gravedad 9.81 m/s^2 y asi se obtendra que el cortante Basal V_x cumpla con la desigualdad..

Para la direccion Y se tiene

$$V_x = 3878.95 \text{ ton} \geq 0.80 * 0.0658 * 75615.55 \geq 0.067 * 75615.55$$

$$V_x = 3878.95 \text{ ton} < 3980 \text{ ton} < 5066.24 \text{ ton}$$

Se observa que el cortante basal V_y no cumple con la desigualdad, por tanto se proceda a realizar el calculo del Factor de Correccion al Espectro por Cortante Basal

$$F_y = \frac{5066.24 \text{ ton}}{3878.95 \text{ ton}} = 1.306$$

Con esto se obtiene el factor de escala para correccion del espectro

En direccion X = 15.853

En direccion Y = 12.812

Se insertan estos valores en el programa y se vuelve a analizar el modelo, y de ahora en adelante se decidira cual carga accidental dominara el diseño de los elementos estructurales del edificio alto. Como resultado del analisis del edificio resulta que el cortante que actua en la base es igual a 5,070 toneladas.

Se realiza la comparacion de las fuerzas por cortante en la base del edificio provocadas por Viento y Sismo, y se obtiene de manera directa que las fuerzas del Sismo dominaran ampliamente el diseño para los elementos estructurales del edificio alto.

VII.2.2 Revisión de lo Desplazamientos y de Distorsiones en el Edificio Ejemplo

Se realiza la revisión de los desplazamientos que se obtuvieron por nivel en el edificio, provocadas por la simulacion en ambas direcciones. Y se procede a la comparacion de los desplazamientos y distorsiones que resultaron en el proyecto original y el propuesto empleando concretos de alta resistencia.

Se aplicara para correccion de los desplazamientos el factor de ductilidad $Q = 2$, para mostrar los desplazamientos reales de la estructura.

Se anexa tabla para comparar las distorsiones resultado de la diferencia entre los desplazamientos obtenidos del piso inferior N y el piso superior N+1, dividido por la altura h del entrepiso en que se encuentran.

COMPARACIÓN DE LAS DISTORSIONES					
Q = 2	PROPUESTO CON CAR		ORIGINAL		% DIFERENCIA
Nivel	DriftX	DriftY	DriftX	DriftY	
Z24	0.000834		0.001044		20.11
Z24		0.00132		0.00147	10.20
Z23	0.000982		0.001266		22.43
Z23		0.00163		0.00188	13.30
Z22	0.001182		0.001518		22.13
Z22		0.001556		0.001702	8.58
Z21	0.00136		0.00175		22.29
Z21		0.00161		0.001776	9.35
Z20	0.001512		0.001944		22.22
Z20		0.001674		0.00185	9.51
Z19	0.00164		0.0021		21.90
Z19		0.001726		0.0019	9.16
Z18	0.001746		0.002224		21.49
Z18		0.000278		0.000354	21.47
Z17	0.001832		0.002318		20.97
Z17		0.001804		0.001978	8.80
Z16	0.0019		0.002388		20.44
Z16		0.001854		0.00201	7.76
Z15	0.001954		0.002436		19.79
Z15		0.00192		0.002076	7.51
Z14	0.001968		0.00246		20.00
Z14		0.001754		0.001978	11.32
Z13	0.002002		0.00249		19.60
Z13		0.001732		0.001954	11.36

Z12	0.002038		0.002546		19.95
Z12		0.001718		0.001944	11.63
Z11	0.002072		0.002538		18.36
Z11		0.001706		0.001914	10.87
Z10	0.002102		0.002582		18.59
Z10		0.00169		0.00191	11.52
Z9	0.002128		0.002628		19.03
Z9		0.001666		0.0019	12.32
Z8	0.002144		0.00267		19.70
Z8		0.001628		0.00188	13.40
Z7	0.002152		0.002698		20.24
Z7		0.001574		0.001848	14.83
Z6	0.00218		0.002714		19.68
Z6		0.001502		0.001802	16.65
Z5	0.002054		0.002712		24.26
Z5		0.001388		0.001734	19.95
Z4	0.002006		0.002616		23.32
Z4		0.001254		0.001586	20.93
Z3	0.00184		0.002396		23.21
Z3		0.001034		0.001316	21.43
Z2	0.001746		0.002124		17.80
Z2		0.000798		0.000994	19.72
Z1	0.000704		0.000774		9.04
Z1		0.000546		0.000612	10.78
Z-1	0.00034		0.000338		0.59
Z-1		0.000068		0.000067	1.49

Tabla 21.- Datos obtenidos del programa y mutlipicados por Q=2

Se observan que las distorsiones en los entrepisos no rebasan el limite permitido de 0.006 para este tipo de estructuras, con esto se determina que los modelos no sobrepasan este limite y se pueden usar los elementos estructurales tal como se idealizaron.

Se menciona que el desplazamiento maximo que se obtuvo a en la estructura fue de 7.97 cm en el ultimo nivel y que este no representa peligro alguno para el buen comportamiento del edificio.

VII.3 Diseño de los Elementos Estructurales del Ejemplo de Aplicación

La estructura se diseñará aplicando las Normas Técnicas para diseño de Estructuras de concreto (NTCC-04) con las combinaciones indicadas anteriormente,

se calculara el acero de refuerzo requerido para resistir las fuerzas de carga axial y flexocompresion para vigas y columnas.

Se realizara el diseño de los elementos cumpliendo como mínimo con el acero de refuerzo y no se excederán en ningún caso los parámetros de acero de refuerzo máximo por la sección.

Se calculara el área de acero longitudinal de acuerdo a las solicitaciones más desfavorables para la estructura, empleando la tercia más pesada (P_u , M_{UM} , M_{Um}), la cual se ilustra a continuación.

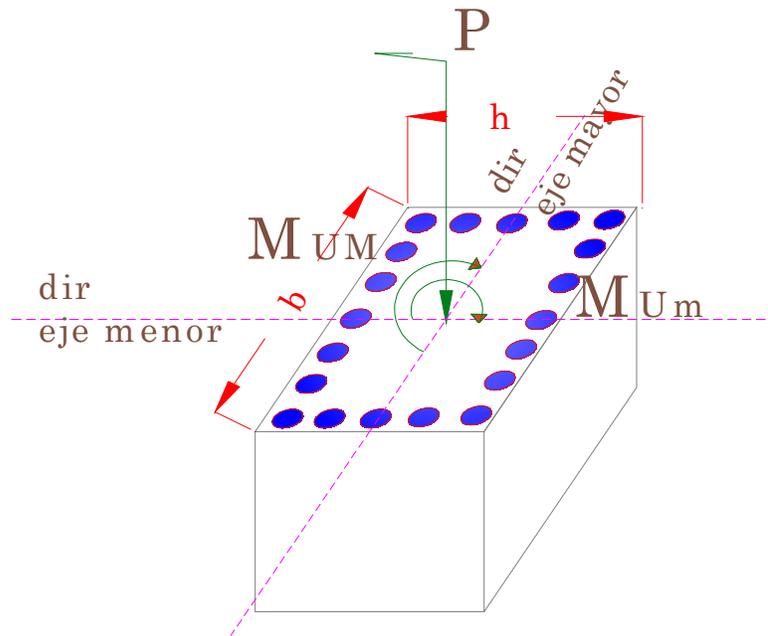


Fig. 54.- Corte Transversal de una columna sujeta a compresión y flexión axial.

Se utilizara la formula de Bresler para el cálculo de las cargas que son capaces de soportar las columnas que fueron determinadas en el programa estructural, así como también se escogerá la tercia más pesada para el diseño de cada columna.

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_x} + \frac{1}{P_y} - \frac{1}{P_o} \quad (\text{ec. 63})$$

Donde

P_n = Carga normal máxima que actúa a excentricidades “ e_x ” y “ e_y ”

P_x = Carga normal máxima a una excentricidad e_x contenida en un plano de simetría ($e_y=0$).

P_y = Carga normal máxima a una excentricidad e_y contenida en un plano de simetría normal al anterior ($e_x=0$)

P_o = Carga axial máxima que puede resistir el elemento ($e_x = e_y = 0$).

A) Diseño de la Columna COL-150x135 ubicada en corte transversal del eje 2 y en el nivel Z-1 por flexión biaxial, cortante y torsion de acuerdo al RCDF-2004.

La combinación de cargas más desfavorable fue la Combinación 9, con los siguientes datos:

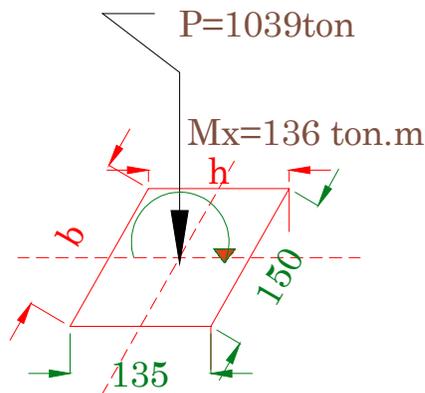
$$P_u = 1038.733 \text{ ton}$$

$$M_{y\max} = -45.34 \text{ ton.m} \quad M_{x\max} = -104.80 \text{ ton.m} \quad T_u = 17 \text{ ton.m}$$

$$V_x = 103.24 \text{ ton} \quad V_y = 29.30 \text{ ton}$$

Se tomara como inicio que el As de refuerzo longitudinal sea el 1.5% del Area Transversal Bruta, es decir $A_s = 0.015 * 150 * 135 = 303 \text{ cm}^2$

Se realizan cálculos de elementos mecánicos para hallar P_x



Calculo de la excentricidad en el eje " e_x "

$$e_x = \frac{M_x}{P} = \frac{136 \text{ t.m}}{1039 \text{ t}} = 0.131 \text{ m} * 100 = 13.10 \text{ cm}$$

Calculo de la Cuantia " p " y de la " q "

$$p = \frac{A_s}{b * d} = \frac{300}{150 * 135} = 0.015$$

$$q = p \frac{f_y}{f'_c} = 0.015 * \frac{4200}{680} = 0.093$$

$$dx = h - \text{recubrimiento} = 135 - 12 = 123 \text{ cm}$$

$$\frac{dx}{h} = \frac{123}{135} = 0.90$$

$$\frac{e_x}{h} = \frac{13.10}{135} = 0.103$$

Teniendo los valores de dx/h , e_x/h y de q , se selecciona la grafica de iteración figura C.14 de la referencia no 14, y con los datos de columna Rectangular, acero de refuerzo uniformemente distribuido, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$, y $f'_c=500 \text{ kg/cm}^2$.

Se obtendrá por medio grafico un valor de “K”, el cual lo usaremos para calcular P, con ayuda de la ecuación 64.

$$K = \frac{P}{F_R * b * h * f'c}$$

despejando a P

(ec.64)

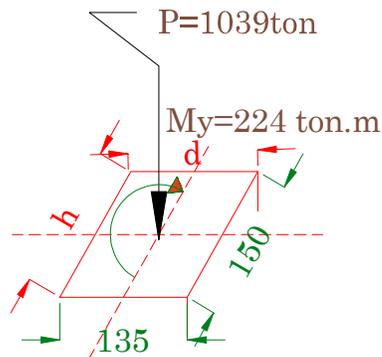
$$P = K(F_R * b * h * f'c)$$

De la grafica se obtiene que K=0.6, por lo tanto se procede a calcular la carga P_x

$$P_x = K(F_R * b * h * f'c)$$

$$P_x = 0.60 * 0.70 * 135 * 150 * 1000 = 8,505,000kg = 8,505ton$$

Calculo para P_y



Calculo de la excentricidad en el eje "e_y"

$$e_y = \frac{M_y}{P} = \frac{224t.m}{1039t} = 0.2155m * 100 = 21.55cm$$

Calculo de la Cuantia "p" y de la "q"

$$p = \frac{A_s}{b * d} = \frac{300}{150 * 135} = 0.015$$

$$q = p \frac{f_y}{f'c} = 0.015 * \frac{4200}{680} = 0.093$$

$$d_y = h - recubrimiento = 150 - 12 = 138cm$$

$$\frac{d_x}{h} = \frac{138}{150} = 0.92 \approx 0.90$$

$$\frac{e_x}{h} = \frac{21.55}{150} = 0.144$$

Teniendo los valores de dx/h, e_x/h y de q, se selecciona de nueva cuenta la grafica de iteración figura C.14 y se obtiene el valor de “K”, el cual usaremos para calcular P_y.

De la grafica se obtiene que $K=0.5$, por lo tanto se procede a calcular la carga P_y

$$P_y = K(F_R * b * h * f'_c)$$

$$P_y = 0.50 * 0.70 * 135 * 150 * 1000 = 7,087,500kg = 7,088ton$$

Del RCDF-2004 se obtiene la fórmula para calcular la carga axial que soporta la columna:

$$P_o = 0.85f'_c * A_g + A_s f_y$$

$$P_o = 0.85 * 800 * 150 * 135 + 300 * 4200$$

$$P_o = 15,000ton$$

Calculo de P_n

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_x} + \frac{1}{P_y} - \frac{1}{P_o} \quad \text{tambien se puede expresar como} \quad P_n = \frac{1}{\frac{1}{P_x} + \frac{1}{P_y} - \frac{1}{P_o}}$$

$$P_n = \frac{1}{\frac{1}{8,505} + \frac{1}{7,088} - \frac{1}{15,000}} = \frac{1}{0.0001919999}$$

$$P_n = 5,208ton$$

Se realiza comparación del valor de P_n contra el valor de P_u ,

$$P_n = 5,208 \text{ ton} \gg P_u = 1,038 \text{ ton}$$

Por tanto el diseño de la columnas pasa y la cantidad de acero esta dentro de los límites permitidos, $0.06 < p < 0.01$.

Nota importante: Es necesario mencionar que el valor obtenido de P_n , es aproximado, ya que no se encuentra aun disponibles graficas de iteración que puedan proporcionarnos los valores correctos de "K", por ello se comenta que si existiera tal grafica, el valor de "Pn", aumentaría considerablemente.

Revisión de la columna por cortante:

Se hará revisión de la columna de acuerdo a las NTCD de Estructuras de Concreto y las ecuaciones que se emplearan son las siguientes

$$V_{CR} = F_R b d (0.20 + 20p) \sqrt{f * c} \quad \text{sí } p < 0.015$$

$$V_{CR} = 0.50 F_R b d \sqrt{f * c} \quad \text{sí } p \geq 0.015$$

sí "h" es mayor a 700 mm, se deberá obtener el producto de V_{CR} por el siguiente factor :

$$1 < 1 - 0.0004(h - 700) \leq 0.80$$

sí L/h es menor que 4, se multiplica por el siguiente factor

$$3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd} > 1.0$$

al final el cortante V_{CR} no deberá ser mayor a

$$1.5 F_R b d \sqrt{f * c}$$

Se define que el lado $d=135$ cm y el lado $d=138$ cm, se analizara la sección para el cortante que actúa perpendicular al eje Y, de 103.24 ton.

Se sabe que $p = 0.15$ por lo tanto V_{CR} se calculará con la siguiente ecuacion.

$$V_{CR} = 0.50 F_R b d \sqrt{f * c} \quad \text{sí } p \geq 0.015$$

$$V_{CR} = 0.5 * 0.80 * 135 * 138 * \sqrt{800}$$

$$V_{CR} = 210,774 \text{ kg} = 210.77 \text{ ton}$$

como "h" es mayor a 700 mm, se multiplica V_{CR} por el siguiente factor :

$$1 < 1 - 0.0004(h - 700) \geq 0.80$$

$$1 < 1 - 0.0004(150 - 700) \leq 0.80$$

$$1 < 0.68 < 0.80 \quad \therefore \text{ se escoge el valor de } 0.80$$

$$V_{CR} = 0.80 * 210.77 = 168.62 \text{ ton}$$

como L/h es menor que 4, se multiplica por el siguiente factor

$$3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd} > 1.0 \quad \therefore 3.5 - 2.5 \frac{136 \text{ ton.m}}{103.24 \text{ ton} * 1.35 \text{ m}} > 1.0 = 1.0$$

al final el cortante V_{CR} no debera ser mayor a

$$1.5 F_R b d \sqrt{f * c} = 1.5 * 0.80 * 135 * 138 * \sqrt{800} = 632,325 \text{ kg} = 532.33 \text{ ton}$$

Finalmente se obtiene que el cortante que la columna puede soportar es de

$$V_{CR} = 168.62 \text{ ton} \gg V_U = 103 \text{ ton}$$

Revisión de la columna por torsión

De acuerdo al RCDF-04, se tomara en cuenta los efectos de torsión en un elemento cuando este no cumpla con la siguiente condición.

$$T_u < 0.27 F_R \sqrt{f * c} \frac{A_g^2}{P_{cp}} \sqrt{1 + \frac{N_U}{A_g \sqrt{f * c}}}$$

Donde

T_u es el momento torsionante que actúa en el elemento estructural

P_{cp} es el perímetro del elemento estructural

N_U es la carga axial que actúa en el elemento estructural

$$T_u = 1,700 \text{ ton.cm} < 0.27 * 0.80 * \sqrt{800} * \frac{(135 * 150)^2}{2(135 + 150)} \sqrt{1 + \frac{1039}{(150 * 135)\sqrt{800}}}$$

$$1,700 \text{ ton.cm} < 6.11 * 719,407.89 * \sqrt{1 + \frac{1039}{572,756}}$$

$$1,700 \text{ ton.cm} < 4,395,582 \text{ kg.cm}$$

$$1,700 \text{ ton.cm} < 4,396 \text{ ton.cm}$$

La sección tiene una resistencia satisfactoria ante la torsión, por lo tanto no se diseñara por torsión.

La sección COL-150x135 cumple satisfactoriamente a las solicitaciones de flexocompresion biaxial, cortante y torsión.

B) Diseño de la Trabe VIGA-100x70 ubicada en corte transversal del eje B y en el nivel Z5 por flexión biaxial, cortante y torsión de acuerdo al RCDF-2004.

La viga está sometida a los siguientes elementos mecánicos a lo largo de su longitud

DISTANCIA (M)	0
M+ (Ton.m)	55
M- (Ton.m)	11
Vu (Ton)	-20
Tu (Ton.m)	3

Calculo del acero de refuerzo longitudinal A_s necesario para soportar los momentos negativos y positivos, se utilizaran las ecuaciones 8, 9 y 10 del capítulo 2 para realizar las operaciones.

$$M_U \leq M_R = F_R b d^2 f_c' q (1 - 0.5q) \quad (\text{ec. 8, cap. 2})$$

Se calcula es A_s min y A_s máx.

$$A_{S_{\min}} = 0.70 \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} * b * d = 0.70 \frac{\sqrt{500}}{4200} * 70 * 94 = 24.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\max}} = 0.75p_b = 0.75 \left[\left(\frac{f''c}{fy} \frac{6000\beta}{fy+6000} \right) b * d \right]$$

$$A_{S_{\max}} = 0.75 \left[\left(\frac{340}{4200} \frac{6000 * .80}{4200+6000} \right) * 70 * 94 \right] = 188 \text{ cm}^2$$

$$M_U \leq M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q) = 5,500,000 \text{ k g.cm}$$

$$q = \frac{p f_y}{f_c''} \quad \text{ec(9)} \quad p = \frac{A_s}{bd} \quad \text{ec(10)}$$

sustituyen do las ecuaciones 9 y 10

$$M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q) = F_R A_s f_y d \left(1 - 0.5 \frac{A_s}{bd} \frac{f_y}{f_c''} \right)$$

$$5,500,000 = 0.90 A_s * 4200 * 94 \left(1 - 0.5 \frac{A_s}{70 * 94} \frac{4200}{340} \right)$$

$$5,500,000 = 362,880 A_s - 340.63 A_s^2$$

$$A_s = 15.40 < A_s \text{ min}$$

Se toma como bueno el $A_{s \text{ min}} = \underline{24.52 \text{ cm}^2}$

Diseño por Cortante se utilizara el cortante de 20 ton.

Calculo de la cuantía de acero para escoger la ecuación con la cual diseñar

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{24.52}{94 * 70} = 0.0037$$

Se utiliza la siguiente ecuación

Como $p < 0.15$, V_{CR} se calculara con la siguiente ecuacion.

$$V_{CR} = F_R b d (0.20 + 20p) \sqrt{f * c} \quad \text{sí } p < 0.015$$

$$V_{CR} = 0.80 * 70 * 94 * (0.20 + 20 * 0.0037) \sqrt{400}$$

$$V_{CR} = 28,846 \text{ kg} = 28,846 \text{ ton}$$

Como "h" es mayor a 700 mm, se multiplica V_{CR} por el siguiente factor :

$$1 < 1 - 0.0004(h - 700) \geq 0.80$$

$$1 < 1 - 0.0004(1000 - 700) \geq 0.88$$

$$1 < 0.88 > 0.80$$

$$V_{CR} = 0.88 * 28.846 = 25.385 \text{ ton}$$

Como L/h es mayor que 4, no se aplica el siguiente factor

$$3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd} > 1.0$$

al final el cortante V_{CR} no debera ser mayor a

$$1.5F_R b d \sqrt{f * c} = 1.5 * 0.80 * 70 * 94 \sqrt{400} = 157,920 \text{ kg} = 157.92 \text{ ton}$$

Finalmente se obtiene que el cortante que la viga puede soportar es de

$$V_{CR} = 25,385 \text{ ton} \gg V_U = 20 \text{ ton}$$

Revisión por torsión

Se tomaran los efectos de torsión si no se cumple con la siguiente desigualdad

$$T_u < 0.27 F_R \sqrt{f * c} \frac{A_g^2}{P_{cp}}$$

$$300,000 \text{ kg.cm} < 0.27 * 0.80 * \sqrt{400} \frac{(70 * 94)^2}{2 * (70 + 94)}$$

$$300,000 \text{ kg.cm} < 570,245 \text{ kg.cm}$$

La sección VIGA-100x70 cumple satisfactoriamente a las solicitaciones de flexocompresion biaxial, cortante y torsión, se adhiere como comentario, que se uso el Asmin, esto influye mucho, ya que si hubiésemos usado un As mayor podríamos haber alcanzado una respuesta mayor, aun así nuestra sección soporta las solicitaciones antes dichas.

Se anexa el Apéndice C, el cual contiene las tablas de Áreas de Refuerzo Longitudinal que el Programa ETABS V9.60 nos proporcione con el comando de Diseño de Secciones de Concreto.

Efectos de Segundo Orden

Deberán tenerse en cuenta explícitamente en el análisis los efectos geométricos de segundo orden, esto es, los momentos y cortantes adicionales provocados por las cargas verticales al obrar en la estructura desplazada lateralmente. Estos efectos se pueden despreciar si en algún entrepiso no se cumple

$$\frac{\Delta}{H} \leq 0.08 \frac{V}{W} \quad (\text{ec. 65})$$

Donde

Δ es el desplazamiento lateral relativo entre los dos niveles que limitan el entrepiso considerado

H altura del entrepiso

V fuerza cortante calculada en el entrepiso, multiplicada por el factor de carga correspondiente

W peso de la construcción situada encima del entrepiso, incluyendo cargas muertas y vivas.

En la tabla de análisis se obtuvo como resultado que se pueden despreciar los efectos de segundo orden.

Se anexa el Apéndice D, que contiene la tabla de cálculo para la obtención de los efectos de segundo orden de acuerdo a la NTC para Diseño por Sismo del RCDF-04, que dice lo siguiente:

VII.3.1 Comparacion entre Proyecto Original y el Ejemplo de Aplicación

Es de importancia aclarar que se obtuvieron muchas ventajas al usar el concreto con alta resistencia en la estructuracion y el diseño del ediicios alto.

Se añade tabla comparativa donde podemos ver el ahorro de material concreto entre el Proyecto Original y el Ejemplo de aplicación.

	Concreto Normal	Concreto de Alta Resistencia	Diferencia	Porcentaje
PESO TOTAL DEL EDIFICIO (TON.)	85,911	75,616	10,296	12%
PESO PROPIO DEL EDIFICIO (TON.)	55,190.89	45,251	9,940	18%

Tabla 22.- Comparación del uso de concreto en el proyecto original y el ejemplo de aplicación, considerando todas cargas muertas y el peso propio de la estructura.

Es de gran relevancia observar como el peso de la estructura disminuyo un 12% del total original, esto representa las siguientes ventajas.

- Ahorro del material principal, el concreto
- Disminución de las Fuerzas Sísmicas actuantes en el edificio
- Menor peso para diseño de la Cimentación
- Reducción de las Secciones de Diseño para el Sistema Estructural

- Posible igualdad en costos de Materiales
- Reducción en el acortamiento de columnas por nivel debidos al peso propio de la estructura conforme crece.
- Menor deformación en los elementos como vigas y columnas, y reducción en los desplazamientos y distorsiones.
- Se reducen las áreas de acero de refuerzo longitudinal y transversal de la estructura.
- Se crea una estructura monolítica al estar totalmente conectados la losa, trabes y columnas, al ser coladas en sitio.
- Mayor área libre en planta entre columnas, y mayor altura libre de entrepisos.

Se muestra una tabla con dimensiones de proyecto original y dimensiones propuestas para la estructura para ejemplo de aplicación de los concretos de alta resistencia.

Proyecto Original		Ejemplo de Aplicación	
Sección	f'c (Kg/cm2)	Sección	f'c (Kg/cm2)
COL-50X50	400	COL-50X50	400
COL-50X80	400	COL-70X45	700
COL-90X110	400	COL-100X80	800
COL.-150X190	400	COL-110X95	900
TPL-80X110	500	COL-140X120	900
TPT-80X110	500	COL-150X135	1000
TR-80X100	500	VIGA-SEC-70X35	400
TR-100X140	500	VIGA-100X60	500
TR-120X162	500	VIGA-100X70	500
MURO DE 50 CM	400	VIGAX-100X60	600
LOSA TIPO "T" 8 CM	500	VIGA-120X80	600
		VIGA-140X120	600
		MURO DE 25 CM	300
		LOS MACIZA 08 CM	350

Tabla 23.- Secciones del proyecto original y del ejemplo de aplicación

El resultado obtenido utilizando los concretos de alta resistencia es satisfactorio, se cumplieron con las disposiciones técnicas de los reglamentos y manuales utilizados en este trabajo de tesis, todo este trabajo está encaminado a aprender a diseñar estructuras que sean seguras y económicas, empleando los concretos de alta resistencia para el diseño de edificios altos tipo torre.

Tabla comparativa para revisar el ahorro de material concreto en el edificio, por tipo de sección y en comparación con el proyecto original.

Sección	f'c	W(ton)	Vol (m3)	Sección	f'c	W(ton)	Vol. (m3)
Columnas							
COL-110X95	CON800	1,035.80	431.59	COL-50X50	CON400	45.42	18.92
COL-140X120	CON900	1,397.09	582.12	COL-50X80	CON400	24.90	10.37
COL-150X135	CON1000	306.18	127.58	COL-90X110	CON400	11,270.61	4,696.09
COL-100X80	CON800	8,111.04	3,379.60	COL-150X190	CON400	2,118.94	882.89
COL-50X50	CON400	45.42	18.92				
COL-70X45	CON700	19.60	8.17				
	TOTAL =	10,915.13	4,547.97		TOTAL =	13,459.86	5,608.28
Trabes							
VIGA-100X70	CON500	10,608.83	4,420.35	TPL-80X110	CON400	4,254.66	1,772.77
VIGAX-100X60	CON600	2,952.72	1,230.30	TPT-80X110	CON400	5,981.09	2,492.12
VIGA-SEC-70X35	CON400	4,062.86	1,692.86	TR-80X100	CON400	13,097.61	5,457.34
VIGA-100X60	CON500	4,171.42	1,738.09	TR-120X162	CON400	1,589.69	662.37
VIGA-140X120	CON600	1,320.64	550.27	TR-100X140	CON400	1,841.50	767.29
VIGA-120X80	CON600	1,346.32	560.97				
	TOTAL =	24,462.79	10,192.83		TOTAL =	26,764.54	11,151.89
Muro y Losa							
MURO25CM	CON300	3,288.63	1,370.26	MURO50CM	CON400	8,380.88	3,492.03
LOSA08CM	CON300	6,584.51	2,743.55	TEEQ8CM	CON300	6,585.61	2,744.00
	TOTAL =	9,873.15	4,113.81		TOTAL =	14,966.49	6,236.04
GRAN TOTAL =		45,251.07	18,854.61	GRAN TOTAL =		55,190.89	22,996.20
Diferencia de Pesos Y Volúmenes de Concreto							
PROYECTOS		PESO (ton)	Diferencia	%	VOLUMEN	Diferencia	%
Concreto Normal		55,190.89	9,939.82	18	22,996.20	4,141.59	18
Concreto de Alta Resistencia		45,251.07			18,854.61		

Tabla 24.- Comparaciones de Pesos y Volumen de Material Concreto colocado en Proyecto Original vs Pesos y Volúmenes de Material del Ejemplo de Aplicación

De la tabla anterior se obtuvo como resultado que el haber empleado Concreto de Alta Resistencia en el Proyecto, hubiera reducido en 4,141.69 m³ el volumen de Concreto Normal empleado en el proyecto real, lo que significaría un 18 % del Total empleado realmente en el edificio.

CAPITULO VIII. Comentarios y Conclusiones

COMENTARIOS

El haber tenido que desarrollar este tema como trabajo de tesis para titulación de mi carrera como Ingeniero Civil, me abrió las puertas para iniciar a caminar más adentro en el mundo de la investigación, de la crítica de muchos artículos, en acudir con maestros relacionados con el tema y platicar con ellos sobre sus experiencias.

Obtuve con mucha dificultad información que fuera propia para el tema, debido a que el Concreto de Alta Resistencia en nuestro País, aun no se están fabricando como esperaba, teniendo dificultad para preguntar sobre que materiales se usan exactamente para su fabricación, que recomendaciones dan a quienes adquieren estos productos, cual es la manera en que se debe colocar, estas y mucha más información aun no está disponible en libros de texto en nuestro país. Debido a ello comentare que este trabajo quedo limitado y que el alcance de mi trabajo no tenía contemplado el investigar estas observaciones.

Desde el momento en que inicie a investigar en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y en otras fuentes normativas, pude percatarme de que aun existen muchas limitantes en el uso de los concreto de alta resistencia, ya que las investigaciones referentes al uso de estos concretos de alta resistencia no han sido del todo probadas y ensayadas en nuestro país, por esa razón aun en la actualidad no se han difundido para su utilización, y solo aquellos diseñadores y estructuristas que apuestan por usar normas internacionales, aceptan utilizarlo.

Me resultó una tarea sumamente difícil e imposible, poder encontrar las llamadas graficas de iteración para columnas de concreto reforzado para concretos con resistencias de compresión mayores a los 500 kg/cm², porque de los textos acá citados como ayuda para la elaboración de mi trabajo, todos ellos contenían tablas que manejaban como máximo los concretos de resistencia normal, un $f'c=400$ kg/cm². Esto motivo a la toma de decisión de mi Director de Tesis, el suponer que el diseño de mi ejemplo tendría que apegarse al diseño estructural de elementos con características parecidas a los concretos normales, aunque respetando todas las condiciones y aplicando los factores de seguridad y resistencia indicados por reglamento.

El diseño estructural de edificios altos tipo torre, fue un reto en lo particular, debido a que tuve que introducir en mi trabajo el uso del Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, que es tiene los resultados de numerosos estudios e investigaciones, hechas desde hace unas décadas en toda la Republica Mexicana, exponiéndolos en los tomos de Diseño por Sismo y Diseño por Viento. No tuve antes algún acercamiento a ellos y cuando empecé a usarlos quise optar por desecharlo, debido a que es algo muy complejo, que requiere de mucha habilidad

matemática y también de dedicación en leerlo y entenderlo, porque resume y amplía a la vez muchos factores para el diseño y cálculo de ciertos parámetros y coeficientes, pero sin cuidado alguno es fácil errar y obtener datos que no son nada parecidos a la realidad, esto lo comento porque opté a la par usar el Reglamento del Distrito Federal para tener un espejo de mi resultados, y fue muy bueno hacer esta relación.

Al final descubrí que como todas las reglas que mencione en mi trabajo sobre estados límites de servicio y de falla, hallé que la relación de la realidad con la modelación estructural, debe estar a la mano, porque hablar de concretos de alta resistencia y de secciones robustas significa que el elemento estará sobredimensionado, se desperdiciara material y también será una mala inversión. Es por ello que al ir observando cómo se comportaba el edificio mediante el programa de modelación estructural, pude estar modificando las secciones y obteniendo resultados cada vez mejores y que estuvieran dentro de los límites permitidos y que también en un proyecto real, aparenten que son totalmente seguros.

CONCLUSIONES

El uso de concretos de alta resistencia debe de estar dirigido a aquellas estructuras que deben cumplir rigurosamente especificaciones de sus diseñadores, como ejemplo de ello podemos mencionar:

- Deflexión máximas permitida
- Vibraciones por nivel
- Minimizar las deformaciones debidas a cargas accidentales
- Librar grandes claros
- Aprovechar al mayor los espacios interiores
- En edificios altos es recomendable usarlos a partir de aquellos que superan los 20 niveles en la Republica Mexicana
- Cuando se desea que solo unos pocos elementos de la estructura absorban toda la carga de esta, esto es cuando se tiene un núcleo de concreto reforzado o columnas perimetrales.

Es importante señalar que cuando se busca ahorrar al máximo los recursos económicos, el emplear este tipo de concretos puede representar el ahorro más importante porque en costo con concreto normal pudiera ser un poco mayor, pero al tener un área mayor libre se obtienen espacios más útiles. Se puede lograr obtener para la estructura en gran medida mayor rigidez, amortiguación, confort, y un menor costo con referencia al uso de estructuras metálicas.

En la actualidad estamos totalmente sometidos al aprovechamiento de los espacios y del cuidado del ambiente, de la protección a los recursos naturales y hablamos últimamente del desarrollo sustentable, todos estos factores hacen que

pongamos atención y tengamos mucho cuidado con los materiales que hoy en día estamos utilizando, para el sector de la construcción y que representan una disminución de las reservas existentes para las generaciones futuras.

La principal razón hoy en día para empezar a utilizar los concretos de alta resistencia en el diseño estructural de edificios altos, para mi sería el minimizar los costos en las construcciones, la ampliación de espacios interiores, disminuir la cantidad de materia prima (concreto) en estos edificios y también de poder brindar seguridad a sus ocupantes.

Experiencia adquirida con este trabajo:

Durante el periodo de tiempo dedicado a formar, redactar y hacer operaciones para culminar este trabajo, puedo mencionar lo siguiente:

- Aprendí a trabajar en equipo con las diferentes disciplinas que tuvieron que intervenir en la elaboración del presente estudio.
- Descubrí que haciendo consultas a los Ingenieros referentes al tema se puede obtener un panorama mayor de los trabajos que hoy se han hecho con este material.
- El aplicar programas asistidos por una computadora no solo requiere de presionar teclas e introducir datos, sino que además de interpretar los resultados obtenidos y de entender que estos programas no piensan, que solo son una herramienta que permite el ahorro de tiempo en cálculos básicos y avanzados para el análisis estructural.
- Poder demostrar, exponer y también aprender que mis conocimientos obtenidos en este nivel de licenciatura me permitirán obtener resultados favorables si los utilizo y pongo en práctica usando las recomendaciones expuestas por mis maestros.
- Que para realizar el análisis y diseño estructural de un edificio alto tipo torre en particular, se deben tomar en cuenta todas las condiciones más desfavorables de la zona y con ello se podrá conseguir, que al final realicemos un trabajo resistente, seguro, útil y tal vez a lo mejor no el más económico, pero si un excelente diseño.

BIBLIOGRAFÍA

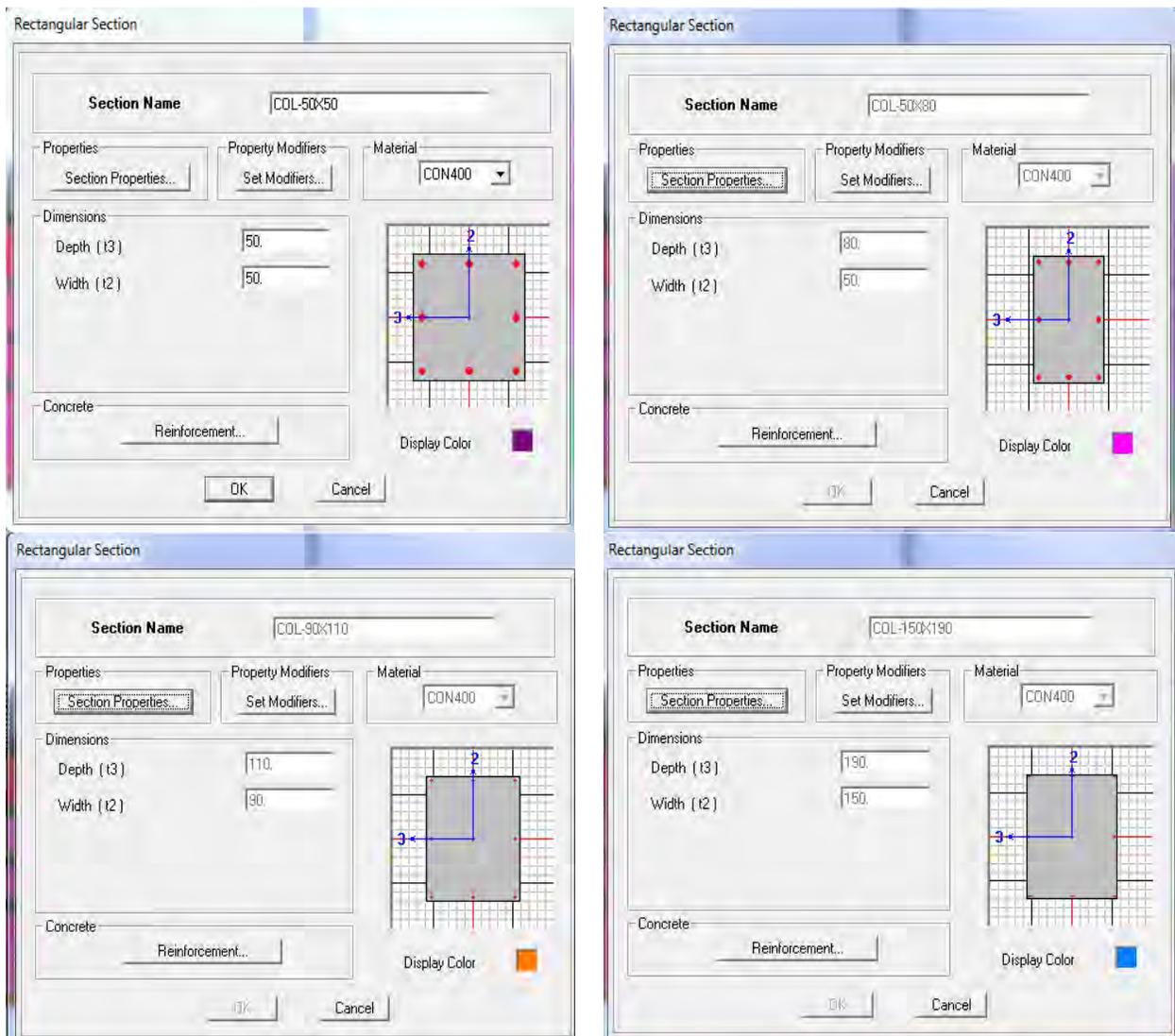
- 1.- Edificios Altos construidos en México, IMCyC, 2006.
- 2.- Columnas de Concreto de Alta Resistencia, Lo más nuevo y avanzado, IMCyC, 2005.
- 3.- Concreto de Alta Resistencia, IMCyC, proporcionamiento de mezclas (ACI 211.4R); control de calidad y ensayos (ACI 363.2R), 2005.
- 4.- Configuración y Diseño Sísmico de Edificios, traducción de Building Configuration and Seismic Design, Reitherman y Arnold, Limusa, 1995.
- 5.- Diseño Estructural, Roberto Meli Piralla, Segunda Edición, Editorial Limusa, 2007.
- 6.- Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 2004.
- 7.- Manual de Diseño de Obras Civiles, Capitulo 3. Diseño por Sismo. México, 2008, CFE.
- 8.- Manual de Diseño de Obras Civiles, Capitulo 3. Diseño por Viento. México, 2008, CFE.
- 9.- Wind and Earthquake Resistant Buildings, Structural Analysis and Design, Bungale S. Taranath, Marcel Dekker New York.
- 10.- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.
- 11.- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.
- 12.- Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.
- 13.- American Concrete Institute 318-05.
- 14.- Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado, González Cuevas y Robles Fernández, 4ª. Edición, Editorial Limusa 2007.

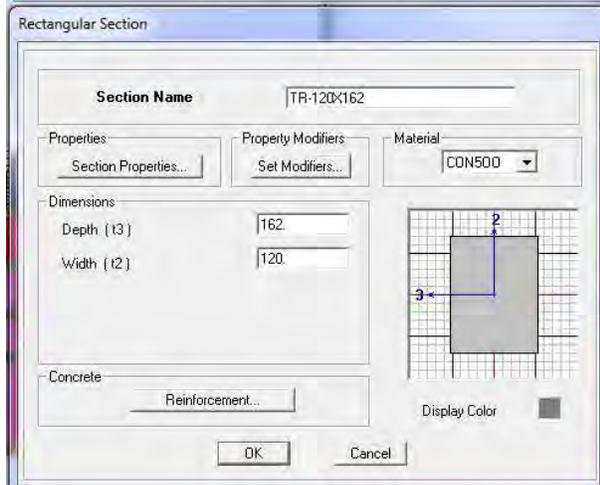
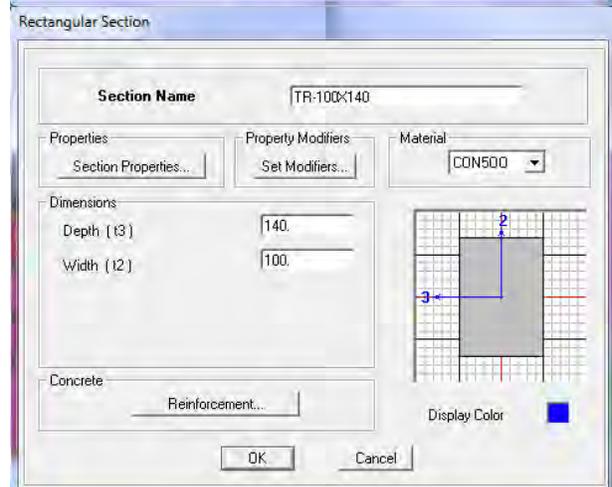
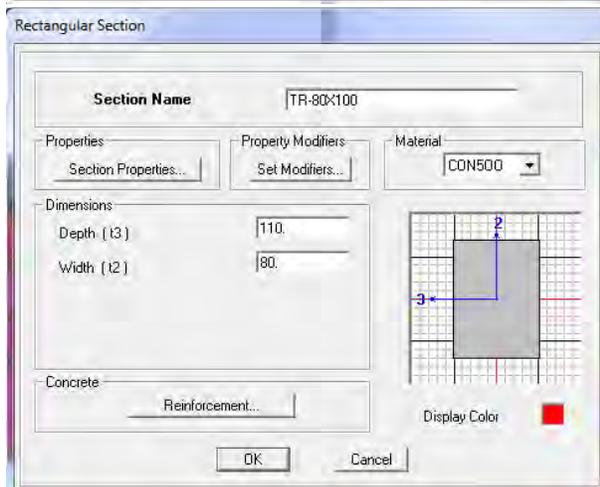
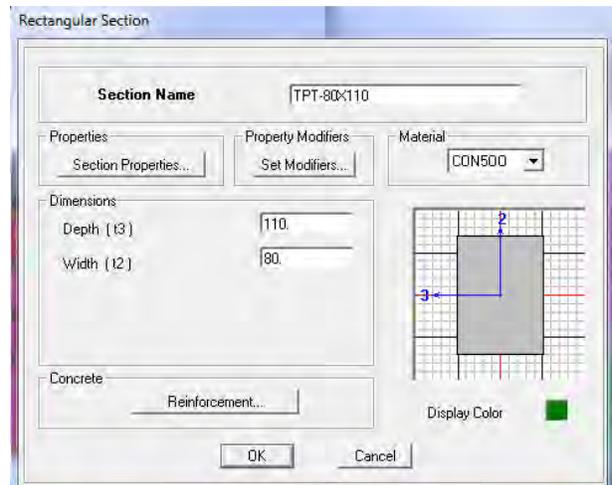
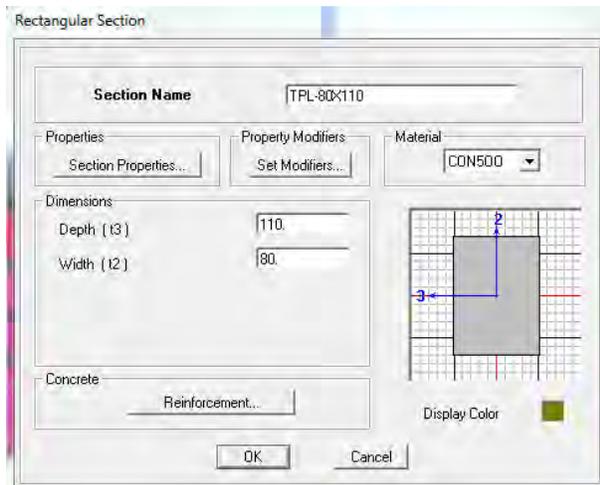
APÉNDICES

APÉNDICE A

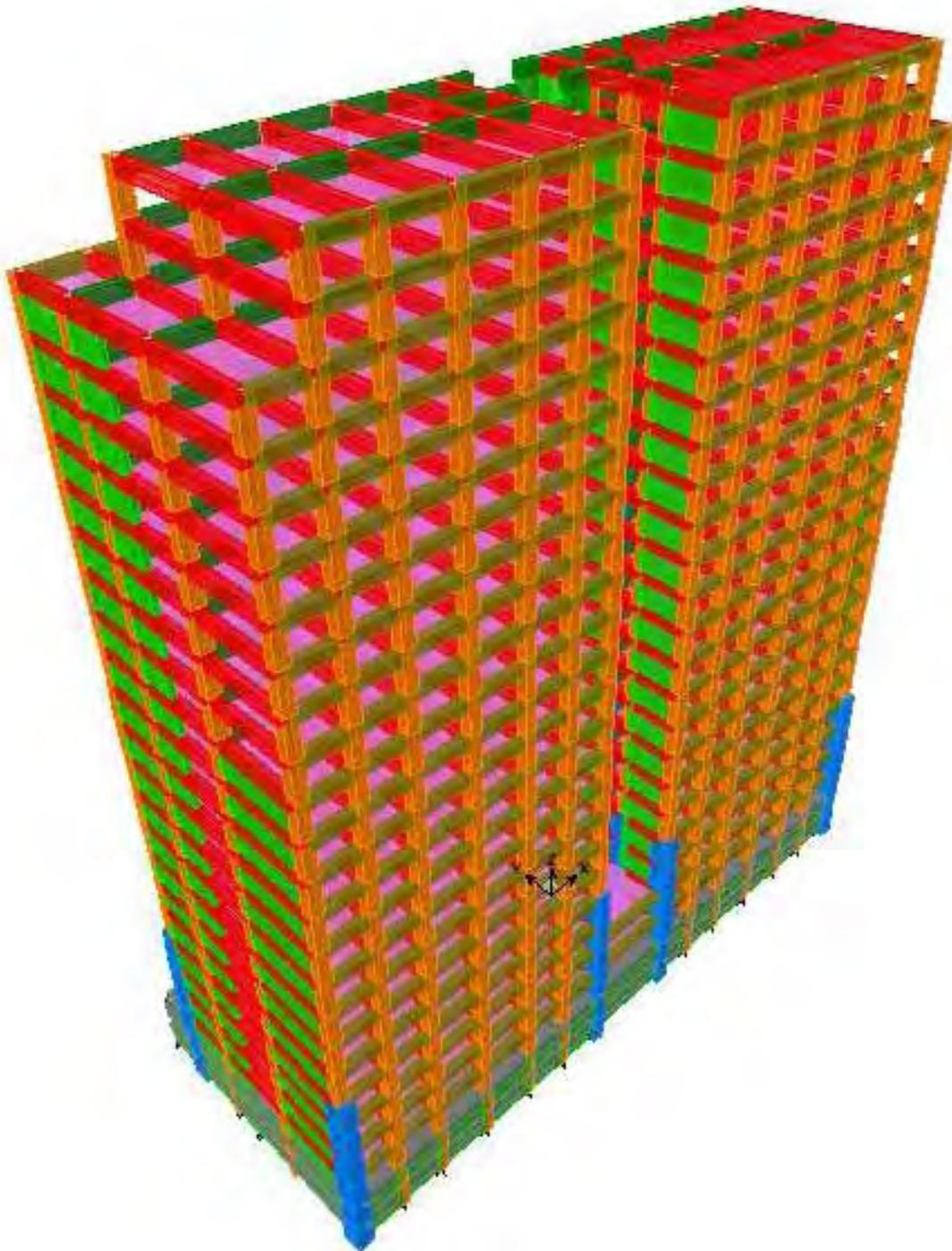
En este apartado ilustraremos la geometría de los elementos estructurales usados por el proyectista del edificio ejemplo para la elaboración del modelo base de su diseño final. El sistema de piso está formado por losas “T” entre traveses, con un firme de compresión de 6 cm $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$ la función de la sección compuesta, se logra uniendo con los conectores de cortante de las vigas.

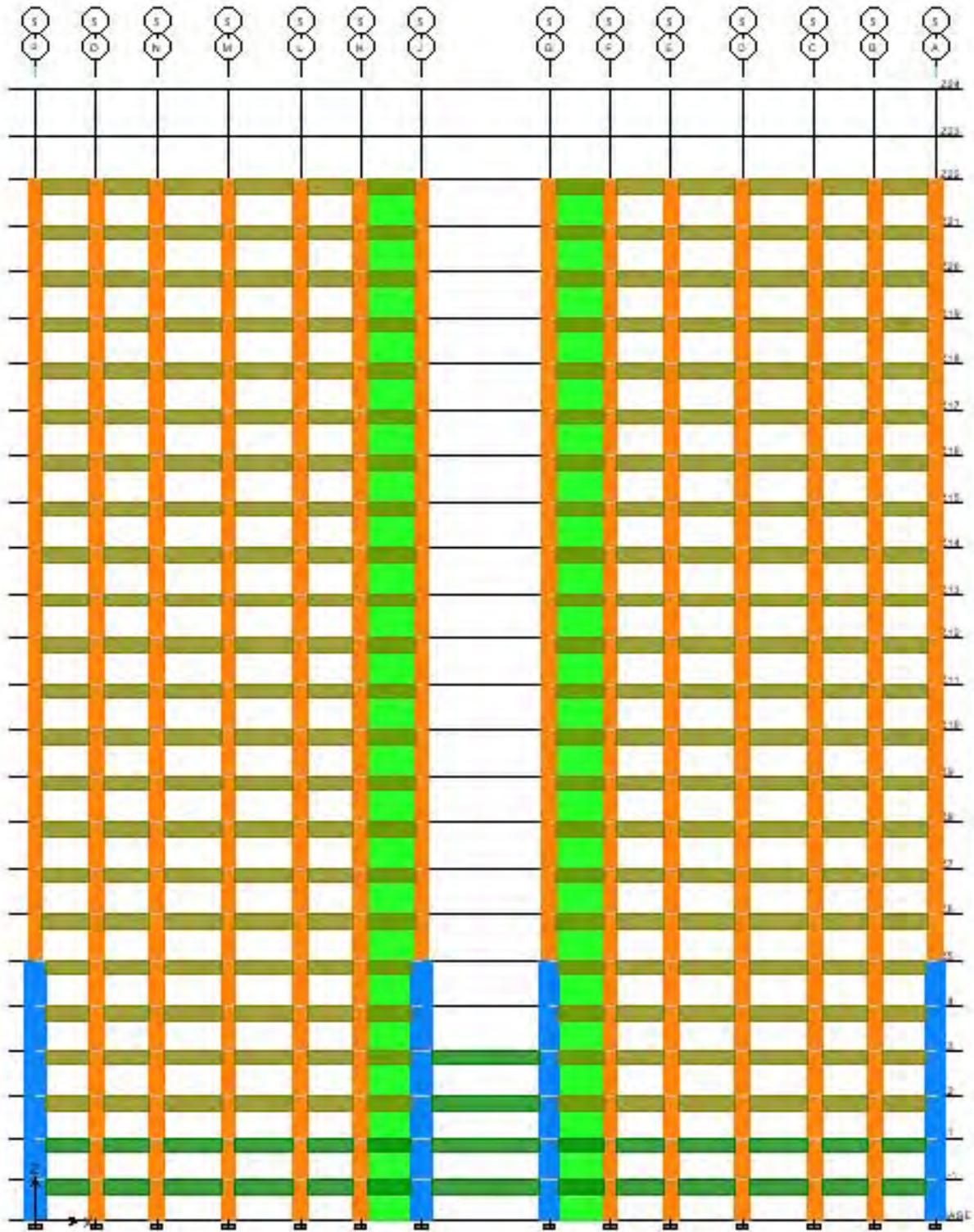
La geometría de las secciones de columnas y traveses de concreto utilizados, son los que se muestran en las siguientes imágenes. Es importante mencionar que las traveses y losa fueron prefabricadas usando concreto preforzado con resistencia de 500 kg/cm^2 .



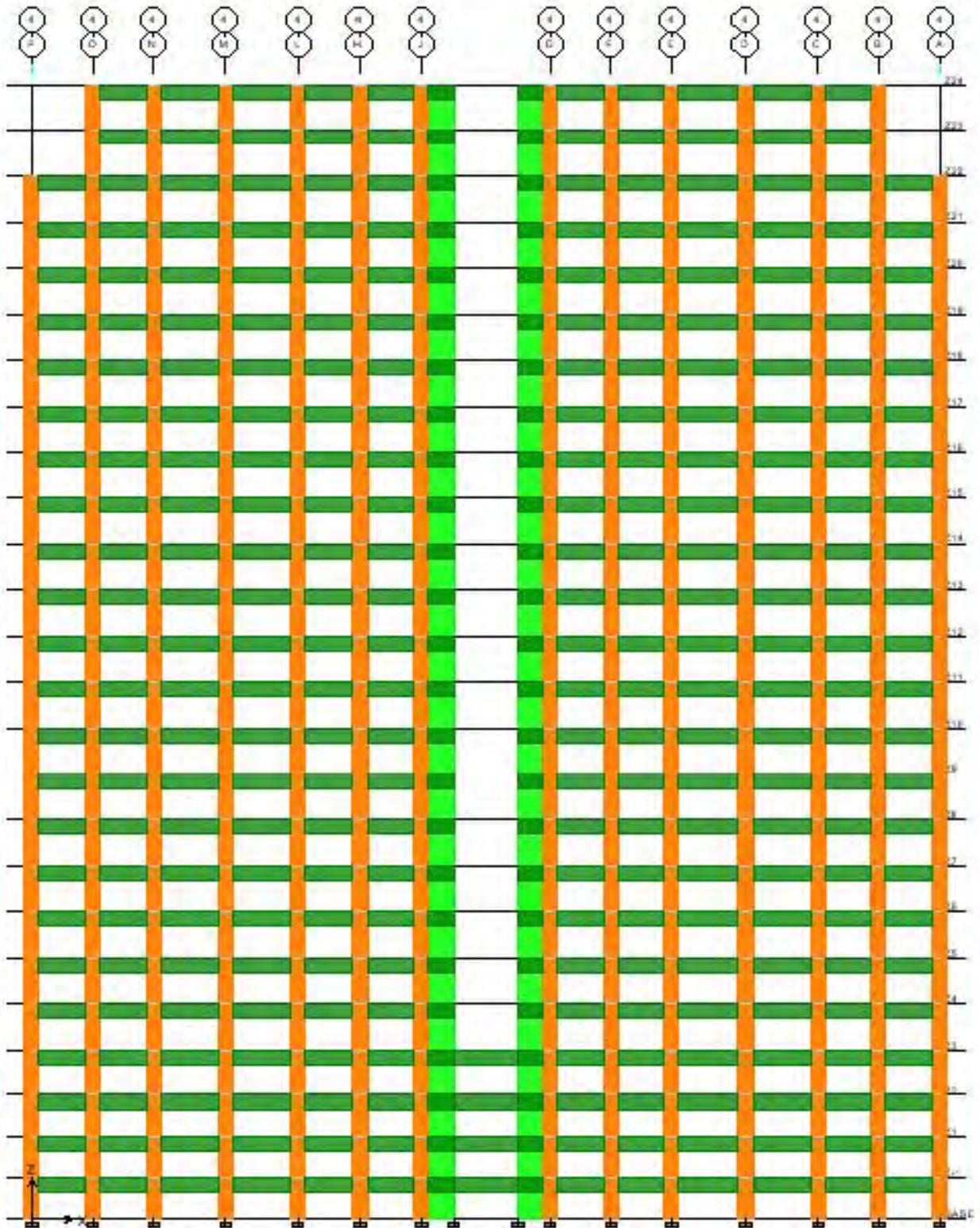


Vista en Isométrico del Edificio Alto con sus secciones originales, anteriormente descritas.

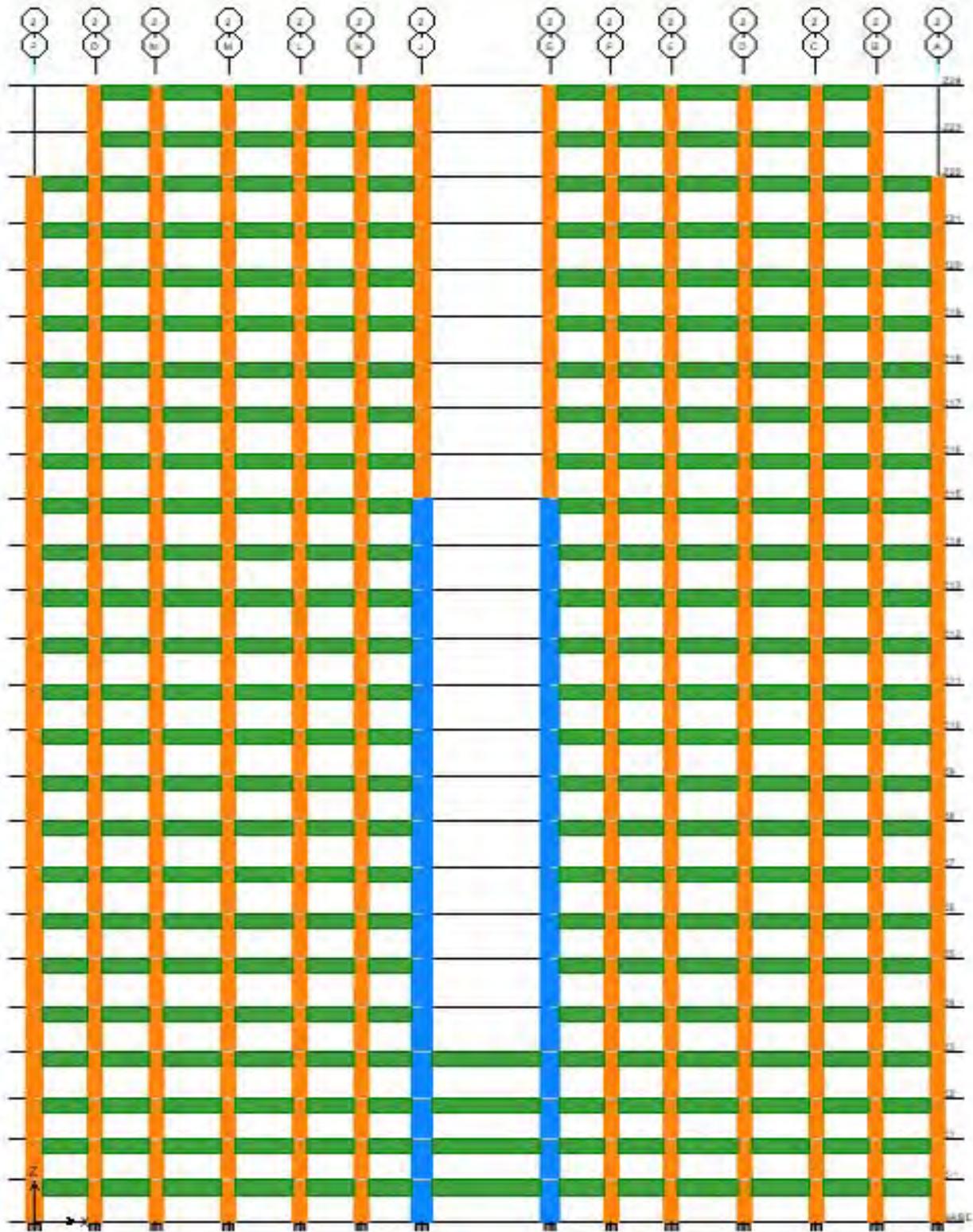




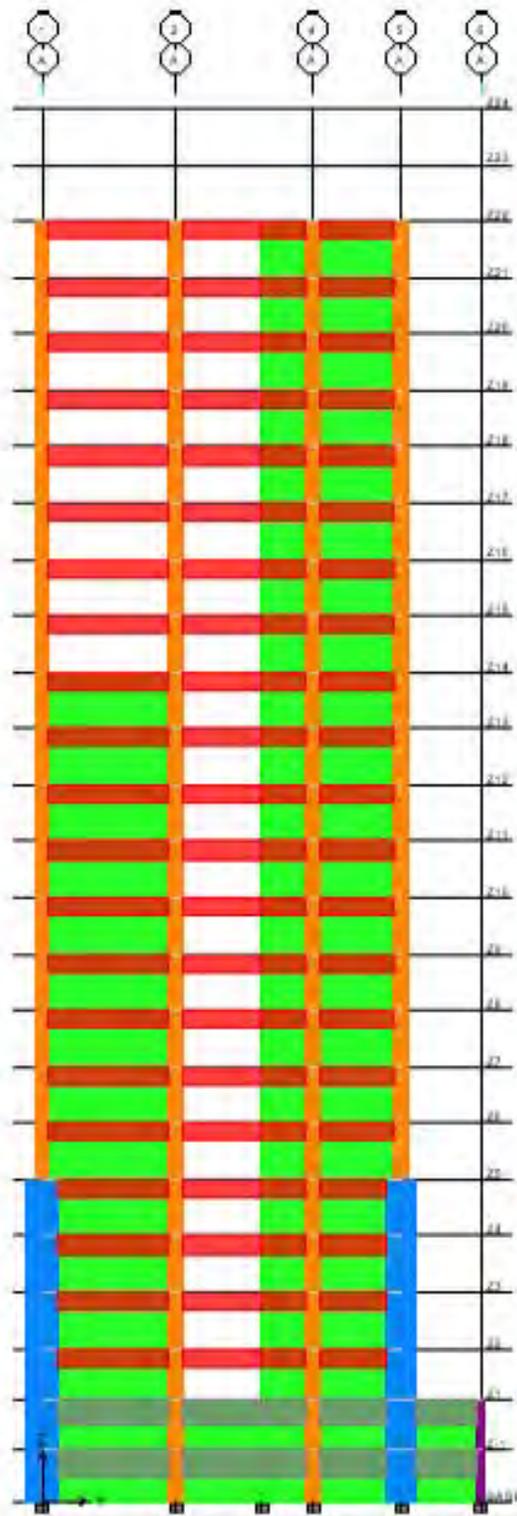
CORTE TRANSVERSAL EJE 5



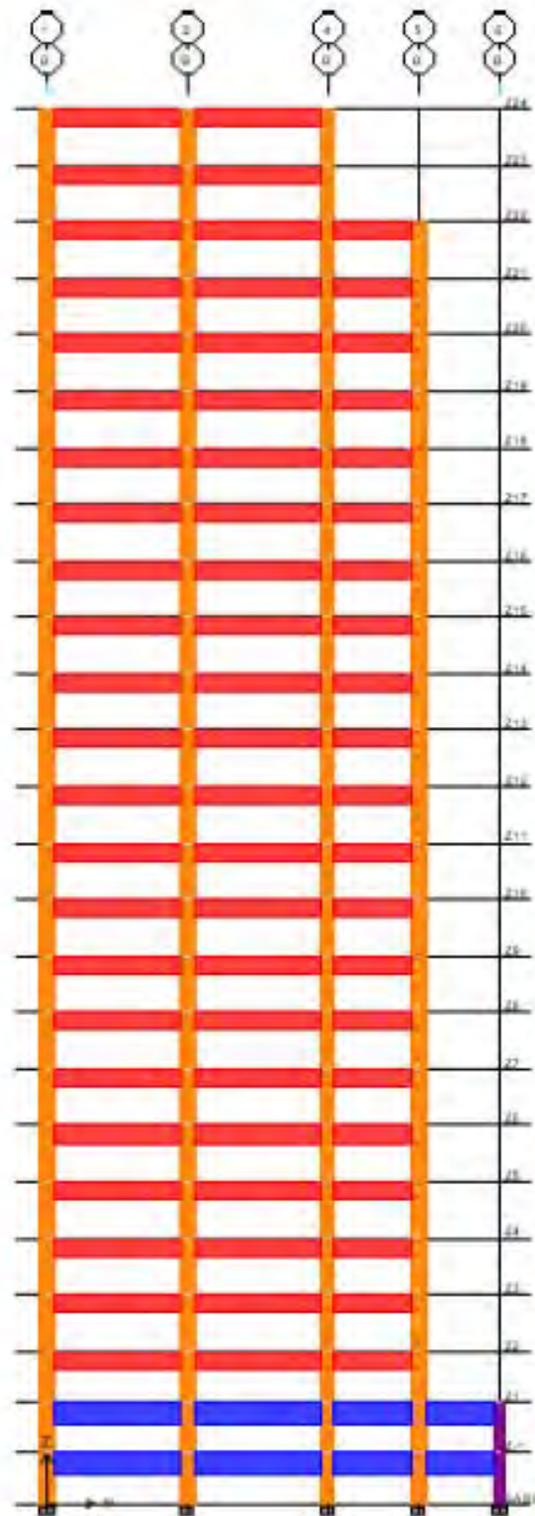
CORTE TRANSVERSAL EJE 4



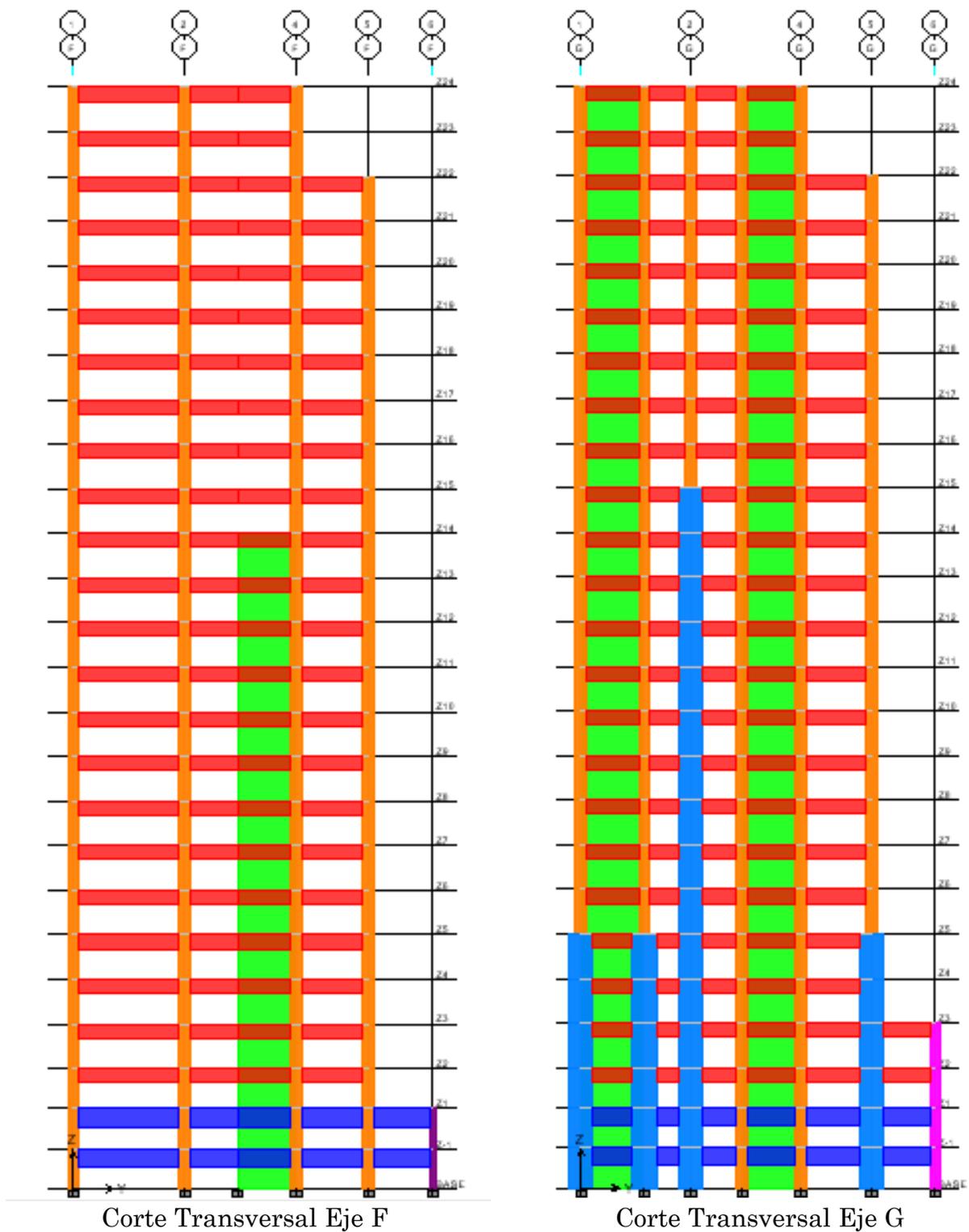
CORTE TRANSVERSAL EJE 2

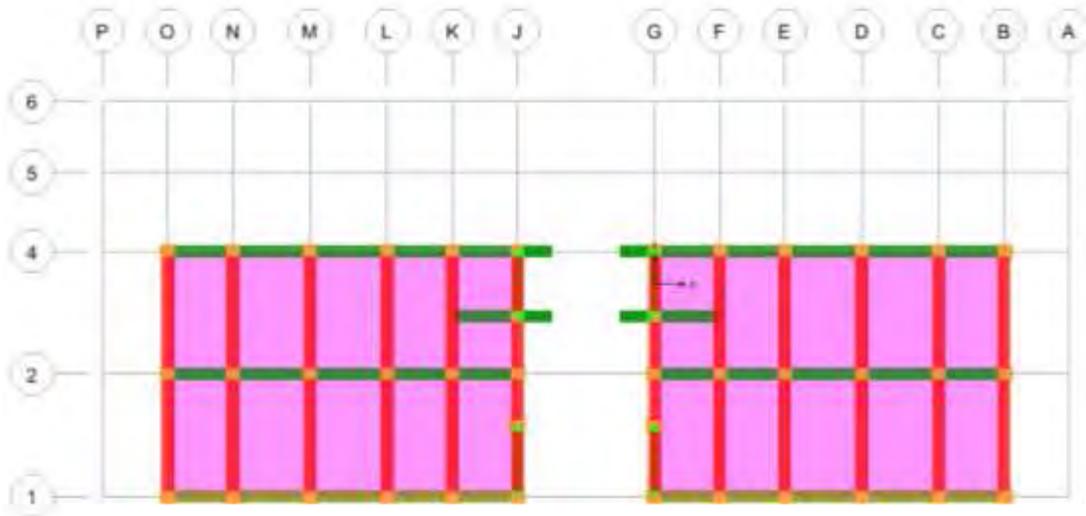


Corte Transversal Eje A

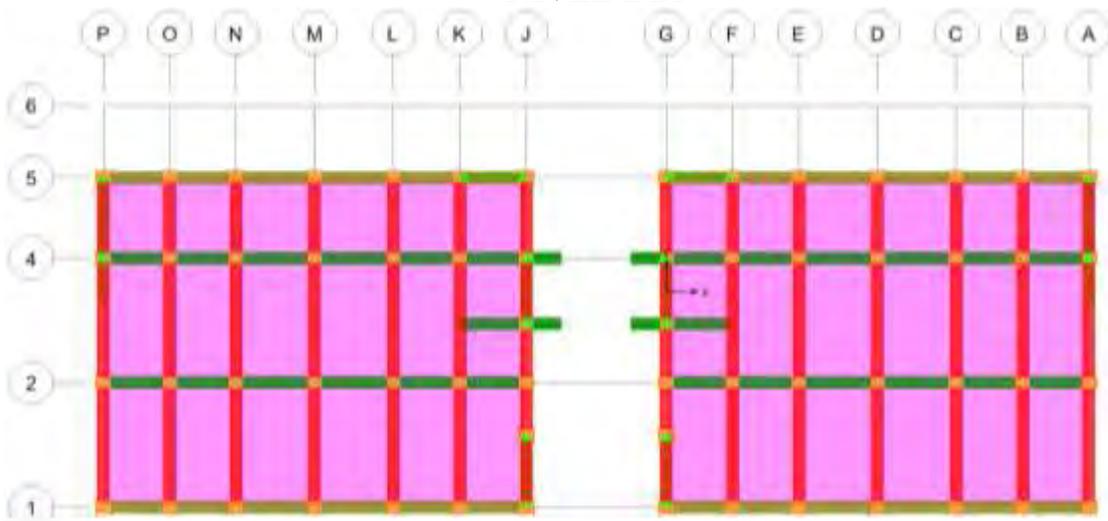


Corte Transversal Eje B

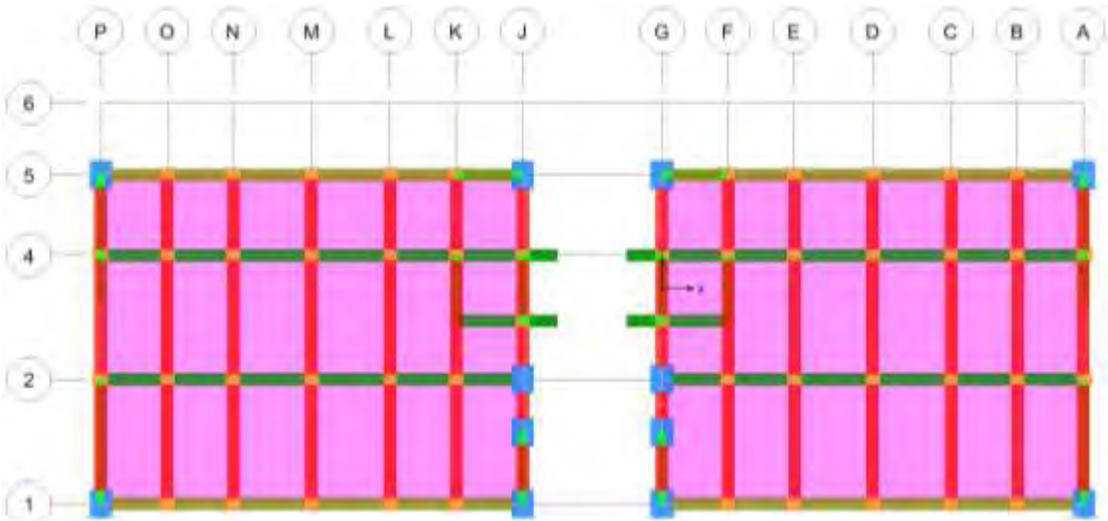




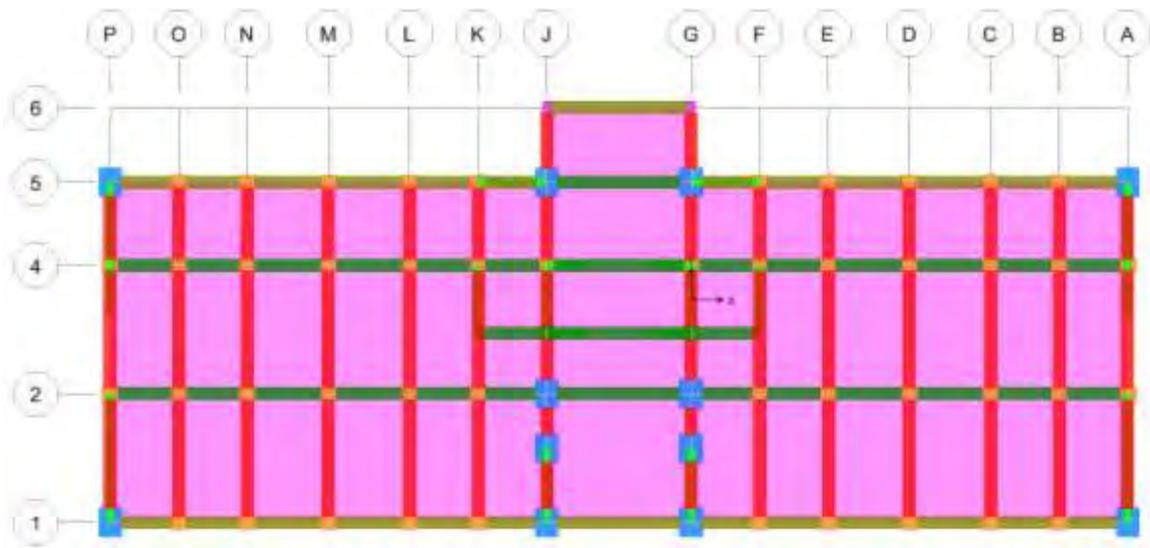
NIVEL Z 24



NIVEL Z 22



NIVEL Z 4



NIVEL Z 3



NIVEL Z-1

APÉNDICE B

En este apartado ilustraremos la geometría de los elementos estructurales usados con los conceptos desarrollados en este trabajo, teniendo como principal meta el aplicar los concretos de alta resistencia en el diseño de los edificios altos tipo torre, y empleando las herramientas necesarias para que el diseño sea factible y pueda demostrarse que su uso es equivalente como el usar estructuras de acero, de concretos pretensados y de estructuras mixtas, vistas en este trabajo.

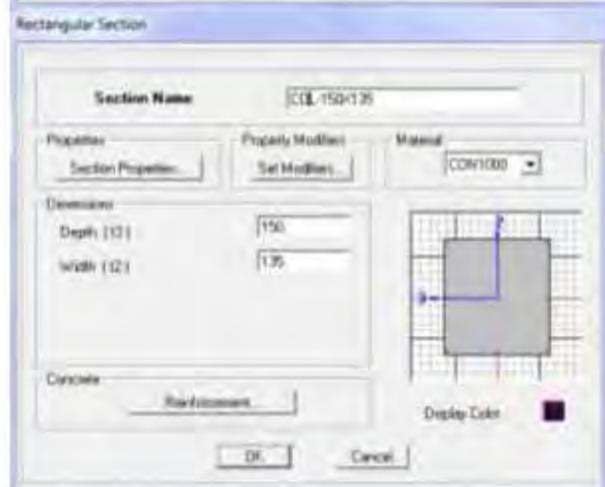
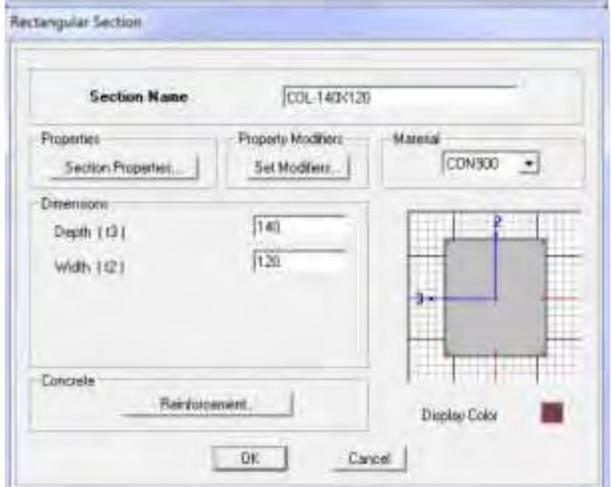
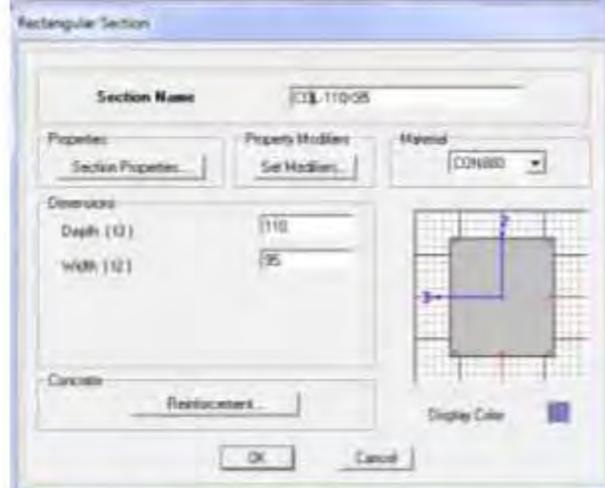
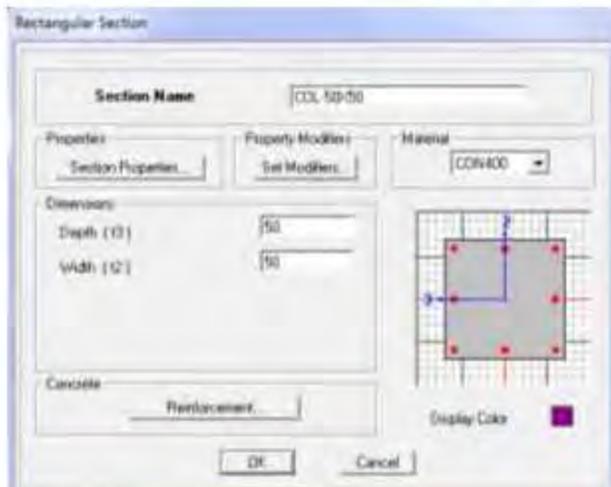
Para ello me apoyare en la restricción de no hacer modificaciones arquitectónicas referentes a alturas de los entresijos, separación de ejes, no modificar la ubicación de los muros de cortante; se realizaran cambios de sección y de la calidad del material en trabes y columnas.

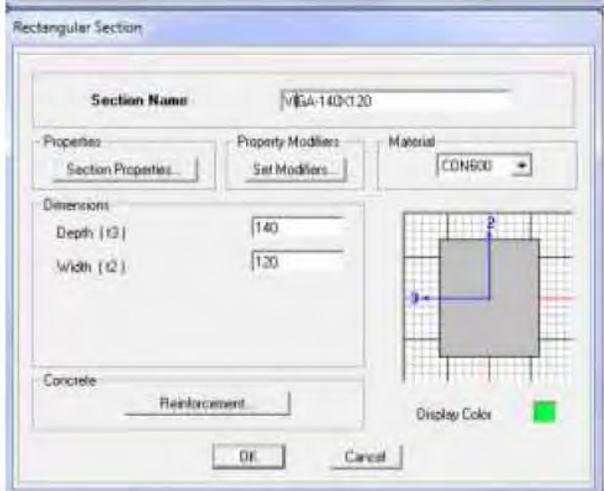
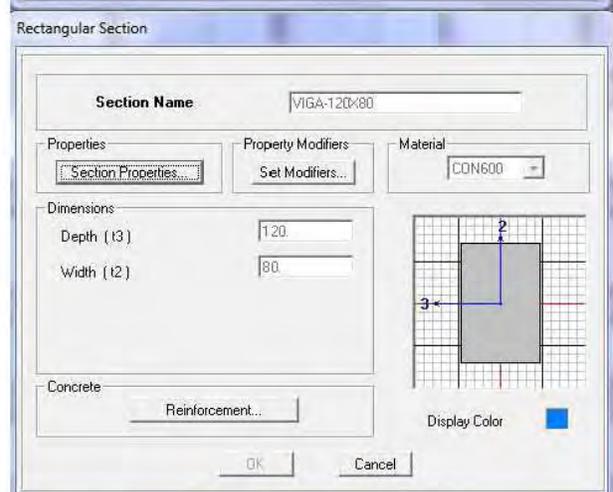
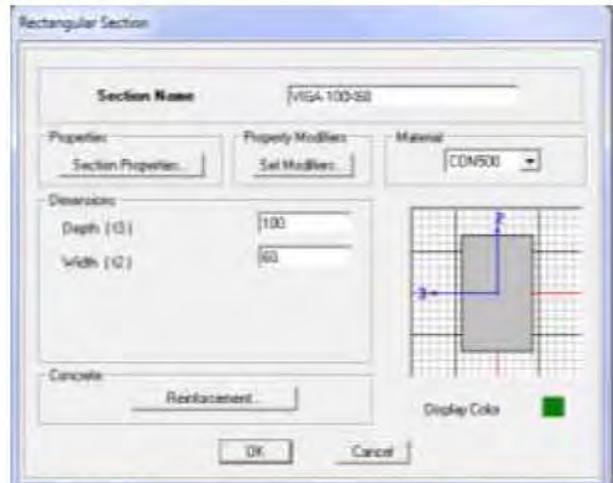
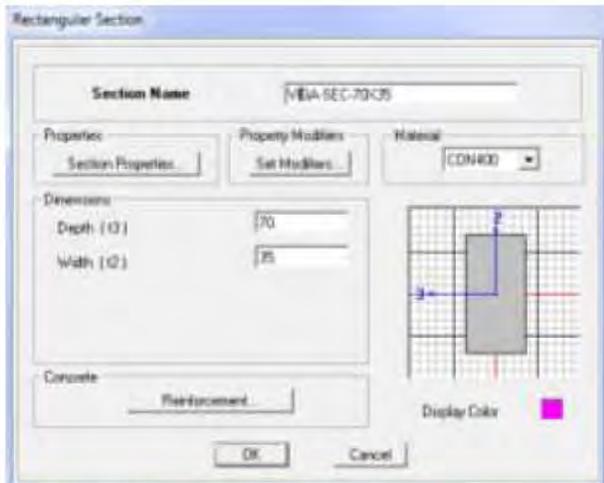
El sistema de piso empleado será una losa que trabaje en 2 direcciones, por ello se utilizara una losa maciza tradicional de 8 cm de espesor apoyada sobre vigas en su perímetro y se colocaran vigas secundarias para minimizar los efectos de deflexión debió a los claro donde se colocara, previamente antes de disponer del espesor de la losa de 8 cm, fue calculada la deflexión que sufriría la losa y la viga secundaria sumando el peso propio, las cargas muertas y la viva máxima y se confirmo que con tal espesor de losa y con ayuda de una viga secundaria se cumple con que no rebase el límite máximo permitido para deflexión de losas.

Para dar dimensión a las columnas empleando concreto de alta resistencia se emplearon los diversos tipos de concreto conocidos y que pueden ser fabricados hasta la fecha, se realizaron pruebas con varios modelos en el programa ETABS V9.60 para que de todos ellos se escogiera uno que cumpliera ampliamente con los límites permitidos por las norma técnica complementaria para diseño de estructuras de concreto.

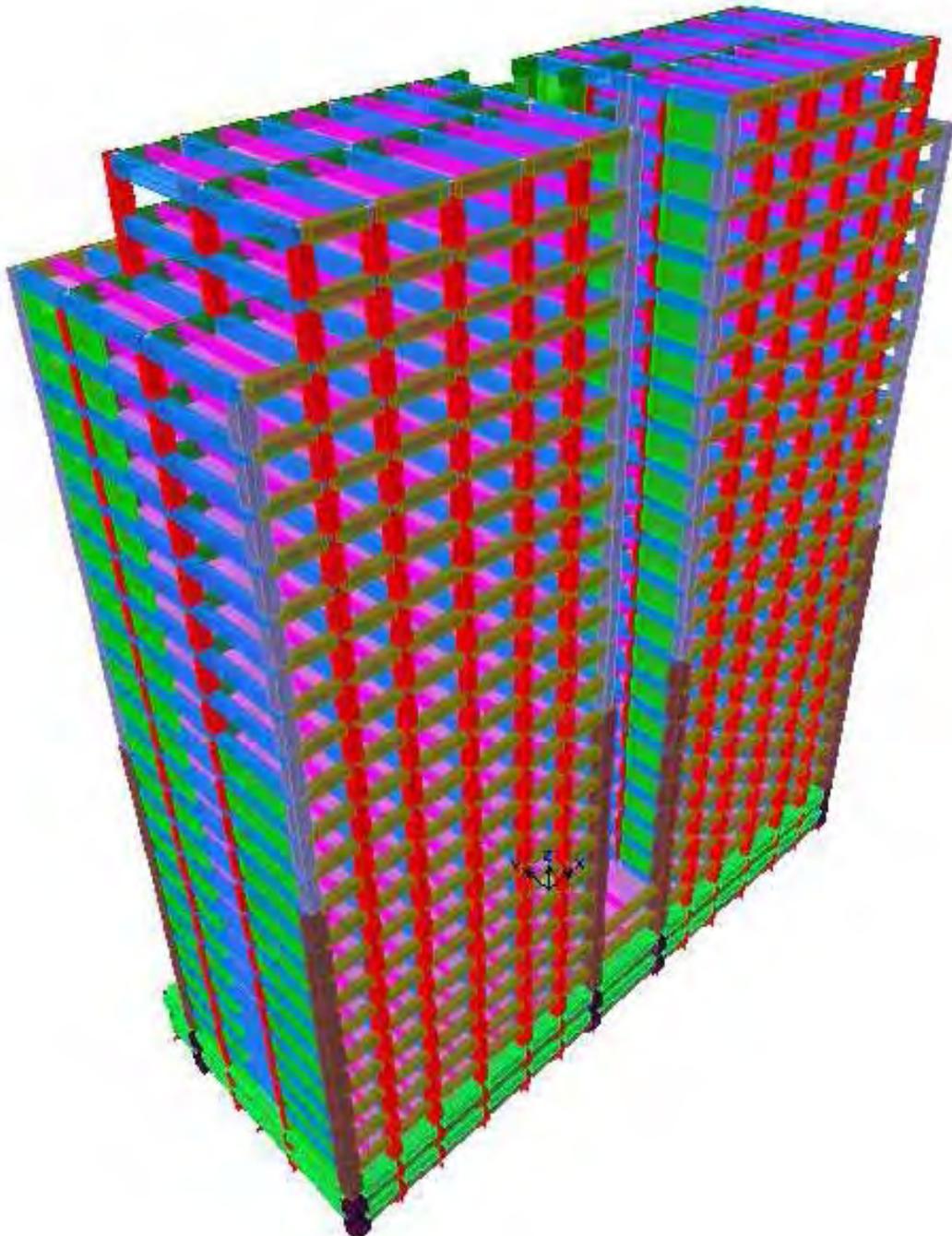
La geometría de las secciones de columnas y trabes de concreto utilizados en el modelo que se utilizara para comparar el uso de los concretos de alta resistencia, son los que se muestran en las siguientes figuras.

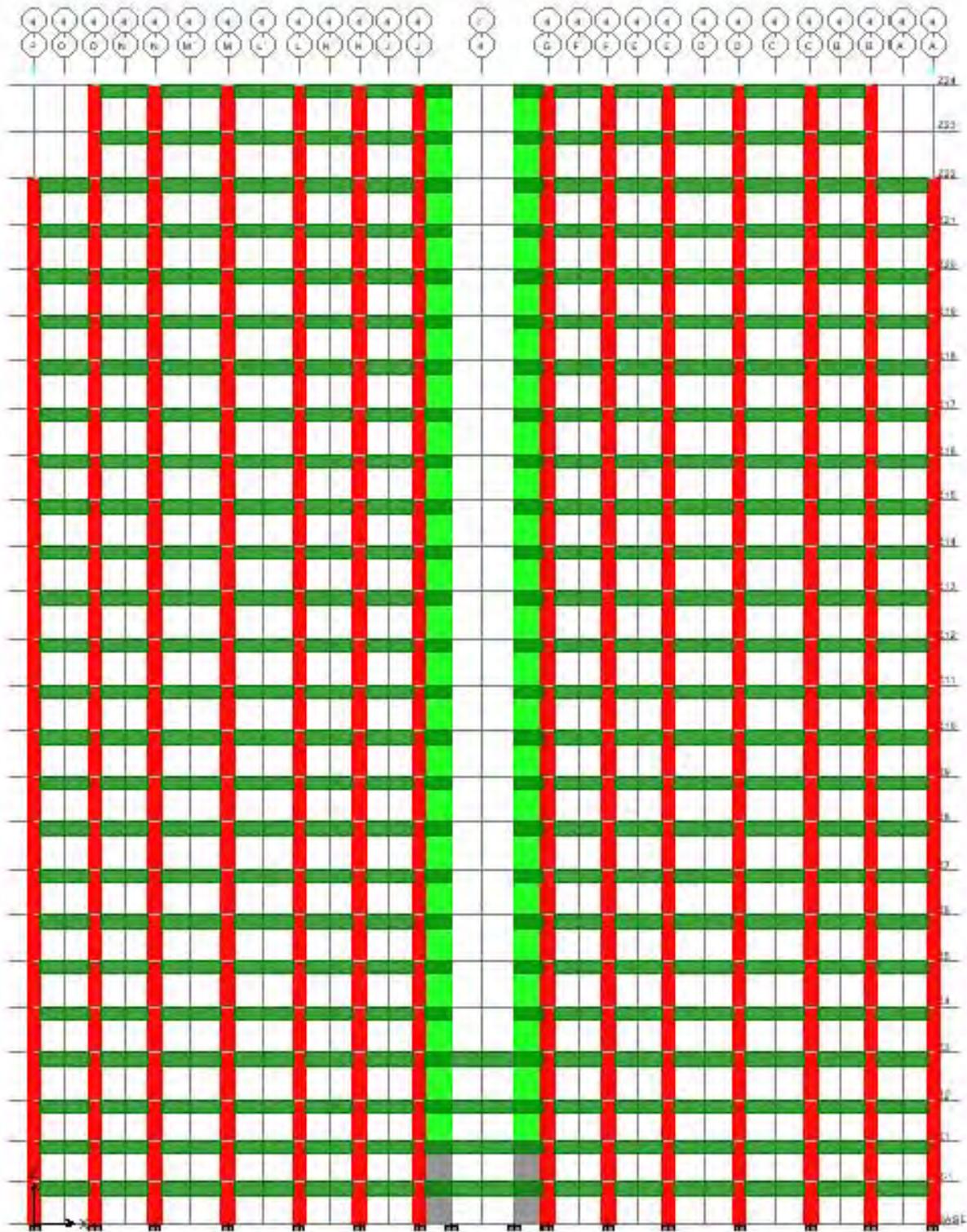
Cabe señalar que se cuidó mucho que los cambios verticales de dimensión de las columnas nos fuera tan fuerte para no provocar aumentos en las fuerzas cortantes debidas a sismo y por el cambio del área transversal.



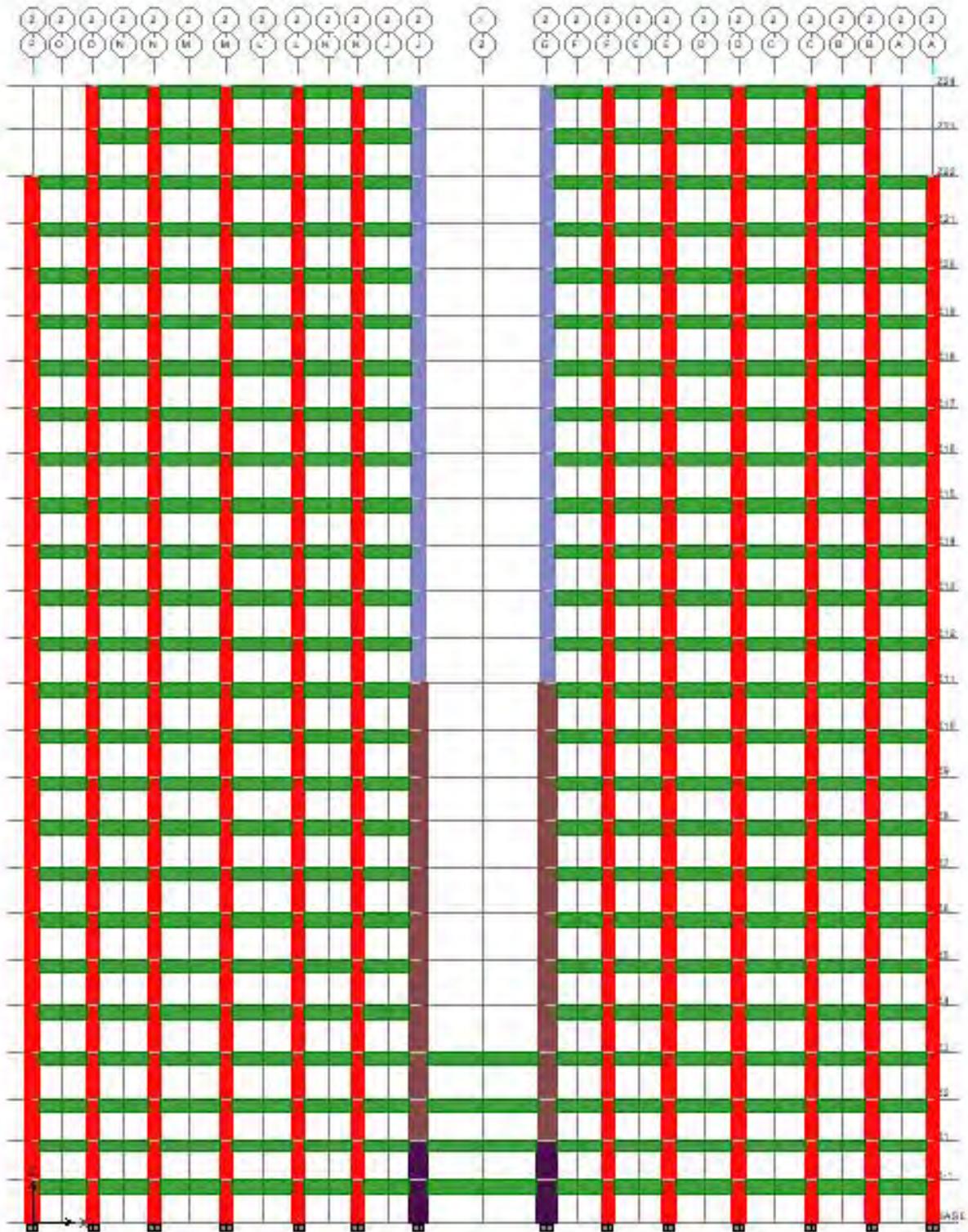


Vista en Isométrico del Edificio Alto a Diseñar con Concreto de Alta Resistencia y se hace uso de los elementos que fueron ilustrados anteriormente.

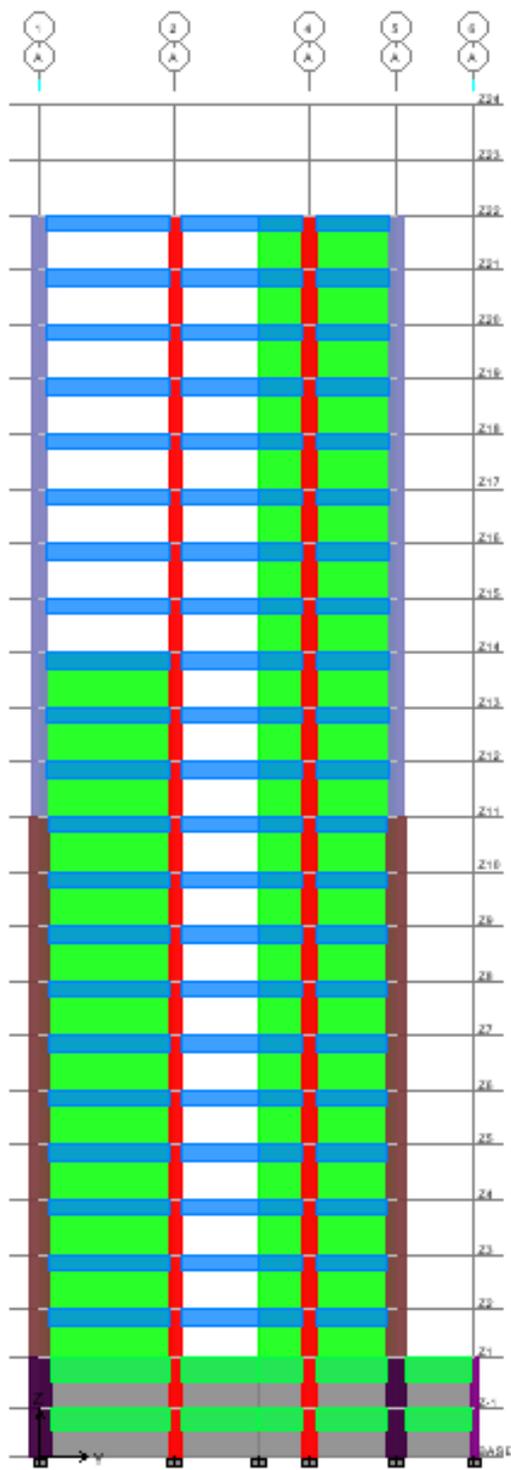




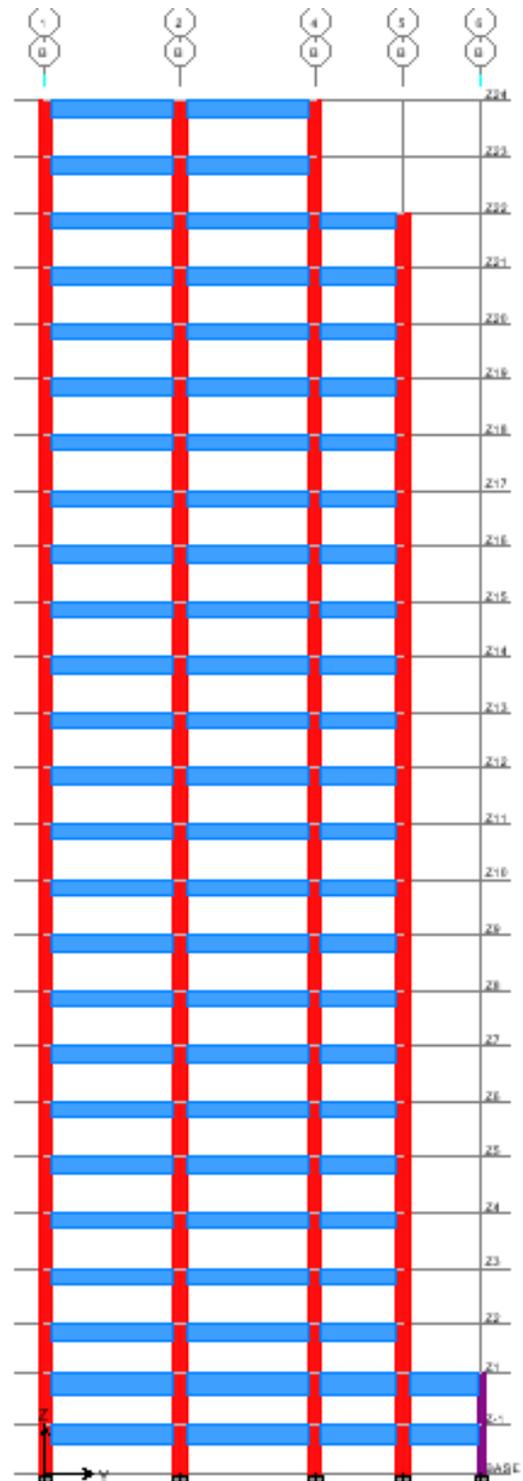
Corte Transversal Eje 4



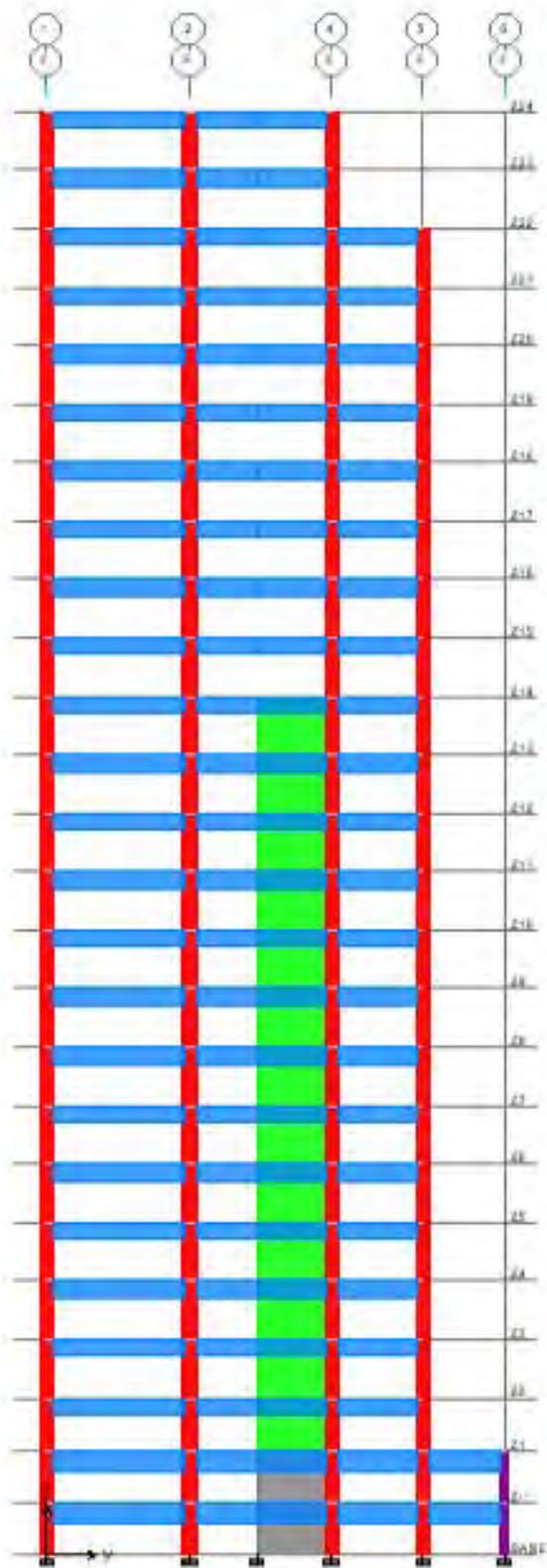
Corte Transversal Eje 2



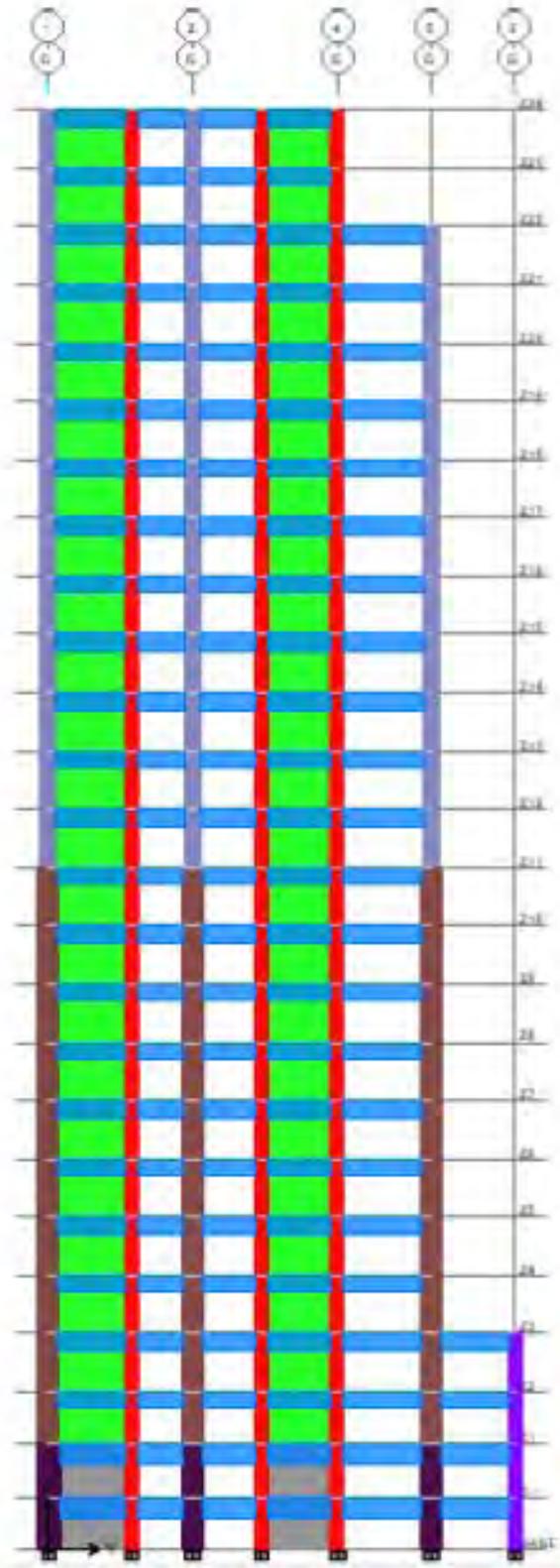
Corte Transversal Eje A



Corte Transversal Eje B



Corte Transversal Eje F



Corte Transversal Eje G

APÉNDICE C

En la siguiente tabla se muestra la información del acero de refuerzo necesario para cada elemento estructural que fue planteado en este ejemplo de aplicación.

La cantidad de acero con el cual aparecerá cada sección es el requerido de acuerdo a los datos obtenidos por el programa y que fue calculado conforme a los reglamentos del ACI 318-05 y el IBC-2003 (International Building Code), que es el reglamento que el ETABS V9.6 maneja para el diseño de elementos de concreto.

Sección	As Max (cm ²)	As min (cm ²)	As diseño (cm ²)
COL-110X95	470.25	104.5	150
COL-140X120	756	168	185
COL-150X135	911.25	202.5	300
COL-100X80	360	80	80
COL-50X50	112.5	25	25
COL-70X45	141.75	31.5	57.64

Sección	As Min Top	As Top	As Min Bot	As Bot
VIGA-100X70	21.8	27	11.8	43.2
VIGAX-100X60	17.61	20.55	10.27	28.5
VIGA SEC-70X35	9.15	12	4.5	10
VIGA-100X60	23.781	33.85	11.025	17.755
VIGA-140X120	32.8	37.85	42.12	54
VIGA-120X80	28.73	36.21	33.16	35

Los resultados obtenidos, satisfacen ampliamente las solicitudes a la estructura, la mayor parte de las áreas de refuerzo se satisfacen con el área mínima por reglamento, eso nos permite ahorrar acero de refuerzo transversal y también disminuir ampliamente los costos por este material, en el total de la obra.

APÉNDICE D

NIVEL	DESPLAZAMIENTOS				ALTURA	COCIENTE	
	X (MM)	Y (MM)	X (MM)	Y (MM)	H (MM)	DX/H	DY/H
Z24	79.7384	6.948	2.526	0.1178	3,500	0.0007	
Z24	5.4731	57.5888	0.163	4.108	3,500		0.0012
Z23	78.4754	6.8891	3.3182	-5.409	3,500	0.0009	
Z23	5.3916	55.5348	0.1368	8.0404	3,500		0.0023
Z22	76.8163	9.5936	4.0514	0.6274	3,500	0.0012	
Z22	5.3232	51.5146	0.1994	4.9916	3,500		0.0014
Z21	74.7906	9.2799	4.6436	0.7338	3,500	0.0013	
Z21	5.2235	49.0188	0.2174	5.3986	3,500		0.0015
Z20	72.4688	8.913	5.1668	0.7978	3,500	0.0015	
Z20	5.1148	46.3195	0.2432	5.5794	3,500		0.0016
Z19	69.8854	8.5141	5.6114	0.8446	3,500	0.0016	
Z19	4.9932	43.5298	0.2684	5.6918	3,500		0.0016
Z18	67.0797	8.0918	6.0008	0.8814	3,500	0.0017	
Z18	4.859	40.6839	0.2924	5.7596	3,500		0.0016
Z17	64.0793	7.6511	6.3488	0.9112	3,500	0.0018	
Z17	4.7128	37.8041	0.311	5.7882	3,500		0.0017
Z16	60.9049	7.1955	6.6676	0.9784	3,500	0.0019	
Z16	4.5573	34.91	0.3112	6.0192	3,500		0.0017
Z15	57.5711	6.7063	6.961	1.0546	3,500	0.0020	
Z15	4.4017	31.9004	0.355	6.2358	3,500		0.0018
Z14	54.0906	6.179	7.2104	0.8204	3,500	0.0021	
Z14	4.2242	28.7825	0.5912	4.4634	3,500		0.0013
Z13	50.4854	5.7688	7.5104	0.8916	3,500	0.0021	
Z13	3.9286	26.5508	0.6408	4.6916	3,500		0.0013
Z12	46.7302	5.323	7.9166	0.9666	3,500	0.0023	
Z12	3.6082	24.205	0.616	4.8656	3,500		0.0014
Z11	42.7719	4.8397	8.074	1.0042	3,500	0.0023	
Z11	3.3002	21.7722	0.6104	4.8778	3,500		0.0014
Z10	38.7349	4.3376	8.4144	1.0418	3,500	0.0024	
Z10	2.995	19.3333	0.5964	4.8962	3,500		0.0014
Z9	34.5277	3.8167	8.7246	1.0736	3,500	0.0025	
Z9	2.6968	16.8852	0.598	4.8674	3,500		0.0014
Z8	30.1654	3.2799	8.9976	1.0956	3,500	0.0026	
Z8	2.3978	14.4515	0.613	4.7944	3,500		0.0014
Z7	25.6666	2.7321	9.2054	1.1016	3,500	0.0026	
Z7	2.0913	12.0543	0.6488	4.6656	3,500		0.0013
Z6	21.0639	2.1813	9.2966	1.0844	3,500	0.0027	
Z6	1.7669	9.7215	0.7072	4.4674	3,500		0.0013
Z5	16.4156	1.6391	9.2242	1.0324	3,500	0.0026	
Z5	1.4133	7.4878	0.758	4.182	3,500		0.0012

Z4	11.8035	1.1229	9.0086	0.928	3,500	0.0026	
Z4	1.0343	5.3968	0.731	3.7958	3,500		0.0011
Z3	7.2992	0.6589	8.374	0.7098	3,500	0.0024	
Z3	0.6688	3.4989	0.5846	3.211	3,500		0.0009
Z2	3.1122	0.304	4.9284	0.345	3,150	0.0016	
Z2	0.3765	1.8934	0.3646	2.0948	3,150		0.0007
Z1	0.648	0.1315	0.9038	0.1498	3,150	0.0003	
Z1	0.1942	0.846	0.2894	1.123	3,150		0.0004
Z-1	0.1961	0.0566	0.3922	0.1132	3,150	0.0001	
Z-1	0.0495	0.2845	0.099	0.569	3,150		0.0002
BASE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
BASE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		

PESOS	CORTANTES					
	W (TON)	VX (TON)	VY (TON)	.08VX/W	.08VY/W	CUMPLE
1,744.3	502.19	0.00	0.0230		SI	
1,744.3	0.00	489.13		0.0224		SI
3,150.9	934.27	0.01	0.0237		SI	
3,150.9	0.00	921.58		0.0234		SI
5,676.8	1,416.10	0.00	0.0200		SI	
5,676.8	0.00	1,406.98		0.0198		SI
8,405.9	1,841.73	0.00	0.0175		SI	
8,405.9	0.00	1,808.90		0.0172		SI
11,135.0	2,189.68	0.01	0.0157		SI	
11,135.0	0.00	2,111.90		0.0152		SI
13,864.1	2,466.57	0.01	0.0142		SI	
13,864.1	0.00	2,342.17		0.0135		SI
16,593.2	2,688.23	0.01	0.0130		SI	
16,593.2	0.00	2,523.11		0.0122		SI
19,322.2	2,861.20	0.00	0.0118		SI	
19,322.2	0.00	2,662.38		0.0110		SI
22,051.3	2,993.46	0.00	0.0109		SI	
22,051.3	0.00	2,770.08		0.0100		SI
24,780.4	3,099.03	0.01	0.0100		SI	
24,780.4	0.00	2,864.72		0.0092		SI
28,106.1	3,189.68	0.01	0.0091		SI	
28,106.1	0.00	2,960.70		0.0084		SI
30,890.9	3,277.32	0.00	0.0085		SI	
30,890.9	0.00	3,070.64		0.0080		SI
33,675.6	3,373.41	0.00	0.0080		SI	
33,675.6	0.00	3,195.60		0.0076		SI
36,513.7	3,484.23	0.00	0.0076		SI	
36,513.7	0.00	3,340.22		0.0073		SI
39,351.7	3,616.64	0.00	0.0074		SI	

39,351.7	0.00	3,505.54		0.0071		SI
42,189.8	3,773.15	0.01	0.0072		SI	
42,189.8	0.00	3,686.53		0.0070		SI
45,027.9	3,947.09	0.00	0.0070		SI	
45,027.9	0.00	3,881.20		0.0069		SI
47,865.9	4,133.46	0.00	0.0069		SI	
47,865.9	0.00	4,086.11		0.0068		SI
50,704.0	4,329.76	0.00	0.0068		SI	
50,704.0	0.00	4,289.57		0.0068		SI
53,542.0	4,519.61	0.00	0.0068		SI	
53,542.0	0.00	4,476.88		0.0067		SI
56,380.1	4,688.03	0.00	0.0067		SI	
56,380.1	0.00	4,642.40		0.0066		SI
59,552.9	4,856.63	0.00	0.0065		SI	
59,552.9	0.00	4,808.64		0.0065		SI
62,660.2	4,983.09	0.00	0.0064		SI	
62,660.2	0.00	4,939.48		0.0063		SI
67,545.3	5,063.99	0.01	0.0060		SI	
67,545.3	0.01	5,065.63		0.0060		SI
72,430.4	5,096.57	0.01	0.0056		SI	
72,430.4	0.01	5,132.42		0.0057		SI
75,616.0			0.00			
75,616.0				0.00		

De la tabla se obtiene como resultado que los efectos de segundo orden se pueden despreciar para el diseño de las columnas.

Fin del Trabajo