

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



**“GUIA PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS
UTILIZANDO MODELOS TRIDIMENSIONALES”**

PRESENTADO POR

Arturo José Benítez Villatoro
Héctor Leonel Campos Rivera
Jonathan René Ortega Rivera

PARA OPTAR AL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, MAYO DE 2005.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTORA :
Dra. María Isabel Rodríguez

SECRETARIA GENERAL :
Licda. Alicia Margarita Rivas de Recinos

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO :
Ing. Mario Roberto Nieto Lovo

SECRETARIO :
Ing. Oscar Eduardo Marroquín Hernández

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR :
Ing. Luís Rodolfo Nosiglia Durán

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:
INGENIERO CIVIL

Título:

**“GUIA PARA EL DISEÑO ESTRUCTURA DE EDIFICIOS UTILIZANDO
MODELOS TRIDIMENSIONALES”**

Presentado por:

Arturo José Benítez Villatoro
Héctor Leonel Campos Rivera
Jonathan René Ortega Rivera

Trabajo de Graduación aprobado por:

Docente Director:

Ing. Fredy Fabricio Orellana Calderón

Docente Director:

Ing. Luís Rodolfo Nosiglia Durán

San Salvador, mayo de 2005.

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores :

Ing. Fredy Fabricio Orellana Calderón

Ing. Luís Rodolfo Nosiglia Durán

DEDICATORIAS

Es el momento de reflexionar sobre este éxito académico. Hace siete años un bachiller se embarco en una aventura llamada estudios universitarios, en donde, decidió que estudiaría para convertirse en ingeniero civil, al fin llego el momento que durante siete años he esperado con tanta ansiedad, y que después de tantos sacrificios, desvelos y gasto de neuronas por fin culmina, con la obtención del titulo de ingeniero civil, no esta demás recordar que el camino fue largo, tedioso, en ocasiones se pensó en arrojar la toalla; sin embargo, con la ayuda de Dios, la voluntad propia, el deseo ferviente de superarse y el apoyo de familiares, amigos y compañeros, hicieron posible que estos pensamientos no fueran un obstáculo, con este trabajo de graduación se da por finalizada la aventura en la que se pasaron cinco años de estudios en un abrir y cerrar de ojos, tiempo en el cual conocí a muchas personas y sufrí tanto éxitos como fracasos, pero gracias a la dedicación y esfuerzos se aprobaron una a una las cátedras recibidas, a estos se le sumaron casi dos años más, para la realización del presente trabajo, por tal motivo deseo dedicar y compartir mi triunfo con las siguientes personas:

A DIOS TODOPODEROSO: Por darme vida, sabiduría, habilidad para comprender los conocimientos adquiridos en mi periodo de estudios, y haberme brindado la fortaleza necesaria para seguir adelante y lograr uno a uno mis objetivos, es a Él a quien debo, ante todo, este triunfo y poder llegar ser ingeniero con este trabajo de graduación.

A MI MADRE: Por su amor, apoyo incondicional, dedicación, cuidados y ayuda económica, por haberme acompañado y motivado a completar mis estudios y realizar mi trabajo de graduación.

A MI PADRE: Por apoyarme y darme su confianza para llevar a cabo mis estudios y mi trabajo de graduación, y porque después de mi madre es la segunda persona a quien debo este éxito.

A MI ABUELA: Por que a sido la persona quien después de mi madre, a sido la única que se ha preocupado por mi bienestar y apoyarme en todo momento.

A MI TIA: Por estar allí para apoyarme y bríndame su ayuda económica cuando nadie más pudo, a ella le debe en parte las facilidades que se me otorgaron para terminar mi trabajo de graduación.

A MI HERMANA: Por su apoyo y confianza.

A MI COMPAÑERO DE TESIS: Arturo José Benítez Villatoro por su gran apoyo en la realización del mismo.

A MIS COMPAÑEROS Y AMIGOS: Jorge Morales, Ángel Maldonado, Guillermo Portillo, Raúl Molina, Ricardo Reyes, Carlos Funes, Jorge Figueroa y Héctor Campos. A todos ellos por haberme acompañado durante los 5 años de estudios.

AGRADECIMIENTOS ESPECIALES A:

AL ING. FREDY FABRICIO ORELLANA: Por haber sido nuestro director de trabajo de graduación, ya que sin su ayuda y apoyo no hubiese sido posible realizarlo.

AL ING. LUIS RODOLFO NOSIGLIA DURÁN: Por habernos apoyado aportando su conocimiento y valiosa opinión sobre la realización del mismo.

AL ING. EDGAR ARMANDO PEÑA FIGUEROA: Por habernos ayudado en un principio a escoger tema en que se realizaría el trabajo de graduación, y por su ayuda al iniciar el mismo.

A TODOS LOS INGENIEROS DEL SECTOR PROFESIONAL: A quienes aportaron sus diferentes puntos de vista sobre el tema, y su interés por el trabajo de graduación desarrollado.

A LA UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR: Ya que sin ella no pudiera ser lo sería hoy, un ingeniero, por toda la educación que me ha proporcionado.

Por,

Jonathan René Ortega Rivera

DEDICATORIA

A DIOS TODOPODEROSO: Porque gracias a El he logrado alcanzar la meta propuesta, porque me oriento mediante los consejos de mis padres y puso en mi camino a todas aquellas personas que mediante su experiencia y generosidad me guiaron para merecer este merito.

A MI MADRE: Por todos los consejos, sacrificios, muestras de afecto, y amor que me ha dado; por su deseo desmedido para que recibiera una buena educación y así poder alcanzar este nuevo triunfo y que sé que no lograría sin su insistencia en finalizar el trabajo de graduación.

A MI PADRE: Por sus consejos, observaciones, disciplina, y bondad que me ha infundado desde pequeño para superarme cada día más; razón por la cual le dedico gran parte de este logro.

A MARICELA, JULIO Y LA ABUELITA VENTURA: Porque me han acompañado desde siempre para iniciar esta carrera y darme ánimos para finalizar lo que se inicio, a la vez les dedico todo el sacrificio realizado para finalizar la tesis ya que con su insistencia y oración he finalizado este trabajo que me ha permitido lograr esta meta.

A MIS TIOS Y PRIMOS: Porque fueron un ejemplo a seguir, motivación para terminar este trabajo y porque de todas las formas posibles me ayudaron ha lograr esta meta. Ya que ellos me impulsaron a avanzar en este trabajo de graduación brindando sus consejos y sabiduría para lograr este triunfo.

A MIS COMPAÑEROS DE TESIS: Porque sin ellos no hubiera sido posible este logro, sin su apoyo y su sacrificio no lograríamos este triunfo; en especial a mi compañero Jonathan René Ortega Rivera porque gracias a su dedicación, sentido de

responsabilidad y entrega por este trabajo de graduación no hubiéramos finalizado este trabajo.

AL ING. FREDY FABRICIO ORELLANA: Porque nos dirigió en el trabajo de graduación y nos permitió alcanzar esta meta.

AL ING. LUIS RODOLFO NOSIGLIA DURÁN: Porque que sin sus correcciones no se hubiera logrado alcanzar la meta de preparar una guía que tuviera una metodología didáctica para el uso de los estudiantes e interesados.

AL ING. EDGAR ARMANDO PEÑA FIGUEROA: Por su orientación al inicio del desarrollo de este trabajo de graduación y por su colaboración mediante sus conocimientos en los programas de computadora utilizados.

A MIS COMPAÑEROS Y AMIGOS: Porque todos ellos confiaron en mí y por brindarme su amistad y alegría para no detenerme y continuar en este trabajo, en especial a Josué, Atilio, Felipe y Adiel mis grandes amigos que me han apoyado y dado la mano de todas las maneras posibles.

A LA FAMILIA ORTEGA RIVERA: Por que mediante su apoyo y colaboración durante el transcurso de todas las etapas de este trabajo se ha conseguido este logro.

Por,

Arturo José Benítez Villatoro.

DEDICATORIA

A DIOS TODOPODEROSO: Primeramente, por ser mi iluminación, guía y fortaleza durante toda mi vida y mi formación académica; por permitirme realizar mis estudios, metas y mi camino universitario, con buenos brillos y sin desliz alguno.

A MI MADRE: Maria Rivera, por brindarme su cariño, consejos, dedicación, apoyo y ayuda incondicional durante toda mi vida, lográndome sacar adelante. Gracias por creer siempre en mí.

A MIS HERMANOS: Marina Gladis, Amalia Beatriz, Juan Carlos y Ada Marcela, por ser siempre mi inspiración y por impulsarme al progreso y a ser mejor con sus buenos ejemplos y comportamiento..

A MIS AMIGOS: Por sus muestras sinceras de amistad, apoyo y comprensión; por haberme tendido la mano durante los momentos más duros, y estar conmigo en las buenas y en las malas.

A LA BICHA: CMI, por ser mi musa, por ser lo mejor que me pasó antes, durante y después del trabajo de graduación.

A MIS COMPAÑEROS DE TRABAJO DE GRADUACIÓN: Arturo y Jonathan, ya que ellos siempre pusieron el hombro para poder sacar adelante esta nave a la deriva llamada TESIS.

A todos los docentes catedráticos e instructores, que hicieron posible con sus enseñanzas y exigencias, mi formación, tanto profesional como humana.

Agradecimientos totales y sinceros en general a todas las personas, compañeros, amigos y familiares que estuvieron a mí alrededor, y que de forma directa o indirecta me brindaron su apoyo (moral, logístico ó financiero) durante mi proceso universitario.

Por,

Héctor Leonel Campos Rivera

INDICE GENERAL

| Contenido: | Pagina: |
|--|----------------|
| Introducción | xl |
| Capitulo I: “Anteproyecto” | 1 |
| 1.1 Antecedentes | 1 |
| 1.2 Planteamiento del problema | 14 |
| 1.3 Objetivos | 16 |
| 1.4 Alcances | 17 |
| 1.5 Limitaciones | 18 |
| 1.6 Justificaciones | 19 |
| 1.7 Metodología de la investigación a desarrollar | 20 |
| Capitulo II: “Marco Teórico” | 22 |
| 2.1 Reglamento para la seguridad estructural de las construcciones de El Salvador | 22 |
| 2.2 Observación de las metodologías propuestas en los códigos de análisis y diseño estructural más recientes | 53 |
| 2.3 Conceptos teóricos específicos de la investigación | 62 |
| 2.4 Evolución del uso de programas de computadora aplicados al diseño estructural | 100 |
| Capitulo III: “Guías propuestas para el análisis estructural de edificios utilizando modelos tridimensionales” | 105 |
| 3.1 Guía práctica general para el manejo de programas de análisis y diseño estructural | 105 |
| 3.2 Guía para el análisis de estructuras utilizando el programa de computadora Etabs | 109 |
| 3.3 Guía para el análisis de estructuras utilizando el programa de computadora SAP2000 | 183 |

| Contenido: | Página: |
|---|----------------|
| Capítulo IV: “Diseño de dos edificios de tres niveles mediante métodos manuales para comparación” | 239 |
| 4.1 Desarrollo de un edificio constituido por un sistema de marcos a ser utilizado como modelo de comparación | 243 |
| 4.2 Desarrollo de un edificio constituido por un sistema dual a ser utilizado como modelo de calibración | 279 |
| Capítulo V: “Análisis de edificios utilizando modelos tridimensionales” | 314 |
| 5.1 Análisis del edificio con el sistema de marcos con nudos rígidos usando ETABS | 319 |
| 5.2 Análisis del edificio con el sistema de marcos con nudos rígidos usando SAP2000 | 327 |
| 5.3 Análisis del edificio con el sistema dual usando ETABS | 329 |
| 5.4 Análisis del edificio con el sistema dual usando ETABS con el código UBC y combos generados por el usuario | 338 |
| 5.5 análisis del edificio con el sistema dual usando ETABS con el código UBC y combos generados por el programa | 342 |
| 5.6 Análisis del edificio con el sistema dual usando SAP2000 | 344 |
| 5.7 Comparación de los resultados del análisis de los modelos realizados por medio de métodos manuales contra los hechos con los programas ETABS y SAP2000 | 346 |
| Capítulo VI: “Análisis de un edificio irregular utilizando modelos tridimensionales” | 360 |

| Contenido: | Página: |
|--|----------------|
| Conclusiones | 408 |
| Recomendaciones | 410 |
| Referencias bibliográficas | 412 |
| Anexos | 414 |
| Anexo A-1 Norma Técnica de Diseño por Sismo..... | |
| Anexo A-2 Código Internacional de la Construcción (IBC)..... | |
| Anexo A-3 Código Uniforme de la Construcción (UBC)..... | |
| Anexo B Tablas de Khan y Sbaronnis..... | |
| Anexo C Formulas de Wilbur..... | |
| Anexo D Tablas de cálculos para marco y sistema dual 2D..... | |
| Anexo D.1 Hojas de cálculo para viga y columna | |
| Anexo E Tablas para cargas vivas ASCE 1997..... | |
| Planos | |

INDICE DE TABLAS

| Tabla No: | Descripción: | Página: |
|------------------|--|----------------|
| Tabla 2.1 | Reglamento de diseño sísmico de la República de El Salvador de 1966 (RDSSES) | 24 |
| Tabla 2.2 | Reglamento de emergencia del diseño sísmico de la República de El Salvador de 1989 (REDSSES) | 24 |
| Tabla 2.3 | Factor de zonificación sísmica | 28 |
| Tabla 2.4 | Coefficiente de sitio C_0 y T_0 | 29 |
| Tabla 2.5 | Categorías de ocupación | 30 |
| Tabla 2.6 | Factores de importancia | 30 |
| Tabla 2.7 | Sistemas estructurales | 33 |
| Tabla 2.8 | Valores admisibles de la deriva de entrepiso en la NTDS | 75 |
| Tabla 2.9 | Cálculo de deformaciones de las paredes de la figura 2.10 | 80 |
| Tabla 3.1 | Valores de fuerzas laterales. | 226 |
| Tabla 4.1.1 | Alturas de entrepiso | 243 |
| Tabla 4.1.2 | Cuadro de ventanas | 247 |
| Tabla 4.1.3 | Secciones propuestas para los elementos del edificio | 249 |
| Tabla 4.1.4 | Factores de diseño para el cálculo del cortante basal | 251 |
| Tabla 4.1.5 | Resumen de los pesos de los niveles del edificio y su ubicación | 252 |
| Tabla 4.1.6 | Distribución vertical de la fuerza lateral | 253 |
| Tabla 4.1.7 | Cálculo del centro de cortante | 254 |
| Tabla 4.1.8 | Distribución de los valores de rigideces del edificio | 255 |
| Tabla 4.1.9 | Resultados obtenidos con las formulas de Wilbur | 256 |
| Tabla 4.1.10-a | Cálculo del centro de rigidez del tercer nivel | 257 |
| Tabla 4.1.10-b | Cálculo del centro de rigidez del segundo nivel | 257 |
| Tabla 4.1.10-c | Cálculo del centro de rigidez del primer nivel | 257 |
| Tabla 4.1.11-a | Revisión del periodo fundamental de vibración | 258 |

| Tabla No: | Descripción: | Página: |
|------------------|---|----------------|
| Tabla 4.1.11-b | Revisión del periodo fundamental de vibración (complemento) | 258 |
| Tabla 4.1.12 | Revisión de desplazamientos de entrepiso | 259 |
| Tabla 4.1.13-a | Determinación de excentricidades en la dirección X | 260 |
| Tabla 4.1.13-b | Determinación de excentricidades en la dirección Y | 260 |
| Tabla 4.1.14 | Valores de los cortantes aplicados por nivel | 260 |
| Tabla 4.1.15-a | Tabla para el cálculo del máximo momento por torsión en X | 261 |
| Tabla 4.1.15-b | Tabla para el cálculo del máximo momento por torsión en Y | 261 |
| Tabla 4.1.16 | Tabla resumen de los máximos momentos de torsión | 261 |
| Tabla 4.1.17-a | Cálculo de los cortantes de diseño para el tercer nivel | 262 |
| Tabla 4.1.17-b | Cálculo del cortante de diseño para el segundo nivel | 262 |
| Tabla 4.1.17-c | Cálculo del cortante de diseño para el primer nivel | 262 |
| Tabla 4.1.18 | Resumen de cargas laterales | 263 |
| Tabla 4.1.19 | Cargas Distribuidas sobre Viga | 263 |
| Tabla 4.1.20 | Datos de las reacciones obtenidas de la viga | 264 |
| Tabla 4.1.21 | Cargas Distribuidas sobre Viga | 264 |
| Tabla 4.1.22 | Datos de las reacciones obtenidas de la viga | 264 |
| Tabla 4.1.23 | Cargas Distribuidas sobre Viga | 265 |
| Tabla 4.1.24 | Datos de las reacciones obtenidas de la viga | 265 |
| Tabla 4.1.25 | Datos de los distintos tipos de cargas que presenta el marco del eje 1 | 266 |
| Tabla 4.1.26 | Datos de los distintos tipos de cargas que presenta el marco del eje 3 | 266 |
| Tabla 4.1.27 | Datos de los distintos tipos de cargas que presenta el marco del eje 5 | 267 |
| Tabla 4.1.28 | Datos de los distintos tipos de cargas que presenta el marco del eje A | 268 |

| Tabla No: | Descripción: | Página: |
|------------------|--|----------------|
| Tabla 4.1.29 | Datos de los distintos tipos de cargas que presenta el marco del eje C | 269 |
| Tabla 4.1.30 | Datos de los distintos tipos de cargas que presenta el marco del eje D | 270 |
| Tabla 4.1.31 | Datos de los distintos tipos de cargas que presenta el marco del eje F | 271 |
| Tabla 4.1.32 | Datos de secciones, cargas y momentos a ingresar en hoja de cálculo para el calculo de la viga | 273 |
| Tabla 4.1.33 | Datos de secciones, cargas y momentos a ingresar en hoja de cálculo para el calculo de la viga | 274 |
| Tabla 4.1.34 | Datos de los momentos de diseño obtenidos para la viga | 275 |
| Tabla 4.1.35 | Datos de secciones, cargas y momentos a ingresar en hoja de cálculo para el calculo de la viga | 275 |
| Tabla 4.1.36 | Datos de los momentos de diseño obtenidos para la viga | 275 |
| Tabla 4.1.37 | Datos de las cargas gravitacionales y sísmicas obtenidas de los ejes que conforman la columna | 276 |
| Tabla 4.1.38 | Resultados obtenidos por la hoja de cálculo para la columna | 277 |
| Tabla 4.1.39 | Datos de las cargas gravitacionales y sísmicas obtenidas de los ejes que conforman la columna | 277 |
| Tabla 4.1.40 | Resultados obtenidos por la hoja de cálculo para la columna | 278 |
| Tabla 4.1.41 | Datos de las cargas gravitacionales y sísmicas obtenidas de los ejes que conforman la columna | 278 |
| Tabla 4.1.42 | Resultados obtenidos por la hoja de cálculo para la columna | 278 |
| Tabla 4.2.1 | Alturas de entrepiso | 279 |
| Tabla 4.2.2 | Secciones propuestas para los elementos del edificio | 285 |
| Tabla 4.2.3 | Sección propuesta para las paredes del edificio | 285 |

| Tabla No: | Descripción: | Página: |
|------------------|--|----------------|
| Tabla 4.2.4 | Valores de coeficientes para cálculo de Cs | 288 |
| Tabla 4.2.5 | Distribución del cortante basal | 290 |
| Tabla 4.2.6 | Distribución de rigideces | 291 |
| Tabla 4.2.7 | Resumen de rigideces calculadas con las formulas de Wilbur | 292 |
| Tabla 4.2.8 | Cálculo del centro de cortante | 292 |
| Tabla 4.2.9-a | Cálculo del centro de rigideces para el tercer nivel | 293 |
| Tabla 4.2.9-b | Cálculo del centro de rigideces para el segundo nivel | 293 |
| Tabla 4.2.9-c | Cálculo del centro de rigideces para el primer nivel | 293 |
| Tabla 4.2.10-a | Revisión del periodo fundamental de vibración | 294 |
| Tabla 4.2.10-b | Revisión del periodo fundamental de vibración (complemento) | 294 |
| Tabla 4.2.11 | Recalculo de los valores de la fuerza lateral equivalente y cortantes aplicados al edificio | 296 |
| Tabla 4.2.12 | Revisión de desplazamientos de entrepiso | 296 |
| Tabla 4.2.13-a | Determinación de excentricidades en la dirección X | 297 |
| Tabla 4.2.13-b | Determinación de excentricidades en la dirección Y | 297 |
| Tabla 4.2.14 | Valor de los cortantes aplicados por nivel | 298 |
| Tabla 4.2.15-a | Datos para el cálculo de los momentos de torsión en la dirección X | 298 |
| Tabla 4.2.15-b | Datos para el cálculo de los momentos de torsión en la dirección Y | 298 |
| Tabla 4.2.16 | Momentos de torsión | 298 |
| Tabla 4.2.17-a | Cálculo de los cortantes de diseño para el tercer nivel | 299 |
| Tabla 4.2.17-b | Cálculo de los cortantes de diseño para el segundo nivel | 299 |
| Tabla 4.2.17-c | Cálculo de los cortantes de diseño para el primer nivel | 300 |
| Tabla 4.2.18 | Resumen de cargas laterales | 300 |

| Tabla No: | Descripción: | Página: |
|------------------|--|----------------|
| Tabla 4.2.19 | Datos de secciones, cargas y momentos a ingresar en hoja de cálculo para el calculo de la viga | 308 |
| Tabla 4.2.20 | Datos de los momentos de diseño obtenidos para la viga | 308 |
| Tabla 4.2.21 | Datos de secciones, cargas y momentos a ingresar en hoja de cálculo para el calculo de la viga | 309 |
| Tabla 4.2.22 | Datos de los momentos de diseño obtenidos para la viga | 309 |
| Tabla 4.2.23 | Datos de secciones, cargas y momentos a ingresar en hoja de cálculo para el calculo de la viga | 310 |
| Tabla 4.2.24 | Datos de los momentos de diseño obtenidos para la viga | 310 |
| Tabla 4.2.25 | Datos de las cargas gravitacionales y sísmicas obtenidas de los ejes que conforman la columna | 311 |
| Tabla 4.2.26 | Resultados obtenidos por la hoja de cálculo para la columna | 312 |
| Tabla 4.2.27 | Datos de las cargas gravitacionales y sísmicas obtenidas de los ejes que conforman la columna | 312 |
| Tabla 4.2.28 | Resultados obtenidos por la hoja de cálculo para la columna | 312 |
| Tabla 4.2.29 | Datos de las cargas gravitacionales y sísmicas obtenidas de los ejes que conforman la columna | 313 |
| Tabla 4.2.30 | Resultados obtenidos por la hoja de cálculo para la columna | 313 |
| Tabla 4.2.31 | Valores resultantes para la pared | 313 |
| Tabla 5.1 | Coordenadas de los sistemas a aplicar | 317 |
| Tabla 5.1.1 | Ubicación de los centros de rigidez de los entrepisos | 325 |
| Tabla 5.1.2 | Ubicación de las excentricidades por entrepiso | 326 |
| Tabla 5.1.3 | Resultados obtenidos con Etabs para la viga | 326 |
| Tabla 5.1.4 | Resultados obtenidos con Etabs para la viga | 326 |
| Tabla 5.1.5 | Resultados obtenidos con Etabs para la viga | 3.27 |

| Tabla No: | Descripción: | Página: |
|------------------|--|----------------|
| Tabla 5.1.6 | Resultados obtenidos con Etabs para la columna | 327 |
| Tabla 5.1.7 | Resultados obtenidos con Etabs para la columna | 327 |
| Tabla 5.1.8 | Resultados obtenidos con Etabs para la columna | 327 |
| Tabla 5.2.1 | Resultados obtenidos con SAP2000 para la viga | 328 |
| Tabla 5.2.2 | Resultados obtenidos con SAP2000 para la viga | 328 |
| Tabla 5.2.3 | Resultados obtenidos con SAP2000 para la viga | 328 |
| Tabla 5.2.4 | Resultados obtenidos con SAP2000 para la columna | 328 |
| Tabla 5.2.5 | Resultados obtenidos con SAP2000 para la columna | 328 |
| Tabla 5.2.6 | Resultados obtenidos con SAP2000 para la columna | 328 |
| Tabla 5.3.1 | Ubicación del centro de rigidez | 335 |
| Tabla 5.3.2 | Ubicación de las excentricidades por entrepiso | 336 |
| Tabla 5.3.2 | Determinación de las excentricidades en el edificio con sistema dual | 331 |
| Tabla 5.3.3-a | Resultados obtenidos con Etabs para la viga | 336 |
| Tabla 5.3.3-b | Resultados obtenidos con Etabs para la viga | 336 |
| Tabla 5.3.4-a | Resultados obtenidos con Etabs para la viga | 337 |
| Tabla 5.3.4-b | Resultados obtenidos con Etabs para la viga | 337 |
| Tabla 5.3.5-a | Resultados obtenidos con Etabs para la viga | 337 |
| Tabla 5.3.5-b | Resultados obtenidos con Etabs para la viga | 337 |
| Tabla 5.3.6 | Resultados obtenidos con Etabs para la columna | 337 |
| Tabla 5.3.7 | Resultados obtenidos con Etabs para la columna | 338 |
| Tabla 5.3.8 | Resultados obtenidos con Etabs para la columna | 338 |
| Tabla 5.4.1-a | Resultados obtenidos con Etabs para la viga | 340 |
| Tabla 5.4.1-b | Resultados obtenidos con Etabs para la viga | 340 |
| Tabla 5.4.2-a | Resultados obtenidos con Etabs para la viga | 340 |
| Tabla 5.4.2-b | Resultados obtenidos con Etabs para la viga | 341 |
| Tabla 5.4.3-a | Resultados obtenidos con Etabs para la viga | 341 |
| Tabla 5.4.3-b | Resultados obtenidos con Etabs para la viga | 341 |

| Tabla No: | Descripción: | Página: |
|------------------|---|----------------|
| Tabla 5.4.4 | Resultados obtenidos con Etabs para la columna | 341 |
| Tabla 5.4.5 | Resultados obtenidos con Etabs para la columna | 341 |
| Tabla 5.4.6 | Resultados obtenidos con Etabs para la columna | 342 |
| Tabla 5.5.1-a | Resultados obtenidos con Etabs para la viga | 342 |
| Tabla 5.5.1-b | Resultados obtenidos con Etabs para la viga | 342 |
| Tabla 5.5.2-a | Resultados obtenidos con Etabs para la viga | 342 |
| Tabla 5.5.2-b | Resultados obtenidos con Etabs para la viga | 342 |
| Tabla 5.5.3-a | Resultados obtenidos con Etabs para la viga | 343 |
| Tabla 5.5.3-b | Resultados obtenidos con Etabs para la viga | 343 |
| Tabla 5.5.4 | Resultados obtenidos con Etabs para la columna | 343 |
| Tabla 5.5.5 | Resultados obtenidos con Etabs para la columna | 343 |
| Tabla 5.5.6 | Resultados obtenidos con Etabs para la columna | 344 |
| Tabla 5.6.1-a | Resultados obtenidos con SAP2000 para la viga | 344 |
| Tabla 5.6.1-b | Resultados obtenidos con SAP2000 para la viga | 344 |
| Tabla 5.6.2 | Resultados obtenidos con SAP2000 para la viga | 344 |
| Tabla 5.6.3-a | Resultados obtenidos con SAP2000 para la viga | 345 |
| Tabla 5.6.3-b | Resultados obtenidos con SAP2000 para la viga | 345 |
| Tabla 5.6.4 | Resultados obtenidos con SAP2000 para la columna | 345 |
| Tabla 5.6.5 | Resultados obtenidos con SAP2000 para la columna | 345 |
| Tabla 5.6.6 | Resultados obtenidos con SAP2000 para la columna | 346 |
| Tabla 5.7.1 | Comparación de valores para viga por diferentes tipos de cálculo para el sistema de marcos | 348 |
| Tabla 5.7.2 | Comparación de valores para viga por diferentes tipos de cálculo para el sistema de marcos | 348 |
| Tabla 5.7.3 | Comparación de valores para viga por diferentes tipos de cálculo para el sistema de marcos | 348 |
| Tabla 5.7.4 | Comparación de valores para columna por diferentes tipos de cálculo para el sistema de marcos | 349 |

| Tabla No: | Descripción: | Página: |
|------------------|---|----------------|
| Tabla 5.7.5 | Comparación de valores para columna por diferentes tipos de cálculo para el sistema de marcos | 349 |
| Tabla 5.7.6 | Comparación de valores para columna por diferentes tipos de cálculo para el sistema de marcos | 350 |
| Tabla 5.7.7 | Comparación de valores para columna por diferentes tipos de cálculo para el sistema de marcos | 350 |
| Tabla 5.7.8 | Comparación de valores para columna por diferentes tipos de cálculo para el sistema de marcos | 351 |
| Tabla 5.7.9 | Comparación de valores para columna por diferentes tipos de cálculo para el sistema de marcos | 351 |
| Tabla 5.7.10 | Comparación de valores para viga por diferentes tipos de cálculo para el sistema dual | 352 |
| Tabla 5.7.11 | Comparación de valores para viga por diferentes tipos de cálculo para el sistema dual | 352 |
| Tabla 5.7.12 | Comparación de valores para viga por diferentes tipos de cálculo para el sistema dual | 352 |
| Tabla 5.7.13 | Comparación de valores para columna por diferentes tipos de cálculo para el sistema dual | 353 |
| Tabla 5.7.14 | Comparación de valores para columna por diferentes tipos de cálculo para el sistema dual | 353 |
| Tabla 5.7.15 | Comparación de valores para columna por diferentes tipos de cálculo para el sistema dual | 354 |
| Tabla 5.7.16 | Comparación de valores para columna por diferentes tipos de cálculo para el sistema dual | 354 |
| Tabla 5.7.17 | Comparación de valores para columna por diferentes tipos de cálculo para el sistema dual | 355 |
| Tabla 5.7.18 | Comparación de valores para columna por diferentes tipos de cálculo para el sistema dual | 355 |

| Tabla No: | Descripción: | Página: |
|------------------|--|----------------|
| Tabla 5.7.19 | Comparación de valores de fuerzas internas para paredes | 356 |
| Tabla 5.7.20 | Comparación de valores de fuerzas internas para paredes | 356 |
| Tabla 5.7.21 | Comparación de valores de fuerzas internas para paredes | 356 |
| Tabla 5.7.22 | Comparación de valores de fuerzas internas para paredes | 357 |
| Tabla 5.7.23 | Comparación de valores de fuerzas internas para paredes | 357 |
| Tabla 5.7.24 | Comparación de valores de fuerzas internas para paredes | 357 |
| Tabla 5.7.25 | Comparación de valores de fuerzas internas para paredes | 357 |
| Tabla 5.7.26 | Comparación de valores de fuerzas internas para paredes | 358 |
| Tabla 5.7.27 | Comparación de fuerzas de diseño para paredes | 358 |
| Tabla 5.7.28 | Comparación de fuerzas de diseño para paredes | 359 |
| Tabla 6.1.1 | Alturas de entrepiso | 362 |
| Tabla 6.1.2 | Secciones propuestas para los elementos del edificio | 370 |
| Tabla 6.1.3 | Momentos de diseño para viga eje 8-8' entre ejes A-B tercer entrepiso | 377 |
| Tabla 6.1.4 | Momentos de diseño para viga eje G entre ejes 3-4 entrepiso 2 | 377 |
| Tabla 6.1.5 | Momentos de diseño para viga eje 7 entre ejes E-G entrepiso 1 | 377 |
| Tabla 6.1.6 | Momentos de diseño para viga eje 1 entre ejes A-C nivel 2 | 377 |
| Tabla 6.1.7 | Fuerzas de diseño para columna C-1 Nivel 1 | 377 |
| Tabla 6.1.8 | Fuerzas de diseño para columna E-3 Nivel 1 | 378 |
| Tabla 6.1.9 | Fuerzas de diseño para columna B-8' Nivel 3 | 378 |
| Tabla 6.1.10 | Fuerzas de diseño para columna E-6 Nivel 2 | 378 |
| Tabla 6.1.11 | Momentos de diseño para viga eje 8-8' entre ejes A-B tercer entrepiso | 378 |
| Tabla 6.1.12 | Momentos de diseño para viga eje G entre ejes 3-4 entrepiso 2 | 379 |

| Tabla No: | Descripción: | Página: |
|------------------|--|----------------|
| Tabla 6.1.13 | Momentos de diseño para viga eje 7 entre ejes E-G entrepiso 1 | 379 |
| Tabla 6.1.14 | Momentos de diseño para viga eje 1 entre ejes A-C nivel 2 | 379 |
| Tabla 6.1.15 | Fuerzas de diseño para columna C-1 Nivel 1 | 379 |
| Tabla 6.1.16 | Fuerzas de diseño para columna E-3 Nivel 1 | 379 |
| Tabla 6.1.17 | Fuerzas de diseño para columna B-8' Nivel 3 | 380 |
| Tabla 6.1.18 | Fuerzas de diseño para columna E-6 Nivel 2 | 380 |
| Tabla 6.1.19 | Comparación de momentos de diseño de viga eje 8-8' entre ejes A y C cuarto nivel | 380 |
| Tabla 6.1.20 | Comparación de momentos de diseño de viga eje 7 entre ejes E y G segundo nivel | 381 |
| Tabla 6.1.21 | Comparación de momentos de diseño de viga eje G entre ejes 3 y 4 tercer nivel | 381 |
| Tabla 6.1.22 | Comparación de momentos de diseño de viga eje 1 entre ejes A y C segundo nivel | 381 |
| Tabla 6.1.23 | Comparación de fuerzas de diseño de columna C1 ubicada en el primer nivel (nudo superior) | 382 |
| Tabla 6.1.24 | Comparación de fuerzas de diseño de columna C1 ubicada en el primer nivel (nudo inferior) | 382 |
| Tabla 6.1.25 | Comparación de fuerzas de diseño de columna C8' ubicada en el tercer nivel (nudo superior) | 383 |
| Tabla 6.1.26 | Comparación de fuerzas de diseño de columna C8' ubicada en el tercer nivel (nudo inferior) | 383 |
| Tabla 6.1.27 | Comparación de fuerzas de diseño de columna E3 ubicada en el tercer nivel (nudo superior) | 384 |
| Tabla 6.1.28 | Comparación de fuerzas de diseño de columna E3 ubicada en el tercer nivel (nudo inferior) | 384 |

| Tabla No: | Descripción: | Página: |
|------------------|--|----------------|
| Tabla 6.1.29 | Comparación de fuerzas de diseño de columna E6 ubicada en el segundo nivel (nudo superior) | 385 |
| Tabla 6.1.30 | Comparación de fuerzas de diseño de columna E6 ubicada en el segundo nivel (nudo inferior) | 385 |
| Tabla 6.1.31 | Momento de diseño y áreas de acero necesarias para el lecho superior. | 394 |
| Tabla 6.1.32 | Momento de diseño y áreas de acero necesarias para el lecho inferior. | 395 |

INDICE DE FIGURAS

| Figura No: | Descripción | Página: |
|-------------------|---|----------------|
| Figura 2.1. | Mapa de zonificación sísmica de El Salvador | 28 |
| Figura 2.2. | Esquema típico de un marco flexible con nudos rígidos | 64 |
| Figura 2.3. | Esquema típico de paredes de cortante | 65 |
| Figura 2.4. | Edificio 525 Avenida La Capilla, San Salvador, El Salvador | 65 |
| Figura 2.5. | Esquema típico de marco interactuando con paredes de cortante ó sistema dual. | 66 |
| Figura 2.6. | Esquema de un edificio conformado por un sistema dual | 67 |
| Figura 2.7. | Edificio Berley, presenta la irregularidad de esquinas entrantes al tener forma de cruz. | 69 |
| Figura 2.8. | Esquema de pared empotrada en base y sometida a una carga axial. | 78 |
| Figura 2.9. | Comparación de los desplazamientos laterales de una pared obtenidos por dos métodos | 79 |
| Figura 2.10. | Pared aislada sujeta a cargas laterales | 82 |
| Figura 2.11. | Planta de un edificio con paredes | 84 |
| Figura 2.12. | Representación del edificio de la figura 2.11. | 85 |
| Figura 2.13. | Modos de Vibración de una Estructura de tres Grados de libertad. | 92 |
| Figura 2.14. | Método de Integración Paso a Paso para Aceleración Constante y Aceleración Lineal. | 93 |
| Figura 2.15a | Esquema de la estructura | 95 |
| Figura 2.15b | Sistema marcos – paredes típico y su idealización como un marco con columnas anchas | 96 |
| Figura 2.16. | Grados de libertad del sistema plano de la figura 2.15. | 97 |
| Figura 2.17. | Relación entre los desplazamientos en planta del piso rígido i y el desplazamiento lateral del sistema plano j en dicho piso. | 98 |

| Figura No: | Descripción | Página: |
|-------------------|--|----------------|
| Figura 3.1. | Proceso Lógico – Básico para el uso de los Programas SAP2000 y Etabs | 108 |
| Figura 3.2. | Pantalla de Inicio correspondiente a Etabs | 109 |
| Figura 3.3. | Opciones para crear un modelo nuevo | 110 |
| Figura 3.4. | Opciones para Definir la Malla de Líneas Guías | 111 |
| Figura 3.4a | Representación de los ejes principales en un elemento tipo viga | 112 |
| Figura 3.4b | Representación de los ejes principales en un elemento tipo losa | 113 |
| Figura 3.5. | Datos de Entrada para Líneas Guías | 114 |
| Figura 3.6. | Comandos “ <i>Edit Grid</i> ” y “ <i>Edit Story Grid</i> ” | 114 |
| Figura 3.7. | Ventana correspondiente al comando “ <i>Edit Grid</i> ” | 115 |
| Figura 3.8. | Ventana correspondiente al comando “ <i>Edit Story Grid</i> ” | 115 |
| Figura 3.9. | Resultado de la creación de la malla de líneas guías | 116 |
| Figura 3.10. | Ubicación del comando para definir los materiales | 117 |
| Figura 3.11. | Opciones dentro del comando para definir los materiales | 117 |
| Figura 3.12. | Definición de propiedades de material para ejemplificación | 118 |
| Figura 3.13. | Cuadro de dialogo para definir los materiales | 118 |
| Figura 3.14. | Ubicación de los comandos “ <i>Frame Sections</i> ” y “ <i>Wall / Slab / Deck Sections</i> ” | 119 |
| Figura 3.15. | Ventana del comando “ <i>Define Frame Properties</i> ” | 120 |
| Figura 3.16. | Ventana de dialogo del comando “ <i>Add Rectangular</i> ” | 121 |
| Figura 3.17. | Opciones del comando “ <i>Reinforcement</i> ” | 121 |
| Figura 3.18. | Comando “ <i>Define Wall / Slab / Deck Sections</i> ” | 122 |
| Figura 3.19. | Opciones para adicionar Losa y/o Pared | 123 |
| Figura 3.20. | Ubicación del comando “ <i>Static Load Case</i> ” | 125 |
| Figura 3.21. | Definición de cargas básicas | 125 |
| Figura 3.22. | Selección del tipo de carga | 126 |

| Figura No: | Descripción | Página: |
|-------------------|---|----------------|
| Figura 3.23. | Listado de reglamentos destinados al análisis sísmico | 126 |
| Figura 3.23.a | Listado de casos de carga destinados al análisis sísmico por el proceso manual | 127 |
| Figura 3.23.b | Listado de casos de carga destinados al análisis sísmico por proceso automático | 127 |
| Figura 3.24. | Parámetros para el cálculo del coeficiente sísmico | 129 |
| Figura 3.25. | Parámetros para la calibración del coeficiente sísmico | 131 |
| Figura 3.26. | Comando “ <i>Define Load Combinations</i> ” | 133 |
| Figura 3.27. | Opciones dentro del comando “ <i>Load Combinations</i> ” | 134 |
| Figura 3.28. | Listado de combinaciones de carga disponibles para Ejemplificación | 135 |
| Figura 3.28a | Proceso para que ETABS incluya las combinaciones de carga. | 137 |
| Figura 3.28b | Ventana que muestra las combinaciones de carga que propone ETABS | 138 |
| Figura 3.29. | Comando “ <i>Draw</i> ” | 139 |
| Figura 3.30. | Asignación de sección transversal a los elementos dibujados | 140 |
| Figura 3.31. | Modelo completo al dibujar los elementos primarios de la estructura | 140 |
| Figura 3.32. | Propiedades de los Elementos Secundarios de la Estructura | 141 |
| Figura 3.33. | Modelo completo al dibujar los elementos secundarios de la estructura | 141 |
| Figura 3.34. | Ventana disponible al momento de asignar columnas | 142 |
| Figura 3.35. | Asignación de losas de entrepiso | 143 |
| Figura 3.36. | Edición de líneas guías para la colocación de paredes | 144 |
| Figura 3.37. | Opciones del comando de edición de ejes | 144 |
| Figura 3.38. | Resultado de modificar los ejes para establecer las líneas Guías | 145 |

| Figura No: | Descripción | Página: |
|-------------------|--|----------------|
| Figura 3.39. | Asignación de paredes en el modelo | 146 |
| Figura 3.40. | Asignación de apoyo ó soporte en la base de la estructura | 147 |
| Figura 3.41. | Opción para modificar elementos (vigas y/o columnas) ya existentes | 148 |
| Figura 3.42. | Opción para modificar placas (losas y/o paredes) ya Existentes | 149 |
| Figura 3.43. | Asignación de diafragmas para cada entrepiso | 150 |
| Figura 3.44. | Ubicación del diafragma rígido con su respectivo centroide | 151 |
| Figura 3.45. | Asignación de propiedades a las paredes de cortante | 152 |
| Figura 3.46. | Proceso de colocar etiquetas a las paredes del ejemplo | 153 |
| Figura 3.47. | Resultado del proceso de nombrar paredes | 153 |
| Figura 3.48. | Opciones disponibles para las diferentes visualizaciones del modelo | 154 |
| Figura 3.49. | Resultado de una visualización de los sólidos de la estructura | 154 |
| Figura 3.50. | Aplicación de la delimitación " <i>End Offset</i> " | 155 |
| Figura 3.51. | Cuadro de dialogo correspondiente para cargar losas | 156 |
| Figura 3.52. | Asignación del tipo de carga básica | 157 |
| Figura 3.53. | Asignación del sistema de unidades de la carga aplicada y de su magnitud | 157 |
| Figura 3.54. | Asignación de la dirección de la carga aplicada (X, Y ó Z) | 158 |
| Figura 3.55. | Resultado de la aplicación de la carga | 158 |
| Figura 3.56. | Asignación de una carga puntual | 159 |
| Figura 3.57. | Visualización de la carga puntual asignada | 160 |
| Figura 3.58. | Esquema de carga lateral aplicada a la excentricidad del centro de rigideces | 161 |
| Figura 3.59. | Asignación de una carga uniformemente distribuida | 161 |
| Figura 3.60. | Aplicación de una carga distribuida no uniforme | 162 |

| Figura No: | Descripción | Página: |
|-------------------|--|----------------|
| Figura 3.61. | Visualización de una carga distribuida no uniforme | 163 |
| Figura 3.62. | Ventana para la aplicación de una carga puntual. | 163 |
| Figura 3.63. | Ventana para la aplicación de una carga puntual | 164 |
| Figura 3.64. | Ubicación del comando “ <i>Analyze</i> ”, en la barra de tareas | 165 |
| Figura 3.65. | Cuadro de dialogo que muestra las opciones de análisis | 165 |
| Figura 3.66. | Ubicación del comando “ <i>Run Analysis</i> ” | 166 |
| Figura 3.67. | Ejecución del análisis de la estructura | 166 |
| Figura 3.68. | Ventana presentada después de la ejecución del análisis | 167 |
| Figura 3.69. | Ubicación del comando que nos muestra los diferentes diagramas de fuerza | 168 |
| Figura 3.70. | Selección de los diagramas de fuerzas según los tipos de carga deseados | 169 |
| Figura 3.71. | Visualización tipo de un diagrama de fuerzas en los elementos de la estructura | 170 |
| Figura 3.72. | Visualización con mayor detalle de los diagramas de un elemento en particular | 170 |
| Figura 3.73. | Presentación de los valores de reacciones en los soportes de la estructura | 171 |
| Figura 3.74. | Mapa de esfuerzos en elementos de paredes | 172 |
| Figura 3.75. | Visualización de los datos de salida | 173 |
| Figura 3.76. | Visualización de los datos de entrada | 174 |
| Figura 3.77. | Herramientas disponibles en la visualización de “ <i>OpenGL</i> ” | 174 |
| Figura 3.78. | Vista correspondiente a las visualizaciones de “ <i>OpenGL</i> ” | 175 |
| Figura 3.79. | Aplicación del comando “ <i>Move Camera</i> ” | 175 |
| Figura 3.80a | Proceso para diseñar el modelo creado | 176 |
| Figura 3.80b | Presentación del diseño del modelo creado | 177 |

| Figura No: | Descripción | Página: |
|-------------------|---|----------------|
| Figura 3.80c | Cuadro que despliega el comando Display Design Info, para mostrar en pantalla el acero de refuerzo longitudinal y de cortante o transversal. | 178 |
| Figura 3.80d | Presentación del acero de refuerzo longitudinal de un eje, en unidades de ton.cm, el acero se encuentra expresado en cm ² | 179 |
| Figura 3.80e | Detalle de refuerzo longitudinal en una viga, para este caso en particular el acero se muestra en cm ² | 179 |
| Figura 3.80f | Muestra el acero de refuerzo por cortante o transversal en unidades de área por unidad de longitud Para este caso en particular la figura se muestra en unidades globales de ton.cm | 180 |
| Figura 3.80g | Muestra el acero de refuerzo por cortante para viga y columnas en unidades de área/unidad de longitud. Para este caso en particular la figura se muestra en unidades globales de ton.cm | 180 |
| Figura 3.80h | Cuadro de dialogo que se muestra al hacer clic derecho sobre un elemento con acero de refuerzo, después de correr el diseño | 181 |
| Figura 3.80i | Proceso del diseño de las paredes de cortante del modelo creado | 182 |
| Figura 3.80j | Presentación del diseño de las paredes de cortante del modelo creado | 182 |
| Figura 3.81. | Datos de ingreso al momento de crear un archivo nuevo | 183 |
| Figura 3.82. | Mayor detalle de los datos de entrada para un nuevo modelo | 184 |
| Figura 3.83 | Esquema de ubicación de los ejes locales en SAP | 185 |
| Figura 3.84. | Representación de ejes principales para una viga | 186 |
| Figura 3.85. | Representación de ejes principales en una losa | 187 |
| Figura 3.86. | Ingreso de datos para ejemplificación de uso del programa | 188 |
| Figura 3.87. | Ubicación del comando “ <i>Edit Grid</i> ” | 188 |

| Figura No: | Descripción | Página: |
|-------------------|---|----------------|
| Figura 3.88. | Opciones disponibles al momento de editar la malla de líneas guías | 189 |
| Figura 3.89. | Presentación del modelo después de editar las líneas guías | 190 |
| Figura 3.90. | Ubicación del comando “ <i>Define Materials</i> ” | 191 |
| Figura 3.91. | Ventana disponible al acceder al comando “ <i>Define Materials</i> ” | 191 |
| Figura 3.92. | Creación del material CONC280 para la ejemplificación | 192 |
| Figura 3.93. | Comprobación de la creación del material CONC280 | 193 |
| Figura 3.94. | Ubicación del comando para definir las secciones de los elementos | 193 |
| Figura 3.95. | Ventana del comando “ <i>Define Frame Sections</i> ” | 194 |
| Figura 3.96. | Ventana de dialogo del comando “ <i>Add Rectangular</i> ” | 195 |
| Figura 3.97. | Opciones del comando “ <i>Reinforcement</i> ” | 196 |
| Figura 3.98. | Comando “ <i>Define Shell Sections</i> ” | 196 |
| Figura 3.99. | Opciones disponibles para editar una losas y / o pared | 197 |
| Figura 3.100. | Ubicación del comando “ <i>Static Load Case</i> ” | 198 |
| Figura 3.101. | Definición de cargas básicas | 199 |
| Figura 3.102. | Selección del tipo de carga | 200 |
| Figura 3.103. | Comando “ <i>Define Load Combinations</i> ” | 203 |
| Figura 3.104. | Opciones dentro del comando “ <i>Load Combinations</i> ” | 203 |
| Figura 3.105. | Listado de combinaciones de carga disponibles para la ejemplificación | 204 |
| Figura 3.106. | Elementos dibujados en el tercer entrepiso | 205 |
| Figura 3.107. | Resultado de dibujar todas las vigas primarias | 206 |
| Figura 3.108. | Introducción de vigas secundarias | 207 |
| Figura 3.109. | Introducción de líneas guías | 207 |
| Figura 3.110. | Presentación de todos los elementos de vigas y columnas dibujados | 208 |

| Figura No: | Descripción | Página: |
|-------------------|--|----------------|
| Figura 3.111. | Herramientas disponibles para dibujar losas | 210 |
| Figura 3.112 | Edición de líneas guías para las paredes de cortante | 211 |
| Figura 3.113. | Asignación de paredes al modelo estructural | 212 |
| Figura 3.114. | Asignación de secciones a los elementos seleccionados | 213 |
| Figura 3.115. | Visualización de las secciones asignadas a cada elemento | 213 |
| Figura 3.116. | Resultado posterior a asignar vigas, columnas, losas y paredes | 214 |
| Figura 3.117. | Tipos de apoyo disponibles, con sus respectivas restricciones | 216 |
| Figura 3.118. | Aplicación del tipo de apoyo seleccionado | 216 |
| Figura 3.119. | Asignación de diafragmas en los entresijos | 218 |
| Figura 3.120. | Edición de diafragmas rígidos | 219 |
| Figura 3.121. | Opciones disponibles para generar las vistas de la estructura | 220 |
| Figura 3.122. | Visualización del sólido de la estructura | 221 |
| Figura 3.123. | Opciones disponibles del comando <i>“Frame End Offset”</i> | 222 |
| Figura 3.124. | Comando <i>“Assign / Shell Static Loads / Uniform”</i> | 223 |
| Figura 3.125. | Selección del tipo de carga, para asignar la magnitud y dirección de ésta en cada elemento | 223 |
| Figura 3.126. | Introducción de la magnitud de carga en nuestro ejemplo | 224 |
| Figura 3.127. | Introducción de la dirección de carga en nuestro ejemplo | 224 |
| Figura 3.128. | Visualización de la carga asignada a una losa en particular | 225 |
| Figura 3.129. | Cuadro de dialogo disponible al momento de cargar los nudos de la estructura | 227 |
| Figura 3.130. | Estructura mostrando las cargas laterales | 227 |
| Figura 3.131. | Cuadro de dialogo disponible al momento de cargar los miembros de la estructura | 228 |
| Figura 3.132. | Esta es la forma de introducir una carga lineal no uniforme (trapezoidal) | 229 |

| Figura No: | Descripción | Página: |
|-------------------|---|----------------|
| Figura 3.133. | Se observan todas las cargas trapezoidales introducidas a la estructura | 229 |
| Figura 3.134. | Aplicación del comando “ <i>Point and Uniform Span Loads</i> ” | 230 |
| Figura 3.135. | Ubicación del comando “ <i>Run Analysis</i> ” | 231 |
| Figura 3.136. | Opciones disponibles al momento de realizar el análisis de la estructura | 232 |
| Figura 3.137. | Aspecto de la estructura una vez finalizado el análisis de la misma | 233 |
| Figura 3.138. | Presentación del comportamiento de la estructura ante la combinación de cargas que se desee | 234 |
| Figura 3.139. | Comportamiento de un miembro de la estructura con mayor detalle | 235 |
| Figura 3.140. | Ventana que nos permite buscar las reacciones de los apoyos de la estructura | 236 |
| Figura 3.141. | Visualización de las reacciones en la base de la estructura | 237 |
| Figura 3.142. | Opción disponible para ver las reacciones de la estructura en modo tabular | 238 |
| Figura 4.1.1 | Esquema de niveles del edificio de marcos | 244 |
| Figura 4.1.2 | Planta arquitectónica del edificio de marcos | 244 |
| Figura 4.1.3 | Planta estructural del edificio de marcos | 245 |
| Figura 4.1.4 | Elevación frontal del edificio de marcos | 245 |
| Figura 4.1.5 | Elevación posterior del edificio de marcos | 246 |
| Figura 4.1.6 | Elevación costado derecho de marcos | 246 |
| Figura 4.1.7 | Elevación costado izquierdo de marcos | 247 |
| Figura 4.1.8 | Esquema de distribución de pesos en el edificio de marcos | 252 |
| Figura 4.1.9 | Esquema de tipos de cargas sobre la viga | 263 |
| Figura 4.1.10 | Esquema de tipos de cargas sobre la viga | 264 |

| Figura No: | Descripción | Página: |
|-------------------|--|----------------|
| Figura 4.1.11 | Esquema de tipos de cargas sobre la viga | 264 |
| Figura 4.1.12 | Esquema de los tipos de cargas sobre marco del eje 1 | 265 |
| Figura 4.1.13 | Esquema de los tipos de cargas sobre marco del eje 3 | 266 |
| Figura 4.1.14 | Esquema de los tipos de cargas sobre marco del eje 5 | 267 |
| Figura 4.1.15 | Esquema de los tipos de cargas sobre marco del eje A | 268 |
| Figura 4.1.16 | Esquema de los tipos de cargas sobre marco del eje C | 269 |
| Figura 4.1.17 | Esquema de los tipos de cargas sobre marco del eje D | 270 |
| Figura 4.1.18 | Esquema de los tipos de cargas sobre marco del eje F | 271 |
| Figura 4.2.1 | Esquema de niveles del edificio dual | 279 |
| Figura 4.2.2 | Planta arquitectónica del edificio dual | 280 |
| Figura 4.2.3 | Planta estructural del edificio dual | 280 |
| Figura 4.2.4 | Vista frontal del edificio dual | 281 |
| Figura 4.2.5 | Vista posterior del edificio dual | 281 |
| Figura 4.2.6 | Vista poniente del edificio dual | 282 |
| Figura 4.2.7 | Vista oriente del edificio dual | 282 |
| Figura 4.2.8 | Distribución de cargas muertas ejes 1 y 5 | 301 |
| Figura 4.2.9 | Distribución de cargas muertas eje 3 | 301 |
| Figura 4.2.10 | Distribución de cargas vivas ejes 1 y 5 | 302 |
| Figura 4.2.11 | Distribución de cargas vivas eje 3 | 302 |
| Figura 4.2.12 | Distribución de cargas muertas ejes A y D | 303 |
| Figura 4.2.13 | Distribución de cargas muertas ejes B y C | 303 |
| Figura 4.2.14 | Distribución de cargas vivas ejes A y D | 304 |
| Figura 4.2.15 | Distribución de cargas vivas ejes B y C | 304 |
| Figura 4.2.16 | Distribución de cargas sísmicas ejes 1 y 5 | 305 |
| Figura 4.2.17 | Distribución de cargas sísmicas eje 3 | 305 |
| Figura 4.2.18 | Distribución de cargas sísmicas ejes A y D | 306 |
| Figura 4.2.19 | Distribución de cargas sísmicas ejes B y C | 306 |

| Figura No: | Descripción | Página: |
|-------------------|--|----------------|
| Figura 5.1 | Distribución de los puntos correspondientes al centro de rigidez con excentricidades | 317 |
| Figura 5.1.1 | Vista tridimensional del edificio con un sistema de marcos a analizar | 319 |
| Figura 5.1.2 | Distribución de carga muerta para eje 1 | 320 |
| Figura 5.1.3 | Distribución de carga muerta para eje 3 | 320 |
| Figura 5.1.4 | Distribución de carga muerta para eje 5 | 321 |
| Figura 5.1.5 | Distribución de carga viva para eje 1 | 321 |
| Figura 5.1.6 | Distribución de carga viva para eje 3 | 322 |
| Figura 5.1.7 | Distribución de carga viva para eje 5 | 322 |
| Figura 5.1.8 | Distribución de carga muerta para eje A y F | 323 |
| Figura 5.1.9 | Distribución de carga muerta para eje C y D | 323 |
| Figura 5.1.10 | Distribución de carga viva para ejes A y F | 324 |
| Figura 5.1.11 | Distribución de carga viva para ejes C y D | 324 |
| Figura 5.1.12 | Distribución del cortante basal aplicado en el entrepiso del edificio | 325 |
| Figura 5.3.1 | Vista tridimensional del edificio con un sistema dual a analizar | 329 |
| Figura 5.3.2 | Distribución de carga muerta para ejes 1 y 5 | 330 |
| Figura 5.3.3 | Distribución de carga muerta para eje 3 | 330 |
| Figura 5.3.4 | Distribución de carga viva para ejes 1 y 5 | 331 |
| Figura 5.3.5 | Distribución de carga viva para el eje 3 | 331 |
| Figura 5.3.6 | Distribución de carga muerta para ejes A y D | 332 |
| Figura 5.3.7 | Distribución de carga muerta para ejes B y C | 332 |
| Figura 5.3.8 | Distribución de carga viva para ejes A y D | 333 |
| Figura 5.3.9 | Distribución de carga viva para ejes B y C | 333 |
| Figura 5.3.10 | Distribución de carga sísmica en el tercer nivel vista en planta | 334 |

| Figura No: | Descripción | Página: |
|-------------------|--|----------------|
| Figura 5.3.11 | Distribución de carga sísmica en el segundo nivel vista en planta | 334 |
| Figura 5.3.12 | Distribución de carga sísmica en el primer nivel vista en planta | 335 |
| Figura 5.4.1 | Distribución de carga muerta debida a paredes en ejes 1 y 5 | 338 |
| Figura 5.4.2 | Distribución de carga muerta debida a paredes en eje 3 | 339 |
| Figura 5.4.3 | Distribución de carga muerta debida a paredes en ejes A y D | 339 |
| Figura 5.4.4 | Distribución de carga muerta debida a paredes en ejes B y C | 340 |
| Figura 6.1.1 | Esquema de niveles del edificio irregular | 362 |
| Figura 6.1.2 | Vista en planta del primer nivel edificio irregular | 363 |
| Figura 6.1.3 | Vista en planta del segundo nivel edificio irregular | 364 |
| Figura 6.1.4 | Vista en planta del tercer nivel edificio irregular | 365 |
| Figura 6.1.5 | Vista en planta del cuarto nivel edificio irregular | 366 |
| Figura 6.1.6 | Distribución de ejes y cotas en vista en planta del edificio | 367 |
| Figura 6.1.7 | Distribución de vigas primarias del edificio | 371 |
| Figura 6.1.8 | Distribución de vigas secundarias del edificio | 371 |
| Figura 6.1.9 | Distribución de columnas del edificio | 372 |
| Figura 6.1.10 | Distribución de losas densas del edificio | 372 |
| Figura 6.1.11 | Distribución de cargas vivas en el primer nivel | 373 |
| Figura 6.1.12 | Distribución de cargas vivas en el segundo nivel | 373 |
| Figura 6.1.13 | Distribución de cargas vivas en el tercer nivel | 374 |
| Figura 6.1.14 | Distribución de cargas vivas en el cuarto nivel | 374 |
| Figura 6.1.15 | Vista en planta de la distribución de vigas primarias del 4to nivel. | 386 |
| Figura 6.1.16 | Vista en planta de la distribución de vigas primarias del 3er nivel. | 387 |
| Figura 6.1.17 | Vista en planta de la distribución de vigas primarias del 2do y 1er nivel. | 387 |

| Figura No: | Descripción | Página: |
|-------------------|--|----------------|
| Figura 6.1.18 | Vista en elevación de las secciones del eje A. | 388 |
| Figura 6.1.19 | Vista en elevación de las secciones del eje C | 388 |
| Figura 6.1.20 | Vista en elevación de las secciones del eje E | 389 |
| Figura 6.1.21 | Vista en elevación de las secciones del eje G. | 389 |
| Figura 6.1.22 | Vista en elevación de las secciones del eje 1. | 390 |
| Figura 6.1.23 | Vista en elevación de las secciones del eje 3 | 390 |
| Figura 6.1.24a | Detalle del acero de refuerzo longitudinal necesarios para los elementos del eje 1 entre los ejes A y D. | 391 |
| Figura 6.1.24b | Detalle del acero de refuerzo longitudinal necesarios para los elementos del eje 1 entre los ejes D y G. | 391 |
| Figura 6.1.25a | Detalle del acero de refuerzo a cortante o transversal necesarios para los elementos del eje 1 entre los ejes A y D. | 392 |
| Figura 6.1.25b | Detalle del acero de refuerzo a cortante o transversal necesarios para los elementos del eje 1 entre los ejes D y G | 392 |
| Figura 6.1.26 | Diagrama de envolvente de momento en la viga Eje 1 desde el eje A hasta el eje G, primer nivel. | 393 |
| Figura 6.1.27 | Detalle del refuerzo longitudinal calculado para la viga Eje 1, desde el eje A hasta el eje G, primer nivel., con su respectivos bastones. | 397 |
| Figura 6.1.28 | Diagrama de envolvente de cortante en la viga Eje 1 desde el eje A hasta el eje G, primer nivel. | 398 |
| Figura 6.1.29 | Detallado del refuerzo transversal de la viga | 400 |
| Figura 6.1.30 | Detallado del refuerzo longitudinal de la columna | 403 |
| Figura 6.1.31 | Detallado del refuerzo transversal de la columna | 404 |
| Figura 6.1.32 | Distribución en elevación de estribos en columna G1 | 404 |
| Figura 6.1.33 | Detallado de acero longitudinal en viga eje 1 primer nivel. | 405 |
| Figura 6.1.34a | Detallado de acero transversal en viga eje 1 desde eje A hasta eje D, primer nivel. | 406 |

| Figura No: | Descripción | Página: |
|-------------------|---|----------------|
| Figura 6.1.34b | Detallado de acero transversal en viga eje 1 desde eje D hasta eje G, primer nivel. | 406 |
| Figura 6.1.35 | Distribución longitudinal del acero de refuerzo de la columna G1 | 406 |
| Figura 6.1.36 | Detallado de acero en columna G1 en toda la elevación | 407 |

INTRODUCCION

El presente trabajo de graduación tiene por objetivo el definir una metodología para el aprendizaje sobre el uso de los programas de ETABS y SAP2000, con los que cuenta la Universidad de El Salvador, para que tanto estudiantes de la carrera de ingeniería civil como todo aquel profesional interesado en el tema aprenda los conceptos y uso de herramientas básicos de dichos programas, con el fin de poder realizar análisis de modelos tridimensionales de edificios.

Para llevar a cabo el desarrollo de este trabajo, se comenzó con el planteamiento de algunos conceptos generales sobre el análisis de edificios, luego se plantearon las estructuras de las guías de los programas de computadora en estudio, como finalidad académica se procedió a realizar el análisis de dos edificios con dos sistemas diferentes, el primero con marcos de concreto reforzado y el segundo comprendido por un sistema combinado o dual, para el desarrollo de los análisis correspondientes se utilizó el método estático de la fuerza equivalente realizando el cálculo de las reacciones en las estructuras mediante el uso de programas de computadora que realizan el análisis en el plano, luego se evaluaron los mismos edificios, pero haciendo uso de los programas de computadora ETABS y SAP2000, donde se hizo uso de modelos tridimensionales para ambos casos y a continuación se procedió a comparar los resultados obtenidos.

Por último, con el fin de reafirmar la gran utilidad que representa el uso de programas de computadora para el análisis y diseño de estructuras, se procedió a realizar el análisis de una estructura irregular que presentaba las irregularidades de esquinas entrantes y ejes no paralelos, asimismo, se realizó el diseño de una viga y una columna correspondientes al edificio irregular.

Esperando que el presente trabajo de graduación sirva como una guía que facilite el uso y la comprensión las funciones básica de los programas de computadoras estudiados, y a

la vez promueva el estudio sobre las demás funciones y propiedades que presentan los programas y que no fueron tratadas en este trabajo de graduación, debido al tiempo y la amplitud de los temas.

CAPITULO I: “ANTEPROYECTO”

1.1 ANTECEDENTES

Actualmente se pueden observar construcciones de edificios de diferentes tamaños, materiales de construcción y distribución en planta, etc. que son diseñados mediante análisis que proporcionan resistencia tanto a fuerzas gravitacionales, fuerzas sísmicas, fuerza de viento y otras medidas de seguridad que se encuentran determinadas según el lugar donde se ubicará el edificio; tales métodos de análisis han sido mejorados con el pasar del tiempo por medio de métodos empíricos; el desarrollo de estas metodologías, no se pudo llevar a cabo sin la contribución de varias personas que a través del tiempo han colaborado con diferentes aspectos tales como el desarrollo de los materiales de construcción, las técnicas constructivas, los métodos de análisis y el diseño de las estructuras. A continuación, se describen brevemente algunos hechos históricos que han desarrollado los conocimientos de lo que actualmente se maneja sobre el análisis de estructuras de concreto:

En 1875, William E. Ward, construyó el primer edificio de concreto reforzado en Estados Unidos en Port Chester, N. Y. En 1883, presentó una disertación ante la *American Society of Mechanical Engineers (Sociedad Americana de Ingenieros Mecánicos)* donde afirmaba haber obtenido la idea del concreto reforzado al observar a trabajadores ingleses, intentando limpiar el cemento endurecido de sus herramientas de hierro en el año de 1867.

Thaddeus Hyat, un americano, fue probablemente la primera persona en analizar correctamente los esfuerzos en una viga de concreto reforzado y en 1877, publicó un libro de 28 páginas titulado “*An Account of Some Experimentes with Portland Cement Concrete, Combined with Iron as a Building Material*”(Resumen de algunos experimentos con concreto hecho a base de cemento Portland combinado con hierro

como material de construcción). En este libro encomió el uso del concreto reforzado, en donde además, puso mucho énfasis en la alta resistencia del concreto al fuego.

En el año de 1885, en Chicago se construye el edificio de 10 niveles de la compañía Home Life Insurance. A partir de ese año, fueron construidos numerosos edificios altos utilizando estructuras esqueléticas de acero. En esa época, el concreto reforzado era utilizado en edificios de poca altura.

Conforme se desarrollaba en la construcción el uso del concreto reforzado, como también de otros sistemas estructurales, los problemas ocasionados por los sismos se intensificaron, ya que los riesgos que las construcciones podían experimentar eran mayores, se tuvo la necesidad de establecer medidas que velaran por la seguridad de las edificaciones.

Los primeros requerimientos de diseño en los Estados Unidos de Norteamérica que intentaban prevenir el colapso de edificios durante terremotos, se originan en California después del terremoto que afectó a San Francisco en 1906; se procedió a su reconstrucción con un código de construcción actualizado, que requería la consideración de una fuerza por viento de 30 libras por pie cuadrado para el diseño de nuevos edificios. Ninguna cláusula de diseño sismorresistente fue presentada. Dado que muchos códigos de construcción en ese tiempo no tenían requisitos para la resistencia del viento (tal como el código de la ciudad de Los Ángeles, en el cual la presión del viento no se consideraba en el diseño hasta 1924), se esperaba que el nuevo y “estricto” requisito de la presión del viento, se aplicaría tanto a los efectos del viento como de los terremotos.

El UBC (Uniform Building Code) de 1927, presentó el primer requerimiento sísmico en Norteamérica, en parte como respuesta al terremoto de Santa Bárbara de 1925. El documento proponía, que una carga puntual horizontal aplicada igual a un valor

entre el 7.5 al 10 por ciento de la suma de las cargas muerta y viva total (dependiendo del tipo de suelo), se considerará para tomar en cuenta los efectos de un terremoto.

Las provisiones sismorresistentes en los códigos de diseño norteamericanos, se implementaron luego del terremoto de Long Beach de 1933, de magnitud 6.4 en la escala de Richter. Las pérdidas económicas y físicas que dejó dicho terremoto, proporcionaron los incentivos políticos necesarios, para implementar las primeras regulaciones obligatorias de diseño sismorresistente.

El código de construcción de Los Ángeles de 1943, fue el primero en presentar un coeficiente sísmico y una distribución de fuerza lateral que indirectamente reflejaba la flexibilidad del edificio.

Fue hasta 1950, que se intensificó el uso de concreto reforzado en edificios altos, alcanzando rápidamente límites en altura a causa del incremento de cargas y volúmenes que requiere el uso de áreas resistentes en la base demasiado grandes.

Los sistemas estructurales basados en marcos de vigas-columnas, no poseen la rigidez suficiente para minimizar los desplazamientos en edificios altos, debido a cargas laterales; sin embargo, la introducción de paredes de corte abrió la posibilidad de construir estructuras hasta de 30 niveles.

El desarrollo del sistema de Tubo Reticular o Fachadas Rigidizantes fue la solución para la construcción de edificios de concreto reforzado de 30 a 50 niveles, siendo utilizado por primera vez en un edificio de apartamentos de 43 niveles de Witt Chesnut (Chicago) en el año de 1963. Posteriormente su uso se propagó a varias partes del mundo. El sistema consiste de columnas exteriores cercanamente espaciadas y ligadas en cada entrepiso por vigas relativamente peraltadas.

Aunque, la contribución de la resistencia estructural fue conocida en las publicaciones de los primeros Requerimientos para Fuerzas Laterales de la SEAOC, no fue hasta principios de los 80's que el tema de la resistencia estructural fue estudiado en detalle.

En la actualidad, los avances en la tecnología del concreto permiten fácilmente construir un edificio de 100 niveles con excelente eficiencia. La rigidez del sistema de paredes de corte puede mejorarse utilizando vigas para ligar las paredes en el último nivel y niveles intermedios; a este sistema se le conoce como *sistema de paredes acopladas*.

El Salvador es considerado uno de los países con mayor actividad sísmica, por lo que se han creado reglamentos de análisis y diseño que regulan el proceso de estructuración de los edificios, sin embargo, no se han realizado cambios en la normativa durante aproximadamente una década.

Entre 1940 y 1957, se comenzó la construcción de edificios altos de concreto reforzado hasta de 8 niveles, algunos de los cuales se diseñaron para trabajar bajo cargas gravitacionales, como es el caso del Edificio Darío. La mayoría de edificios altos construidos antes del sismo de 1986 se componían de marcos ortogonales de concreto reforzado, losas densas y paredes de mampostería, citando como ejemplo el Edificio Dueñas, el Edificio Pacífico y la Torre López.

Posterior al terremoto de 1986 han sido construidos numerosos edificios altos de concreto reforzado, entre los cuales están el Hotel Princess, la Torre Cuscatlán, que se caracterizan por poseer sistemas estructurales a base de marcos estructurales y paredes; la Torre Crédisa, una de las estructuras más altas y nuevas de San Salvador, posee 9 columnas cuadradas de 1.20 metros, con tres claros de aproximadamente 9.50 metros en ambas direcciones, teniendo en uno de sus extremos paredes de carga.

En los últimos años en El Salvador, se han realizado estudios sobre edificio de concreto reforzado, entre algunos de estos estudios que servirán de referencia para la realización del presente trabajo son:

- “Criterios y procedimientos de diseño sísmico, 1980”.

Este trabajo ha dejado como antecedente, la necesidad de buscar la manera de contar con métodos racionales para diseñar estructuras sismorresistentes en el país, sobretodo por el alto grado sísmico con que cuenta El Salvador y por las muchas ocasiones que nos han afectado sismos de diferentes magnitudes.

En El Salvador se usan muy a menudo métodos simplificados para el análisis y diseño estructural, en los cuales no se tiene una visión directa de los niveles de riesgo aceptable, del periodo de recurrencia del sismo utilizado para el diseño, por lo cual no se puede tener un manejo objetivo y racional del método.

En esta publicación, se presentó una metodología de diseño sísmico racional basado en las características sísmicas de la zona, lo cual permitió tener un conocimiento objetivo de cada paso del procedimiento que se sigue.

- “Teoría básica y programas de diseño aplicados a estructuras de concreto reforzado según código A.C.I. 318-77, 1982”.

La principal intención de este trabajo, fue la de implementar un sistema que permita analizar en forma integral una estructura, para lo cual se han recopilado las bases teóricas mas importantes que se refieren al diseño de miembros de concreto reforzado; para tal fin se tomó como referencia el Código ACI 318-77, a fin de establecer los criterios más importantes a ser considerados en el momento

del diseño. Además, se buscó ampliar los métodos manuales ó gráficos que corrientemente se utilizaban en el diseño y utilizar sistemas de programas de computadora que permitan analizar en una forma adecuada y segura todo tipo de estructura.

Se resalta la ventaja que ofrece el uso de programas de computadora, ya que como resultado se obtiene un considerable ahorro de tiempo, el cual nos da la oportunidad de poder profundizar en aspectos del diseño mismo, tal es el caso de las alternativas en la estructura, lo que nos permite en toda medida de acuerdo a los criterios adoptados dependiendo del tipo de estructura, escoger aquella que sea la mas adecuada, con lo cual se puede mejorar notablemente el comportamiento estructural y la economía de la misma.

- “Tendencias actuales del diseño sísmico de edificios en países del área centroamericana y otros países del mundo, 1985”.

El objetivo de este trabajo fue el de dar a conocer la urgente necesidad de actualizar las normas de diseño estructural para edificios en el país, en especial por encontrarnos ubicados en una zona de intensa actividad sísmica.

Por medio del desarrollo de este trabajo se logró orientar la búsqueda y selección de información que permitiera la elaboración de requerimientos estructurales que garanticen el buen comportamiento de las construcciones frente a la actividad sísmica. Dicha búsqueda de información se logró por medio de los conocimientos y experiencias acumuladas de otros países que se encuentran más avanzados en dicha área.

Con todo esto, se logró comprender que las normas ó códigos sismorresistentes de otras regiones han evolucionado en la medida que las experiencias

catastróficas de sismos los han hecho sucumbir, lo cual sirve como motivación y aliciente para una investigación más exhaustiva y detallada sobre los aspectos que se vinculan al diseño sismorresistente.

- “Análisis del reglamento para la seguridad estructural de las construcciones de la republica de El Salvador, 1998”.

Dicho trabajo constituye un estudio comparativo de la Norma Técnica de Diseño por Sismo (NTDS 1994) contemplada en el Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de El Salvador (RESESCO). Este análisis es realizado con respecto a los conceptos básicos presentados en el marco teórico, así como con respecto a las fuentes bibliográficas que le han dado origen.

La importancia fundamental para el desarrollo de este trabajo es la de poder mitigar el riesgo sísmico y disminuir la vulnerabilidad de las estructuras, lo cual se logra teniendo reglamentos acordes a las tendencias actuales en el diseño sísmico y que a la vez, reflejen las características geotécnicas y de peligrosidad del país; por lo anteriormente expuesto, resulta necesario revisar los códigos vigentes, realizando un análisis crítico y comparativo de dicho reglamento con respecto a su contenido y fuentes de origen, de manera que permita evaluarse si estas han sido incluidas apropiadamente; sentándose así un precedente en el proceso de evaluación y actualización inherente a todo buen reglamento.

- “Evaluación de ductilidad y resistencia en edificios de concreto reforzado de 5, 10 y 15 niveles, diseñados aplicando las normativas salvadoreñas vigentes, 1999”

En este trabajo de graduación se enmarcó la importancia de la ductilidad y resistencia de las estructuras al presentarse un sismo. Estos parámetros se

evaluaron dentro de la investigación, utilizando métodos de análisis no lineal, sometiendo a los edificios a fuerzas sísmicas de sismos pasados, auxiliándose de programas de computadora para presentar respuestas más precisas que permitieron cuantificar los parámetros antes mencionados.

Etapas de las que comprendió dicho trabajo:

1. Estudio de la normativa salvadoreña y comparación de ésta con el UBC
2. Calibración del programa ETABS (Versión 6.2) mediante el diseño de un edificio para compararse con un diseño manual; luego con el programa DRAIN 2DX (Versión 1.10), utilizando dos métodos de análisis no lineal, para obtener los factores de ductilidad y resistencia global de la estructura (push-over) y se cuantificaron las reservas de ductilidad en las secciones de los elementos estructurales(método dinámico paso a paso), con dichos valores se determinó la capacidad de la estructura para soportar un sismo y el nivel de carga lateral que la lleva al colapso.
3. Cálculo masivo de los edificios de concreto reforzado de 5, 10 y 15 niveles, diseñados a base de la NTDS, con ayuda de ETABS, utilizando para el diseño el método dinámico modal espectral, lo que permite comparar los periodos, cortante y momento de los edificios en cada caso.

El análisis dinámico paso a paso no lineal se realizó con ayuda del programa DRAIN 2DX para obtener los balances de ductilidad en las secciones de vigas y columnas, que es la resta entre la ductilidad ofrecida y la ductilidad demandada por sismo seleccionado. Para la selección del sismo, se tomó como referencia el índice de ductilidad demandada “IDD”. Para obtener resultados que afectarán significativamente a los edificios se utilizaron sismos ocurridos en Estados Unidos (El Centro, 1940 y San

Fernando, 1971), Chile (Liolleo, 1985) y México (SCT, 1985). En el análisis de colapso (push-over), se tomaron las fuerzas de diseño por sismo calculadas de la NTDS, y se incrementaron por factores secuenciales de carga, hasta obtener estados límites de falla, en lo que se considera el colapso de la estructura. La ductilidad global se calcula, como la razón de la deflexión lateral del nivel superior en la condición de colapso estructural, y la deflexión lateral del mismo nivel, cuando por primera vez se alcanza la condición de fluencia en el sistema. El factor de resistencia global se obtiene al medir el factor de carga necesario para producir el colapso de la estructura

4. Conclusiones y recomendaciones entre las que se pueden mencionar:

- Variaciones significativas del análisis mediante ETABS respecto a los obtenidos por el método manual. ETABS distribuye las cargas sobre las vigas entre rostros de columnas, para el diseño manual, modelando con RISA-2D las cargas sobre las vigas se distribuyen entre los ejes de vigas y columnas.
- El diseño de las secciones de concreto para ETABS y el método manual es el mismo, por lo que dicho programa puede utilizarse como herramienta para diseño.
- De la etapa de diseño se aprovecho la cantidad de datos obtenidos como referencia para mostrar las distintas comparaciones en las que se muestran datos útiles a la hora de diseñar. Finalmente se comparan los resultados obtenidos de ductilidad global, se comparan los establecidos para marcos de concreto reforzado con detallado especial

en códigos internacionales, mientras los de resistencia se comparan con el factor de carga para fuerzas laterales de la NTDS.

- “Evaluación de ductilidad y resistencia en edificios de concreto reforzado de 20, 25 y 30 niveles, diseñados aplicando las normativas salvadoreñas vigentes, 1999”

El objetivo de este trabajo de graduación fue, el de evaluar el comportamiento de las estructuras sometidas a cargas sísmicas utilizando tanto los métodos de análisis estático como dinámico no lineal, con el fin de obtener parámetros cuantificadores de la respuesta estructural, tales como la ductilidad y la resistencia. Se realizó la evaluación del comportamiento estructural de nueve edificios de tipo regular con 20, 25 y 30 niveles (tres por cada tipo edificio), diseñados según NTDS 94 y sometidos a métodos de análisis no lineal a fin de establecer índices de ductilidad y resistencia.

Los métodos de análisis no lineales utilizados fueron:

- a) El método de análisis dinámico paso a paso
- b) El método de análisis de colapso ó push – over

Además, conforme a lo establecido en la NTDS´ 94, se hizo el análisis lineal para edificios altos utilizando el método de Análisis Modal Espectral.

Con los análisis realizados se llegó a establecer una fórmula empírica, para el cálculo del periodo fundamental de la estructura de edificios altos entre 20 y 30 niveles quedando establecida como:

$$T = 0.984e^{0.0086h}$$

Donde T es el periodo fundamental, y h es la altura del edificio, llegando a valores de periodos más exactos lo cual evitaría el cálculo de cortantes basales demasiados conservadores.

- “Vulnerabilidad sísmica de estructuras de edificios de concreto reforzado y acero, 1999”.

Este trabajo, planteó una metodología para poder evaluar la vulnerabilidad sísmica aplicada a estructuras de edificios de concreto reforzado y acero, limitándose al estudio de edificios estructurados a base de marcos y sin ningún sistema adicional de arriostramiento. La metodología planteó la evaluación de diez índices, definidos como índices de vulnerabilidad, los cuales establecieron el estado estructural de ciertas características de los edificios tales como la ubicación, el estado del sistema estructural, las configuraciones estructurales en elevación y en planta, las relaciones geométricas de vigas y columnas, los periodos de vibración natural del edificio, los períodos de resonancia del suelo donde se cimiente el edificio, la ductilidad de desplazamientos, el factor de colapso para un análisis de push-over y el aparecimiento de rotulas plásticas.

El objetivo de dicho trabajo, fue el de evaluar un edificio de acuerdo a su vulnerabilidad sísmica, mediante una escala numérica que refleje un nivel dentro del cual se podrían estimar los daños ante movimientos sísmicos.

La metodología que se formuló se resume de la siguiente manera:

- La implementación de un programa que determine el estado de colapso de un marco ante cargas sísmicas, y que posteriormente lo clasifique dentro de un nivel de vulnerabilidad sísmica estructural (tomando como base el programa PLAST), en esta fase se calibran los resultados generados por el

programa PLAST con otros de uso confiable, como DRAIN-2DX y PFRAME, para determinar las mejoras que serían necesarias implementar al programa PLAST.

- El planteamiento de una metodología que evalué el nivel de vulnerabilidad sísmica y luego realizar los estudios que permitan garantizar la confiabilidad de la misma.
 - Evaluar la metodología mediante su puesta a prueba en edificios de marcos de concreto reforzado y acero.
- “Análisis de los efectos torsionales en la respuesta sísmica de estructuras de edificios irregulares, 2001”

Este trabajo de graduación, evaluó la metodología de análisis utilizada por el Reglamento para la Seguridad Estructural en las Construcciones de nuestro país y la metodología propuesta por el profesor Edward L. Wilson, quien introduce conceptos para evaluar la estructura tales como los son: la rigidez torsional, la razón de frecuencias, resonancia torsional, etc. Se realizó la evaluación en 22 estructuras de tipo irregular; además, a raíz de la evaluación realizada por el trabajo de graduación se obtuvo las siguientes conclusiones:

- a) Los niveles de cortante basal dependen no solo de los factores que se utilizan, tales como el factor de zona, el factor de importancia, las condiciones geológicas, el sistema estructural utilizado y el peso de la estructura (dependiendo del tipo de suelo), sino que varían junto a la dirección de la entrada sísmica.

- b) Los valores de cortante basal que se obtuvieron con la metodología de Wilson, propone un ajuste de resultados que establece la relación entre el cortante basal estático y el menor valor de cortante basal dinámico; el factor resultante servirá para ajustar los espectros que se utilizan en las direcciones principales de la estructura.
- c) Para tener una idea del comportamiento torsional de una estructura es necesario considerar la evaluación del parámetro razón de frecuencias (frecuencia torsional / frecuencia trasnacional ó periodo traslacional / periodo rotacional)
- d) El análisis de sistemas estructurales sometidos a excitaciones laterales utiliza el desplazamiento del centro de masa de los niveles para evaluar fuerzas en los elementos resistentes (metodología de excentricidades accidentales).

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Actualmente en El Salvador, uno de los métodos de análisis que se utiliza para poder llevar a cabo el diseño de un edificio de marcos con detallado especial es el Método Estático, los resultados obtenidos mediante este análisis pasan a ser comparados con los parámetros establecidos por el Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de la Republica de El Salvador, sobre todo en la Norma Técnica de Diseño por Sismo, la Norma Técnica de Diseño de Estructuras de Concreto y la Norma Técnica de Diseño de Estructuras de Acero (las cuales han sido adaptadas al medio local de los códigos americanos: Uniform Building Code (UBC), American Concrete Institute (ACI) y American Institute Steel of Construction (AISC) de manera respectiva.

Los avances en la tecnología, han permitido que los largos procesos de cálculo que antes hacían a los ingenieros dedicar numerosas horas de trabajo, hoy se realicen en un menor periodo de tiempo.

Hoy en día, en nuestro país, algunos ingenieros estructuristas desarrollan los análisis y diseños de las edificaciones realizando modelos tridimensionales, con la ayuda de programas de computadora especializados para tal labor, sin embargo no se tiene una sola forma ó metodología para diseñar en el espacio.

Los códigos para diseño sísmico de edificios, no definen parámetros de comparación que determinen como evaluar el análisis de un edificio modelado en el espacio. A raíz de esto, surge la necesidad de realizar una investigación en la cual se llegue a establecer una metodología de pasos a seguir, que permita llevar a cabo el análisis de modelos espaciales de edificios, elaborados por medio de programas de computadora, sin importar el programa a utilizar y que permita obtener los mismos resultados, siendo a la vez congruentes con los resultados obtenidos por medio del método estático.

Además, se investigará como llevar a cabo el análisis y diseño de un sistema de marcos con detallado especial y otro con sistema combinado, haciendo uso de modelos espaciales basados en programas de computadora, como por el análisis del método de las fuerzas equivalentes.

1.3 OBJETIVOS

Objetivo General:

- Establecer una guía que sea utilizada para el análisis estructural de edificios, usando programas de computadora que elaboren modelos tridimensionales de las estructuras.

Objetivos Específicos:

- Realizar una guía práctica la cual permita al ingeniero ó estudiante de último año de la carrera de ingeniería civil, el entendimiento y la familiarización con la metodología de análisis tridimensional, proporcionado por los programas de computadora para que pueda modelar cualquier tipo de edificio, ya sea este de forma regular ó irregular.
- Determinar mediante la elaboración de la guía, como se realiza la modelación de estructuras en el espacio, que cumpla los lineamientos establecidos por la Norma Técnica para Diseño por Sismo (NTDS) y utilizar códigos internacionales, como el Uniform Building Code (UBC), para proponer una metodología ó procedimiento de análisis a usar con los programas.
- Desarrollar el análisis de estructuras con el sistema de marcos y el sistema dual.
- Desarrollar el análisis de un edificio irregular y diseñar una viga y una columna.

1.4 ALCANCES

- Establecer una guía que defina una metodología propuesta a seguir para desarrollar el análisis de modelos espaciales.
- Llevar a cabo el desarrollo de modelos tridimensionales de edificios de concreto armado, regulares e irregulares.
- Realizar la calibración de los programas de computadora a utilizar, mediante el análisis de dos edificios de tipo regular, uno basado con el sistema de marcos flexibles con detallado especial y otro con un sistema combinado, comparando los resultados obtenidos de ambos con los elaborados de forma manual con una modelación en el plano.
- Realizar el análisis de un edificio de forma irregular utilizando el programa ETABS.
- Realizar el diseño estructural del edificio irregular a analizar y detallar el refuerzo de los elementos diseñados, haciendo uso del programa ETABS.

1.5 LIMITACIONES

El área del análisis y diseño de estructuras es muy amplia, ya que contiene diferentes tipos de estructuras y es por eso que la investigación se enfocará exclusivamente en el análisis de estructuras de edificios de concreto armado. Se analizará un edificio de forma regular mediante marcos de detallado especial y otro con sistema combinado.

Se establecerá una guía que describa los pasos necesarios, para llevar a cabo la modelación tridimensional de un edificio, que sea practica y de fácil entendimiento para el ingeniero estructurista ó estudiante de ingeniería civil, permitiéndoles así la modelación de la estructura que se desea, basándose en los códigos y normas que tienen validez en El Salvador.

Como objeto de estudio se investigarán y analizarán las irregularidades de ejes no paralelos y la de esquinas entrantes. Realizando un modelo que contenga ambos tipos de irregularidades, con un número máximo de 5 niveles y con una altura no mayor de 20 m., donde se realizarán dos modelos, uno en el que se definirá que sus sistema de entrepiso se comporta de forma rígida y otro en el que no. El cálculo del edificio irregular se realizará haciendo uso de un programa de computadora, explicando a la vez el proceso de análisis utilizado, además, se realizara el diseño estructural del edificio con el uso del programa ETABS.

1.6 JUSTIFICACIONES

Debido a los avances y recursos tecnológicos con que se cuenta en la actualidad en el área de la ingeniería civil, en especial de la ingeniería estructural, hoy en día existen muchos programas de computadora, en donde, se pueden modelar edificios en tres dimensiones para su análisis y diseño utilizando el método de análisis de los elementos finitos, estos programas, permiten observar como sería el comportamiento de los edificios ante diversos tipos de carga mediante una interfaz gráfica; además, las últimas versiones de estos programas de computadora incluyen las publicaciones más actualizadas de las normas ó reglamentos más reconocidos para el análisis y diseño de estructuras, permitiendo realizar análisis más complejos, haciendo que posean un mayor grado de certidumbre respecto a sus predecesores.

La necesidad de incorporar las nuevas tecnologías en el área de la ingeniería estructural, como herramientas complementarias para el estudio de la materia de Diseño Estructural y materias afines, implica la elaboración de una guía que facilite el manejo de programas de computadora para el análisis y diseño de estructuras, proporcionando a los alumnos que cursan la cátedra y a todo aquel profesional en el área de ingeniería civil que este interesado en el tema una ayuda para el uso de dichos programas.

Actualmente, la Universidad de El Salvador, cuenta con los programas de computadora SAP2000 y ETABS, que permiten el análisis y diseño de estructuras. Con herramientas como estas se puede llevar a cabo el estudio de edificios tanto regulares como irregulares, reforzando así los conocimientos de los estudiantes sobre el análisis y diseño de las mismas, abriendo un nuevo campo de posibilidades para conformar estructuras sin importar su complejidad.

1.7 METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION A DESARROLLAR

Para poder llevar a cabo el desarrollo del trabajo de investigación propuesto, es necesario tomar en cuenta ciertos puntos básicos a seguir para que el desarrollo del mismo tenga éxito, tales como:

Búsqueda de información relacionada con la temática en desarrollo. Esto tiene por objeto la familiarización con el tema, mediante consultas bibliográficas, tanto de publicaciones afines a la problemática planteada que ha sido estudiada previamente en el país ó por estudios realizados en el extranjero. Se realizarán entrevistas a diferentes ingenieros civiles estructuristas para conocer de qué forma se desarrollaban los diseños estructurales antes de la adquisición de programas de computadora, en especial de aquellas edificaciones que presentan irregularidades ó hacen uso del sistema dual.

Planteamiento de marco teórico relacionado con la investigación. Una vez recolectada la información, se procederá a plantear los conceptos básicos que regirán nuestra investigación, así como la terminología empleada en el proceso, lo cual servirá como base para sustentar los diferentes cálculos y procesos que se plantearán y desarrollarán, los cuales servirán a la vez de ayuda para el uso de métodos racionales de diseño sísmico.

Redacción de la guía de análisis estructural de edificios utilizando modelos tridimensionales. Se completará la redacción de la guía de análisis estructural de edificios utilizando modelos tridimensionales, que servirá de base para el desarrollo del análisis de estructuras de edificios regulares e irregulares por medio de programas de computadora, y quedará como material didáctico para los estudiantes de las materias de diseño estructural y estructuras de concreto, así como también para todo aquel profesional interesado en el tema.

Calibración de los programas de computadora a utilizar. Para comprender cómo trabajan los programas de computadora a utilizar, será necesario realizar una calibración ó refinamiento de los datos obtenidos. Se realizará el análisis de un edificio regular, tanto en planta como en elevación, el cual se desarrollará de dos formas: La primera, utilizando el método estático de diseño ó método de las fuerzas equivalentes; la segunda se desarrollará haciendo uso del análisis mediante el uso del modelado tridimensional de su estructura haciendo uso de los programas de computadora, con esto se buscará comparar los resultados obtenidos por los dos métodos, asimismo, se elaborará una calibración similar utilizando un edificio constituido por un sistema dual.

Metodologías de análisis de estructuras irregulares haciendo uso del sistema de marcos. Se evaluará una estructura que presente las irregularidades de ejes no paralelos y esquinas entrantes, la investigación se orientará en el uso de métodos de análisis simplificados ó la experiencia profesional de estructuristas para que se permita el análisis estructural de las mismas. Además, se incluirá el diseño de dos elementos, una viga y una columna, del edificio haciendo uso del programa ETABS.

CAPITULO II: “MARCO TEÓRICO”

2.1 REGLAMENTO PARA LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS CONSTRUCCIONES DE EL SALVADOR

El objetivo de este reglamento es establecer los requisitos mínimos de servicio, seguridad y cargas estructurales que deben de cumplir los diseños y construcciones en el país, a fin de evitar pérdidas materiales ó peor aún vidas humanas; para este propósito el reglamento se apoya en “Normas Técnicas”, las cuales tratan problemas específicos dentro de las etapas de diseño y construcción de las estructuras; el reglamento se deriva de la Ley de Urbanismo y Construcción de nuestro país; su esquema se presenta a continuación:

LEY DE URBANISMO Y CONSTRUCCIÓN

REGLAMENTO PARA LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS CONSTRUCCIONES

1. **NORMAS TÉCNICAS**
 - a) **DISEÑO POR SISMO**
 - b) **DISEÑO POR VIENTO**
 - c) **DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO**
 - d) **DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE ACERO**
 - e) **DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA**
 - f) **DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MADERA**
2. **DISEÑO DE CIMENTACIONES Y ESTABILIDAD DE TALUDES**
3. **CONTROL DE CALIDAD DE LOS MATERIALES ESTRUCTURALES**
4. **NORMA ESPECIAL PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDAS**

El presente trabajo se enfocará en el análisis de estructuras para edificios por lo que se hará énfasis en la Norma Técnica para Diseño por Sismo (NTDS) de nuestro país, la cual se desarrolla brevemente en el siguiente apartado.

Norma Técnica para Diseño por Sismo (NTDS)

En esta norma se establecen las bases y criterios de diseño mínimos para que las estructuras presenten una seguridad adecuada ante la presencia de eventos sísmicos, se presenta a continuación un breve resumen de los cambios que dicha norma ha experimentado desde su primera publicación hasta la actualidad.

Evolución de la Norma Técnica para Diseño por Sismo

En nuestro país el primer reglamento para diseño sísmico de estructuras fue publicado en 1966¹, aunque el mismo no hacía mención a las bases de diseño, el diseño sísmico se basaba en la consideración de la zonificación sísmica, ocupación ó destino de la estructura, la configuración y el sistema estructural; a este reglamento le siguió una segunda edición actualizada en el año de 1989, el cual tampoco hacía mención a las bases de diseño, pero incorporaba nuevos aportes al reglamento anterior como: inclusión de cuatro categorías de ocupación en lugar de tres, clasificación de las estructuras en regulares e irregulares, presentaba cinco tipos de sistemas estructurales en lugar de tres (ver cuadro 2.1), entre otros aspectos que se detallan en el cuadro 2.2. Estos reglamentos se encontraban estructurados como se muestra en las tablas 2.1 y 2.2, respectivamente.

¹ Estudio de coeficiente sísmico y de los sistemas estructurales contemplados por el reglamento de emergencia de diseño sísmico de El Salvador, trabajo de graduación presentado para optar al título de ingeniero civil de la Universidad Centroamericana José Simeón Cañas.

Tabla 2.1 Reglamento de Diseño Sísmico de la República de El Salvador de 1966 (RDSES).

| Capitulo | Título del capitulo. |
|-----------------|---|
| 1 | Objeto. |
| 2 | Clasificación de edificios. |
| 3 | Nomenclatura. |
| 4 | Coefficiente para diseño sísmico. |
| 5 | Cargas vivas. |
| 6 | Esfuerzos admisibles. |
| 7 | Método simplificado de análisis. |
| 8 | Análisis estático. |
| 9 | Análisis dinámico. |
| 10 | Requisitos adicionales. |
| 11 | Refuerzo para estructuras dañadas. |
| 12 | Precauciones durante la construcción. |
| 13 | Criterio general de análisis de esfuerzo. |
| 14 | Instrumentos. |
| 15 | Permisos de construcción. |

Tabla 2.2 Reglamento de Emergencia del Diseño Sísmico de la República de El Salvador de 1989 (REDES).

| Capitulo | Título del capitulo. |
|-----------------|--|
| 1 | Propósitos y alcances. |
| 2 | Clasificación de los edificios. |
| 3 | Coefficiente para diseño sísmico. |
| 4 | Cargas muertas. |
| 5 | Cargas vivas. |
| 6 | Distribución de las fuerzas laterales. |
| 7 | Determinación alterna de las fuerzas sísmicas. |
| 8 | Control de los desplazamientos horizontales. |
| 9 | Valuación de los efectos del sismo. |
| 10 | Análisis estático simplificado. |
| 11 | Requisitos para mecánica de suelos. |
| 12 | Requisitos para mampostería reforzada. |
| 13 | Requisitos para concreto reforzado. |
| 14 | Viviendas de una y dos plantas. |
| 15 | Requisitos para acero estructural. |
| 16 | Requisitos adicionales. |
| 17 | Reparación en edificaciones dañadas. |
| 18 | Precauciones durante la construcción. |
| 19 | Supervisión y control de la calidad de los materiales. |
| 20 | Instrumentos. |
| 21 | Permisos de construcción. |
| 22 | Disposiciones finales. |

Cuadro 2.1. Comparación de los tipos de sistemas estructurales de las normas de 1966 y 1989.

| RDSSES (1966) | REDSSES (1989) |
|--|---|
| Tipo I: Estructuras que posean, alineados en la dirección que se analiza, dos o más elementos resistentes a fuerza cortante horizontal y cuyas deformaciones, ante la acción de cargas laterales en dicha dirección, sean debidas esencialmente a flexión de los miembros estructurales. | Tipo I: Sistemas de marcos, un sistema de marcos espaciales, esencialmente completos no arriostrados, que resisten todas las cargas, tanto verticales como sísmicas. |
| Tipo II: Estructuras cuyas deformaciones ante la acción de cargas laterales en la dirección que se analiza sea debida esencialmente a esfuerzo cortante o a fuerza axial en los miembros estructurales. | Tipo II: Sistemas de paredes estructurales, las cargas verticales son llevadas por marcos no arriostrados esencialmente completos y las cargas sísmicas son resistidas por paredes estructurales o arriostrados. |
| Tipo III: Tanques elevados, chimeneas y todas aquellas construcciones que se hallen soportadas por una sola columna o hilera de columnas orientadas perpendicularmente a la dirección que se analiza. | Tipo III: Sistema dual, es un sistema estructural que combina marcos espaciales no arriostrados resistentes a momentos que resisten las cargas verticales y parte de las cargas sísmicas con paredes estructuralmente o arriostradas. |
| | Tipo IV: Sistema de muros de carga, los muros de carga proveen soporte para todas o casi todas las cargas verticales y marcos arriostrados o paredes estructurales proveen la resistencia sísmica. |
| | Tipo V: Sistemas aislados, tanques elevados, chimeneas y todas aquellas construcciones que sean soportadas por una sola columna o hilera de columnas orientadas perpendicularmente a la dirección de análisis. |

Cuadro 2.2. Comparaciones entre la RDSES de 1966 con la REDSES de 1989.

| RDSES (1966) | REDSES (1989) |
|---|--|
| <p>Métodos de análisis:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Método simplificado de análisis • Análisis estático, usado cuando no se cumplían los requisitos de rigidez y geometría con el método anterior • Análisis dinámico | <p>Métodos de análisis:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Método estático, obligatorio para estructuras de tipo regular • Método simplificado de análisis |
| <p>El coeficiente sísmico es producto de tres factores, la importancia (I), el de diseño(C), el cual tiene implícito el factor de modificación de respuesta y el de zona, y el factor de rigidez (D)</p> | <p>Incluye la diferencia de que el valor del factor D se obtiene a través del espectro elástico de respuesta de la estructura. Permite calcular el periodo natural de vibración de la estructura, con la aplicación de la formula de Rayleigh.</p> |
| <p>Se da una distribución en altura de la fuerza de cortante horizontal</p> | <p>Incluye el llamado “efecto de látigo”</p> |
| <p>Se considera la distribución horizontal del cortante de piso, calculando la excentricidad en cada piso, para luego obtener la de diseño multiplicándola por 1.5 y adicionando una excentricidad accidental que corresponde al 5% de la mayor dimensión en planta perpendicular a la dirección de análisis.</p> | <p>La excentricidad calculada no se afecta por el factor 1.5</p> |
| <p>No se menciona ninguna forma de calcular el momento de volteo</p> | <p>Se presenta una expresión para el calculo de dicho momento haciendo alusión a tres coeficientes de reducción dependiendo de la altura de la estructura</p> |
| <p>Para la determinación de los desplazamientos horizontales no especifica un método</p> | <p>Los desplazamientos elásticos calculados son afectados por un coeficiente de amplificación que oscila entre 2.5 y 8.0 dependiendo del sistema estructural que se utilice</p> |
| <p>No son considerados los efectos P-Delta</p> | <p>Lo hace estableciendo un coeficiente de estabilidad</p> |
| <p>Permiten el empleo de cualquier procedimiento de análisis dinámico, pero enfatiza el método de análisis modal espectral</p> | <p>Aclara para qué casos debe utilizarse</p> |

Actualmente, en nuestro país se utiliza la Norma Técnica para Diseño por Sismo de 1994, la cual se desarrolla brevemente a continuación:

Norma Técnica para Diseño por Sismo de 1994 (NTDS)

Dicha norma fue el resultado de la necesidad de crear una normativa formal que descartará el uso de la normativa para diseño de emergencia de 1989 para adaptarse a los nuevos métodos de análisis y diseño de estructuras. Los métodos de análisis estructural se detallan a continuación:

a) Criterios de diseño

i. Bases de diseño

Estas recomendaciones tratan de proporcionar a los ingenieros, una guía para la toma de decisiones en función de los requisitos, parámetros y análisis relativos a la selección de fuerzas laterales, estos parámetros comprenden: la zonificación sísmica, las características del sitio, la categoría de ocupación, la configuración y el sistema estructural; tal guía es especialmente importante en la etapa inicial de diseño, donde hay un gran número de opciones.

ii. Zonas sísmicas

El factor de zona "A" de la NTDS (ver tabla 2.3) esta basado en las aceleraciones pico efectiva de cada zona. Por esto la importancia que representa tener un estudio de micro zonificación sísmica, especialmente en San Salvador, donde se concentra el mayor crecimiento poblacional y mayor riesgo sísmico.

Tabla 2.3. Factor de zonificación sísmica

| ZONA* | FACTOR A |
|------------------|----------|
| 1 | 0.40 |
| 2 | 0.30 |
| * Ver figura 2.1 | |

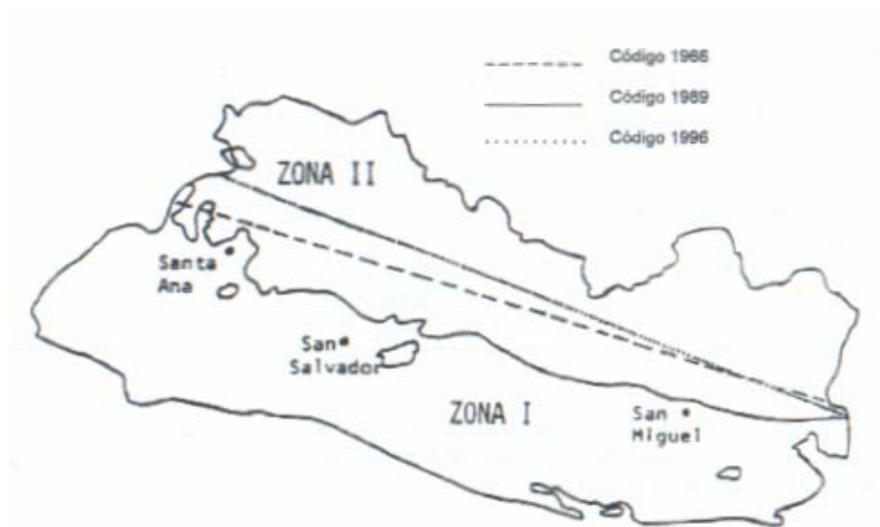


Figura 2.1. Mapa de zonificación sísmica de El Salvador

iii. Geología local y características del sitio

Para cuantificar los efectos de la geología del lugar y la característica del suelo, es necesario conocer el tipo de suelo y profundidad a que se encuentra el estrato rocoso; en nuestra norma, se han resumido las propiedades de los perfiles de suelo que se encuentran en el país, en los coeficientes de sitio C_o , T_o (ver tabla 2.4).

Tabla 2.4. Coeficientes de sitio C_o y T_o ⁽¹⁾

| Tipo | Descripción | C_o | T_o |
|--|--|-------|-------|
| S_1 | Perfiles de suelo siguientes: (a) Materiales de apariencia rocosa caracterizados por velocidades de onda de corte mayores de 500 m/seg (b) Suelo con condiciones rígidas o muy densas, cuyo espesor sea menor de 30 m sobre el manto rocoso. | 2.5 | 0.3 |
| S_2 | Perfiles de suelo siguientes: (a) Suelo con condiciones rígidas ó muy densas, cuyo espesor sea menor de 30m sobre el manto rocoso. (b) Suelo con condiciones compactas ó muy compactas ó medianamente denso con espesor menor de 30 m. | 2.75 | 0.5 |
| S_3 | Perfil de suelo que contiene un espesor acumulado de 4 a 12 mts de suelos cohesivos blandos a medianamente compactos ó suelos no cohesivos sueltos. | 3.0 | 0.6 |
| S_4 | Perfil de suelo que contiene mas de 12 m de suelo cohesivo blando ó suelo no cohesivo suelto y caracterizado por una velocidad de onda de corte menor de 150 m/seg | 3.0 | 0.9 |
| (1) El perfil del suelo del sitio se establecerá mediante datos geotécnicos sustentados apropiadamente. En sitios donde las propiedades del suelo no se conocen con detalle como para poder establecer el tipo de perfil de suelo, deberá usarse un perfil de suelo tipo S_3 | | | |
| NOTA: Se debe entender que a mayor profundidad de la establecida para cada perfil de suelo, solo existe roca como la definida por $S_1(a)$. | | | |

iv. Categorías de ocupación

En la NTDS se describen las diferentes categorías de ocupación, de acuerdo al uso y función de la estructura (ver tabla 2.5); luego, se asigna el factor de importancia (ver tabla 2.6) en el que, al incrementar las fuerzas de diseño para las estructuras, tiende a mejorar el comportamiento sísmico y proporcionar una mayor seguridad para las mismas. Sin embargo, la norma reconoce, que para estos propósitos resulta más efectivo, mejorar aspectos tales como la capacidad de absorción de energía, la redundancia en el sistema resistente a fuerzas laterales, el control de los desplazamientos horizontales, la calidad en la supervisión y la construcción, entre otros.

Tabla 2.5. Categorías de ocupación

| Categorías de ocupación | Tipo de ocupación ó función de la estructura |
|-------------------------|---|
| I | Comprende aquellas edificaciones que son indispensables después de un sismo, para atender la emergencia y preservar la salud y la seguridad de las personas. Incluye hospitales, centros de salud, estaciones de bomberos, centrales telefónicas y de telecomunicaciones, instalaciones escolares y militares y cualquier otra edificación y/o instalación de servicio público, almacenamiento de sustancias tóxicas que se requiere para superar la emergencia. |
| II | Cualquier edificación que tenga niveles altos de ocupación ó edificaciones que requieren su operación el periodo inmediatamente después del sismo. Incluye: Edificios gubernamentales, universidades, guarderías, mercados, centros comerciales con un área de mas de 3000 m ² , almacenes con un área de piso de 500 m ² ó mas de 10 mts de altura, salones que agrupan más de 200 personas, estadios con graderías al aire libre para 2000 personas ó más, edificios de más de 4 pisos ó más de 1000 mts ² por piso, museos, monumentos, terminales de transporte, instalaciones hospitalarias diferentes a las de categoría de ocupación I, locales que alojen equipo especialmente costoso, etc. |
| III | Construcciones que tengan niveles bajos de ocupación, incluye aquellas construcciones comunes destinadas a viviendas, oficinas, locales comerciales, hoteles, edificaciones industriales y todas aquellas construcciones no incluidas en las categorías de ocupación I y II. |

Tabla 2.6. Factores de importancia

| Categoría de ocupación(1) | Factor de importancia I |
|--|-------------------------|
| I Establecimientos esenciales ó peligrosos | 1.5 |
| II Edificios de ocupación especial | 1.2 |
| III Edificios de ocupación normal | 1.0 |
| (1) Los tipos de ocupación o funciones de la estructura dentro de cada categoría están listadas en la tabla 2.5. | |

v. Configuración estructural

De acuerdo a su configuración estructural, las estructuras se consideran como: regulares ó irregulares.

Estructuras regulares: Son aquellas que no tienen discontinuidades físicas significativas en su configuración vertical, en planta ó en sus sistemas resistentes a fuerzas laterales.

Estructuras irregulares: Son aquellas que tienen discontinuidades físicas significativas en su configuración ó en sus sistemas resistentes a fuerzas laterales; las irregularidades verticales y en planta pueden dar lugar a cargas y deformaciones significativamente distintas a las asumidas en el método estático equivalente, por lo que es necesario, realizar análisis dinámicos para cuantificar de una manera más exacta, los puntos con excesivas concentraciones de esfuerzos y de esta forma mitigarlos.

vi. Sistemas estructurales

Los sistemas estructurales, se refieren al sistema resistente a cargas laterales que se va a utilizar en el diseño, y de acuerdo a éste, se clasifican los sistemas estructurales y sus respectivos valores de factor de modificación de respuesta R , amplificación de desplazamiento C_d y límites de altura H (ver tabla 2.7); dichos valores han sido establecidos, basándose en las capacidades relativas de los sistemas del edificio para disipar energía en el rango inelástico.

- Sistema A:

Marcos no arriostrados, que resisten en su totalidad las cargas gravitacionales y laterales para las que se diseña la estructura; presentan una gran capacidad de absorción de energía; pero, para que pueda desarrollarse esta ductilidad, deben de cumplir con los requisitos de detallado especial para estructuras de concreto ó acero, los cuales tienden a asegurar, que no se presenten fallas frágiles y pandeos inelásticos y que la capacidad de los marcos este gobernada por la acción flexionante de las vigas.

- Sistema B:

Marcos no arriostrados, que soportan esencialmente las cargas gravitacionales y por paredes enmarcadas ó marcos arriostrados que resisten la totalidad de las cargas laterales.

- Sistema C:

Estructura formada por marcos no arriostrados y por paredes enmarcadas o marcos arriostrados. Todos los componentes de la estructura resisten la totalidad de las cargas verticales y horizontales, con la excepción, de ser capaces de resistir las cargas gravitacionales cuando se desplazan C_d veces el desplazamiento elástico, δ_{xe} , calculado para la estructura. Los componentes se diseñarán para resistir las fuerzas laterales, en proporción a sus rigideces relativas y de acuerdo a un análisis de interacción. En todo caso, los marcos no arriostrados deben diseñarse para resistir al menos el 25% de las fuerzas laterales calculadas para la estructura.

- Sistema D:

Estructura en la cual, la resistencia a cargas gravitacionales es proporcionada esencialmente por paredes ó marcos arriostrados que resisten también, la totalidad de las cargas laterales.

- Sistema E:

Estructura cuyos elementos resistentes a cargas laterales en la dirección de análisis, sean aislados ó deban considerarse como tal.

- Otros Sistemas:

En estos casos, debe mostrarse mediante datos técnicos y ensayos, que establezcan las características dinámicas, que su resistencia a fuerzas laterales y capacidad de absorción de energía son equivalentes a las de alguno de los sistemas aquí definidos.

Tabla 2.7. Sistemas estructurales

| Sistema básico estructural(1) | Sistema resistente a fuerzas laterales - descripción | Cd(2) | R(3) | H(4) |
|--|---|-------|------|---------|
| SISTEMA A | 1. Marcos de acero o concreto con detallado especial | 8 | 12 | S.L.(5) |
| | 2. Marcos de concreto con detallado intermedio | 5 | 5 | 15 |
| | 3. Marcos de acero con detallado ordinario | 6 | 7 | 30 |
| SISTEMA B | 1. Paredes de: | | | |
| | a. Concreto | 7 | 8 | 50 |
| | b. Mampostería | 6 | 7 | 35 |
| | 2. Marcos de acero arriostrados: | | | |
| a. Excéntricamente | 6 | 10 | 50 | |
| b. Concéntrica mente | 7 | 8 | 50 | |
| SISTEMA C | 1. Paredes de concreto combinadas con: | | | |
| | a. Marcos de concreto o acero con detallado especial | 9 | 12 | S.L. |
| | b. Marcos de concreto con detallado intermedio o de acero con detallado ordinario | 7 | 8 | S.L. |
| | 2. Paredes de mampostería combinadas con: | | | |
| | a. Marcos de concreto o acero con detallado especial | 6 | 7 | 50 |
| | b. Marcos de concreto con detallado intermedio o de acero con detallado ordinario | 5 | 6 | 30 |
| | 3. Marcos de acero arriostrados combinados con marcos de concreto o acero con detallado especial: | | | |
| a. Arriostamiento excéntrico | 6 | 12 | S.L. | |
| b. Arriostamiento concéntrico | 7 | 10 | S.L. | |
| SISTEMA D | 1. Paredes de: | | | |
| | a. Concreto | 6 | 7 | 35 |
| | b. Mampostería | 5 | 6 | 25 |
| | 2. Marcos de acero arriostrados | 5 | 6 | 50 |
| SISTEMA E | 1. Sistemas con masa esencialmente concentrada en el extremo superior. (Péndulo invertido) | 3 | 3 | --- |
| | 2. Sistema con masa esencialmente distribuida en su altura | 4 | 4 | --- |
| NOTAS: | | | | |
| (1) Los sistemas básicos estructurales están definidos en 3.6. | | | | |
| (2) Factor de amplificación de desplazamientos. | | | | |
| (3) Para combinaciones de sistemas estructurales ver 3.8 | | | | |
| (4) H= Altura limite, en m. | | | | |
| (5) S.L.= Sin limite de altura. | | | | |

b) Fuerzas laterales estáticas de diseño y efectos relacionados

i. Cortante basal de diseño y coeficiente sísmico.

El método estático equivalente, es el método simplificado de diseño para el análisis de la fuerza sísmica que afecta las estructuras al presentarse un sismo; consistiendo en una fuerza lateral que se distribuye uniformemente en la altura de cada eje principal de las estructuras al ser diseñadas. El coeficiente sísmico es multiplicado al peso de la estructura el cual toma en cuenta aspectos tales como: factor de zona "A", factor de importancia "I", coeficientes de sitio "Co", "To", el factor de modificación de respuesta "R" y el período de la estructura "T"; y son calculados por las siguientes expresiones:

$$V = C_s \times W \text{ (Ec. 2.2.1)}$$

Donde:

- V = cortante basal
- Cs = coeficiente sísmico
- W = carga muerta mas la carga viva instantánea

$$C_s = \frac{AICo}{R} \left(\frac{T_o}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \text{ (Ec. 2.2.2)}$$

Donde:

- A = factor de zona
- I = factor de importancia
- Co,To = coeficientes de sitio
- R = factor de modificación de respuesta
- T = período natural de vibración de la estructura

ii. Periodo natural de vibración de la estructura

El valor del periodo natural, “T”, se determina con el siguiente procedimiento:

1) Método A. Para todos los edificios, el valor de T puede determinarse aproximadamente por la siguiente fórmula del ATC 3-06:

$$T = C_t \times h_n^{3/4} \quad (\text{Ec. 2.2.3})$$

Donde C_t es igual a 0.085 para sistemas A con marcos de acero; y 0.073 para sistemas tipo A de marcos de concreto reforzado y h_{ns} es la altura del entrepiso. Estos valores, intentan fijar el límite inferior de los períodos de las estructuras diseñadas de acuerdo a la norma, estudios recientes de períodos han demostrado, que esta ecuación proporciona valores entre el 80% y el 90% de los menores valores de los periodos medidos.

La norma reconoce que, los valores de C_t proporcionan periodos estimados, menores que los valores obtenidos en el rango elástico y definitivamente, menores que los valores obtenidos en el rango inelástico; sin embargo, los valores se consideran consistentes y apropiados con diseños anteriores.

En el caso de sistemas con paredes de cortante de concreto o mampostería, el valor de C_t se puede calcular como*

$$C_t = \frac{0.074}{\sqrt{A_c}} \quad (\text{Ec. 2.2.4})$$

Donde,

$$A_c = \sum A_e \left[0.2 + \left(\frac{D_e}{h_n} \right)^2 \right] \quad (\text{Ec. 2.2.5})$$

* O alternativamente tomar $C_t = 0.049$

Donde,

A_c : Área efectiva combinada, de las paredes de cortante del primer piso de la estructura.

A_e : Área de la sección transversal horizontal efectiva de cada pared de cortante del primer piso de la estructura.

D_e : Longitud de cada elemento de una pared de cortante del primer piso en dirección paralela a las fuerzas aplicadas.

h_n : Altura desde la base hasta el nivel n .

El valor de D_e / h_n no debe exceder de 0.9.

2) Método B. El periodo fundamental del edificio, puede ser calculado utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, mediante un análisis apropiado como la expresión de Rayleigh ó por cualquier otro análisis adecuadamente sustentado. Ecuación de Rayleigh:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i \delta_i}} \quad (\text{Ec. 2.2.6})$$

Donde,

T = periodo natural de vibración de la estructura

W_i = peso del nivel i

F_i = fuerza latera del nivel i

δ_i = desplazamiento lateral del nivel i relativo a la base provocado por la fuerza F_i

g = aceleración debida a la gravedad

Nivel i = nivel de la estructura determinado por el subíndice i , $i = 1$ determina el primer nivel arriba de la base.

El valor de C_s así obtenido no debe de ser menor del 80% calculado en método A.

iii. *Distribución vertical de la fuerza cortante*

Los valores de F_i , representan cualquier distribución aproximada de fuerzas laterales, en ausencia de un procedimiento riguroso, la fuerza total debe distribuirse en la altura de la estructura de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \quad (\text{Ec. 2.2.7})$$

Donde,

- V : Cortante basal.
- F_t : Porción del cortante basal considerada concentrada en el pisos mas alto de la estructura en adición a F_i .
- F_i : Fuerza lateral aplicada en el nivel i.

$$F_t = 0.07TV \quad (\text{Ec. 2.2.8})$$

$$F_x = \frac{(V - F_t) W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad (\text{Ec. 2.2.9})$$

Donde,

- F_x = fuerza lateral aplicada en el nivel x
- V = cortante basal
- F_t = fuerza de látigo para estructuras con periodos mayores de 0.7 seg, que se calcula con la expresión $F_t = 0.07 \cdot T \cdot V$ y su valor no debe ser mayor de $0.25 \cdot V$.
- W_x = peso de la estructura en el nivel x
- H_x = altura desde la base hasta el piso x.
- $\sum W_i \cdot h_i$ = sumatoria de peso por la altura desde el nivel I hasta el n

iv. Distribución horizontal del cortante

El cortante de diseño horizontal (V_x), es la suma de las fuerzas F_x y F_t , arriba de un entrepiso. Debe distribuirse en los elementos del sistema vertical resistente a fuerzas laterales en proporción a sus rigideces, considerando la rigidez del diafragma.

La fuerza cortante deberá incrementarse debido al efecto de la torsión que se genera cuando los diafragmas no son flexibles. Un diafragma se considera flexible cuando su máxima deformación lateral es mayor que dos veces la deriva promedio del entrepiso.

El momento torsionante de diseño, debe calcularse en base a la excentricidad que se genera entre las fuerzas de diseño aplicadas en los pisos superiores a un entrepiso y las fuerzas ejercidas por los elementos resistentes verticales en ese entrepiso, incrementado por un momento torsionante accidental.

El momento torsionante accidental, es considerado al desplazar la masa del entrepiso a ambos lados del centro de masa, este desplazamiento es igual al 5% de la dimensión del edificio en un piso, en dirección perpendicular a las fuerzas que se consideran actuando en la estructura.

Cuando existe algún tipo de irregularidad torsional sus efectos deben considerarse en dos formas:

- a) Incrementando la torsión accidental en cada nivel mediante un factor de amplificación A_x , calculado de acuerdo con la ecuación (Ec. 2.2.10)
- b) Amplificando la fuerza cortante de diseño mediante un factor B_x calculado con la expresión (Ec. 2.2.11)

$$A_x = \left[\frac{\delta_{\max}}{1.2\delta_{prom}} \right]^2 \quad (\text{Ec. 2.2.10})$$

Donde,

- A_x : Factor de amplificación torsional en el nivel x.
 δ_{\max} : Máximo desplazamiento horizontal del nivel x, incluyendo la torsión accidental, en un extremo de la estructura.
 δ_{prom} : Promedio de desplazamientos horizontales del nivel x, incluyendo la torsión accidental de los extremos de la estructura.

$$B_x = 3.0 \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_{prom}} - 2.60 \leq 1.40 \quad (\text{Ec. 2.2.11})$$

Donde,

- B_x : Factor de amplificación de la fuerza cortante de diseño en el entrepiso x.
 Δ_{\max} : Deriva máxima del entrepiso x, incluyendo la torsión accidental en un extremo de la estructura, en la dirección de análisis.
 Δ_{prom} : Deriva promedio del entrepiso x, de los dos extremos de la estructura.

v. *Determinación de los límites de deriva de entrepiso*

La deriva de entrepiso Δ , debe ser calculada como la diferencia de los desplazamientos totales Δx de los niveles superior e inferior del entrepiso considerado. El desplazamiento total Δx del centro de masa del nivel x deberá ser evaluado de acuerdo a la expresión:

$$\delta x = Cd \times \delta x_e \quad (\text{Ec. 2.2.12})$$

Cuando sea aplicable, la deriva de entrepiso Δ , deberá ser incrementado por el factor relativo a los efectos P-Delta.

Los valores de deriva de entrepiso, no deberán de exceder los valores admisibles de Δ_a , dados en la tabla 8 de la NTDS (ver anexo A.1). Para este propósito únicamente es permisible, calcular las fuerzas sísmicas utilizando el periodo fundamental calculado por el método B, haciendo caso omiso a la limitación de 80% del coeficiente sísmico calculado por medio de la ecuación.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i \delta_i}} \quad (\text{Ec. 2.2.13})$$

vi. *Efecto P-Delta.*

El efecto P-Delta sobre cortantes, momentos y derivas de entrepiso x , no necesita ser considerado, cuando el coeficiente de estabilidad θ calculado con la siguiente expresión sea menor o igual a 0.10.

$$\theta = \frac{P_x \times \Delta}{V_x \times h_{sx} \times C_d} \quad (\text{Ec. 2.2.14})$$

Donde,

P_x = carga gravitacional total actuando sobre el entrepiso x

Δ = deriva de entrepiso

V_x = cortante del entrepiso x

h_{sx} = altura de entrepiso

C_d = factor amplificador de desplazamientos

El coeficiente de estabilidad θ no debe de exceder θ_{\max} . Determinado como sigue:

$$\theta_{\max} = \frac{0.7}{B \times Cd} \leq 0.25 \text{ (Ec. 2.2.15)}$$

Donde B, es la relación entre la fuerza cortante demandada y la fuerza cortante proporcionada del entrepiso, comprendido entre el piso x y el x-1, puede tomarse conservadoramente como 1.0.

Cuando el coeficiente de estabilidad θ es mayor que 0.10 pero menor o igual a θ_{\max} , el incremento de la deriva de entrepiso, fuerzas cortantes y momentos, deben estimarse adecuadamente, multiplicando estos valores por el factor $1/(1-\theta)$.

Cuando θ es mayor que θ_{\max} , la estructura es potencialmente inestable y deberá ser rediseñada.

vii. Volteo

Todas las estructuras deberán resistir los momentos de volteo ocasionados por las fuerzas sísmicas F_t y F_x , que actúan en los pisos superiores al que se esta considerando. Los momentos de volteo se distribuyen en forma similar a la del cortante de entrepiso. Los efectos que se generan sobre cada elemento se transmitirán hasta las fundaciones.

Para el caso de elementos resistentes a fuerza lateral discontinuos que muestran irregularidad horizontal tipo D y vertical tipo D, las columnas que los soportan deben tener resistencia adecuada para absorber la fuerza axial resultante de las siguientes combinaciones, en adición a otras aplicables:

$$1.00Q_p + 0.80Q_v + \left(\frac{3}{8}R\right)Q_a \quad (\text{Ec. 2.2.16})$$

$$0.90Q_p \pm \left(\frac{3}{8}R\right)Q_a \quad (\text{Ec. 2.2.17})$$

Donde,

- Q_p : Acciones permanentes.
- Q_v : Acciones variables.
- Q_a : Acciones accidentales.

viii. Componente vertical de las fuerzas sísmicas

Los miembros horizontales en voladizo, deberán diseñarse para una fuerza neta hacia arriba de 0.5 veces la carga muerta, además de otras condiciones de carga aplicables.

Para la conformación de los parámetros de la NTDS'94, se hizo uso de los resultados obtenidos de estudios realizados en el país en el año de 1993, de la RDSSES de 1966, del REDSES de 1989, como de documentos internacionales empleados para el análisis de estructuras, se desarrolla a continuación, un breve resumen de algunos de los códigos y recomendaciones hechas por organizaciones internacionales, en el apartado siguiente.

Documentos fuente para la elaboración de la norma técnica para diseño por sismo de 1994².

Se exponen a continuación brevemente, los documentos fuentes que han sido retomados para la elaboración de la NTDS (1994), los cuales son mencionados como bibliografía.

² Análisis del reglamento para la seguridad estructural de las construcciones de la República de El Salvador, trabajo de graduación para optar al título de ingeniero civil en la Universidad Centroamericana José Simeón Cañas.

Consejo de Tecnología Aplicada (ATC 3-06)

El Consejo de Tecnología Aplicada, es una corporación establecida en 1971 a través de los esfuerzos realizados por la Asociación de Ingenieros Estructurales de California. La misión de la ATC, es el desarrollo del estado del arte, el uso de recursos y aplicaciones de ingeniería para usarlas en la mitigación de los efectos naturales y otros peligros para el ambiente del edificio. La ATC además, identifica y realiza investigaciones y desarrolla opiniones consensuadas, para dar solución a problemáticas de la ingeniería estructural.

Código Uniforme de la Construcción (UBC 1991)

El Código Uniforme de la Construcción, esta dedicado al desarrollo de una mejor construcción de edificios y mayor seguridad para el público, mediante la uniformidad de leyes para edificios. El código esta fundado en principios básicos, que hacen posible el uso de nuevos materiales y nuevos sistemas constructivos.

El Código Uniforme de la Construcción fue establecido primeramente por la Internacional Conference of Building Officials (Conferencia Internacional de Oficiales de Edificios) (ICBO), en su sexta reunión anual de negocios realizada en Phoenix, Arizona, entre el 18 y 21 de octubre de 1927. Han sido publicadas ediciones revisadas del código, en un intervalo de 3 años desde que esté fue creado.

El Código Uniforme de la Construcción, ha sido diseñado, para que pueda ser adaptable a otras publicaciones que se relacionen, para proveer un completo juego de documentos para uso regulatorio.

Se presenta a continuación el contenido de la parte III de este código, que es la correspondiente al diseño sismorresistente. Esta parte esta subdividida en 10 apartados que se exponen a continuación en forma concisa.

En el apartado I, se describen las generalidades de diseño y la recomendación para tomar los efectos que prevalezcan entre las cargas de sismo y las cargas de viento.

En el apartado II, se presentan las definiciones de los términos que son usados a lo largo de toda la parte III correspondiente al diseño sismorresistente.

En el apartado III, se presenta la notación correspondiente a las diferentes ecuaciones empleadas a lo largo de la parte III.

El apartado IV se denomina selección de criterios, y se presentan las siguientes subdivisiones:

- a) Bases de diseño.
- b) Zonificación sísmica.
- c) Geología del sitio y características del suelo.
- d) Categorías de ocupación.
- e) Requisitos de configuración para definir una estructura como regular ó irregular.
- f) Sistemas estructurales. Aquí se consideran 6 posibilidades para clasificar la estructura.
- g) Límites de altura.
- h) Selección del procedimiento de análisis. Son considerados dos procedimientos de análisis; el estático y el dinámico, se presentan sus limitaciones de uso y las características que deben cumplir los procedimientos alternativos cuando estos son usados.

En el apartado numero V titulado “Fuerzas laterales de diseño mínimas y efectos relacionados”, se proporcionan las generalidades para determinarlos y sus limitaciones.

- a) El procedimiento para la fuerza estática indica que se debe calcular el cortante basal con la siguiente ecuación:

$$V = \frac{ZIC}{R_w} W \quad (\text{Ec. 2.2.18})$$

$$C = \frac{1.25S}{T^{2/3}} \quad (\text{Ec. 2.2.19})$$

Donde;

- V: Cortante basal
- Z: Factor de zonificación sísmica
- R_w : Coeficiente de reducción por ductilidad
- W: Carga sísmica total
- S: Coeficiente de sitio
- T: Período fundamental de vibración

- b) El período de la estructura puede ser determinado por medio de fórmulas empíricas ó usando las propiedades de la estructura.

$$T = C_t (h_n)^{3/4} \quad (\text{Ec. 2.2.20})$$

Donde;

- h_n : Altura en pies desde la base del edificio hasta el nivel n.
- C_t : 0.035 para marcos de acero resistentes a momento
- C_t : 0.030 para marcos de concreto resistentes a momento y marcos con arriostramiento excéntrico.
- C_t : 0.020 para todos los demás edificios.

Alternativamente puede tomarse como: $C_t = 0.1/\sqrt{A_c}$; donde A_c es el área en pies cuadrados de las paredes de corte en el primer piso de la estructura.

$$T = 2\pi \sqrt{\left(\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2 \right) \div \left(g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i \right)} \quad (\text{Ec. 2.2.21})$$

Donde;

- w_i : Fracción de W perteneciente al nivel i
- g : Aceleración de la gravedad
- f_i : Fuerza lateral en el nivel i
- δ_i : Desplazamiento lateral en el nivel i relativo a la base

- c) Se proveen además, recomendaciones para la combinación de los sistemas estructurales, tomando en cuenta las combinaciones verticales y las que se dan en diferentes ejes en el plano.
- d) En este mismo apartado, se proporciona el procedimiento para la distribución vertical de la fuerza lateral, la cual se efectúa de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \quad (\text{Ec. 2.2.22})$$

$$F_t = 0.07TV \quad (\text{Ec. 2.2.23})$$

Donde;

- F_t : Porción del cortante basal considerada como concentrada en la parte superior de la estructura.
- F_i : Fuerza lateral aplicada en el nivel i .

- e) Para distribuir el cortante basal y determinar la fuerza en cada nivel, se usa la siguiente ecuación:

$$F_x = \frac{(V - F_t) w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \quad (\text{Ec. 2.2.24})$$

- f) En cuanto a la distribución horizontal del cortante basal, se proporcionan los criterios que deben ser tomados en cuenta.
- g) Se proporcionan también los criterios para tomar en cuenta y calcular los efectos causados por los momentos de torsión, se dan las disposiciones para los momentos de volteo, el cálculo y límites de la deriva de entrepiso, y por ultimo, las consideraciones que deben tomarse en cuenta, para el diseño de elementos verticales.

El apartado VI, presenta el procedimiento para el cálculo de las fuerzas laterales por métodos dinámicos. Son tomados en cuenta los siguientes sub apartados.

- a) Consideraciones de tipo general.
- b) Representación del movimiento del terreno (espectros ó acelerógramas).
- c) Los modelos matemáticos que se pueden utilizar.
- d) La forma de realizar el análisis por medio de espectros de respuesta.
- e) Por ultimo, se presentan los requerimientos que deben cumplir los análisis hechos por medio de acelerogramas.

En el apartado VII, son consideradas las fuerzas laterales en elementos de la estructura y elementos no estructurales soportados por las estructuras. Donde, se pueden encontrar las siguientes divisiones:

- a) Consideraciones generales.
- b) Diseño para la fuerza lateral total para estos elementos.
- c) Consideraciones especiales para sistemas y equipamiento destinado a ser usado para superar una catástrofe.
- d) Consideraciones para usar métodos de diseño alternativos.

Los requerimientos de detallado para el diseño de los diferentes sistemas, son tomados en cuenta en el apartado VIII, se subdivide en lo siguiente:

- a) Consideraciones generales.
- b) Sistemas de marcos estructurales. Se toman en cuenta aquí las combinaciones de sistemas, la compatibilidad de deformaciones, amarres, y continuidad, elementos colectores, marcos de concreto, anclaje del concreto ó paredes de mampostería, diafragmas y consideraciones para la separación entre edificios.

En el penúltimo apartado (IX), se dan todas las consideraciones necesarias para realizar el diseño de los elementos no estructurales, tales como la fuerza lateral para la cual debe diseñarse, consideraciones especiales para las fundaciones de tanques y consideraciones para otros elementos no estructurales.

El apartado final (X), contiene el diseño sismorresistente, se presentan los requerimientos que deberán cumplir los edificios en cuanto a las colocación de instrumentos sísmicos.

Structural Engineers Association of California (SEAOC 1990). Recomendaciones para requerimientos de fuerza lateral y comentarios.

De este documento, se retoma solamente el capítulo 1, en el cual se encuentran los requerimientos generales para el diseño y la construcción de estructuras sismorresistentes. A continuación, se presenta una breve descripción de este capítulo.

El capítulo 1, se encuentra subdividido en once apartados, los cuales se muestran a continuación:

- a) El primer apartado expone las generalidades; se menciona el objeto del código, consideraciones cuando el efecto del viento es mayor que el sísmico, y procedimientos para presentar diseños hechos con computadoras.
- b) El segundo apartado proporciona una serie de definiciones de términos que son usados en el código.
- c) El tercer apartado presenta la notificación para los diferentes símbolos usados a lo largo del código.
- d) En el cuarto apartado se presentan los criterios de selección. En este apartado se encuentran diez subdivisiones que se describen a continuación:
 - i. Bases de diseño.
 - ii. Zonificación sísmica.
 - iii. Geología del sitio y características del suelo.
 - iv. Categorías de ocupación.
 - v. Requisitos de configuración.
 - vi. Sistemas estructurales.
 - vii. Límites de altura.
 - viii. Selección del procedimiento para calcular la fuerza lateral de diseño.
 - ix. Limitaciones en el uso de los sistemas estructurales.
 - x. Procedimientos de cálculo alternos.

Todos los puntos descritos anteriormente son similares a los contenidos en el UBC (1991), excepto, por muy pequeñas diferencias en algunas definiciones.

- e) En el quinto apartado, se presenta el procedimiento para calcular la fuerza lateral mínima de diseño y los efectos relacionados. Todas las subdivisiones de éste son similares a las contenidas en el UBC (1991), excepto por algunas pequeñas diferencias.
- f) Entre el sexto apartado y el noveno, se observa que son similares a los descritos anteriormente en el UBC (1991), siempre presentando ligeras diferencias, en estos se abarca el procedimiento para calcular la fuerza lateral de diseño por métodos dinámicos, cálculo de fuerzas laterales en elementos estructurales y no estructurales, requerimientos de detallado y consideraciones a elementos no estructurales. Los últimos dos apartados del SEAOC (1990) son diferentes a los del UBC (1991), en estos se presentan los requerimientos para las fundaciones y las consideraciones hacia la revisión del diseño estructural y de los procesos constructivos.

Provisiones recomendadas para la reglamentación sísmica para nuevos edificios del Programa Nacional para la Reducción del Riesgo Sísmico (NEHRP 1994).

Este documento consta de nueve capítulos, un glosario y un apartado donde se muestra la notación, se describen a continuación, los que tienen que ver con el diseño sismorresistente, dejando por fuera, los requisitos propios de los procesos constructivos.

1) Provisiones generales (Capítulo 1).

Se encuentran en este capítulo los alcances y el propósito de las provisiones, las cuales consideran el diseño y construcción de sistemas estructurales y no estructurales. Se dan a conocer la forma en que se deben aplicar las provisiones para la construcción de estructuras nuevas, adiciones a estructuras existentes y cambio de uso de las estructuras.

Se define en este capítulo el comportamiento sísmico, para ello se consideran los mapas de aceleración del suelo, el uso de coeficientes sísmicos que dependen del tipo del suelo, definición de los grupos de exposición al riesgo sísmico y categorías de comportamiento sísmico y limitaciones correspondientes al sitio del emplazamiento.

Se describen también las condiciones para el uso de algunos materiales y métodos de construcción alternos, el desarrollo de un plan para asegurar la calidad de la construcción, los casos en que debe utilizarse una inspección especial, las pruebas de calidad que se deben realizar a los materiales y por ultimo, los reportes que se deben generar de lo descrito anteriormente.

2) Criterios de diseño estructural, análisis y procedimientos (Capítulo 2).

En este capítulo se exponen las bases de diseño, se definen los diferentes sistemas estructurales con sus respectivos factores de ductilidad y coeficientes de amplificación de deflexiones, además se consideran diferentes combinaciones de los sistemas, límites de altura, efectos de interacción y requerimientos especiales para cada categoría de comportamiento sísmico.

Dentro de la configuración estructural, se definen los tipos de irregularidad en planta e irregularidad vertical, en el primer tipo, se dan cinco subdivisiones; en el segundo tipo, se presentan igual numero de subdivisiones.

Se proporcionan los procedimientos de análisis para cada una de las categorías de comportamiento sísmico, además los requisitos de detallado y las cargas sobre las componentes estructurales, se dan requisitos para las conexiones, anclajes de concreto y paredes de mampostería, aberturas, efectos ortogonales, discontinuidades en el sistema vertical, elementos colectores, sistemas no redundantes, diafragmas, paredes de carga,

estructuras tipo péndulo invertido y fuerzas verticales para elementos en voladizo y elementos horizontales preesforzados.

Se dan las diferentes combinaciones de carga, tomando en cuenta los límites superiores e inferiores de estas, así como los casos en que deben aplicarse las distintas combinaciones. De la misma manera se proporcionan los límites para la deriva de entrepiso y para la deflexión de los mismos.

Además, aparece otra forma de calcular el período, la cual es aplicable a marcos de concreto o acero resistentes a momento que no exceden de doce pisos y que tienen una altura de piso como mínimo de 3 metros como se muestra a continuación:

$$T_a = 0.1N \quad (\text{Ec. 2.2.25})$$

Donde; N es el número de pisos.

En cuanto a la distribución vertical de las fuerzas sísmicas, distribución horizontal del cortante basal y momento de volteo se sigue igual criterio que en el ATC 3-06

Aparece después del procedimiento para realizar el análisis modal de las estructuras para determinar las fuerzas sísmicas, deflexiones, derivas, y momentos de vuelco, el cual es igual al realizado por el ATC 3-06 usando las expresiones de volteo.

Al final de este capítulo se dan los requerimientos generales para considerar la interacción suelo – estructural, la cual es considerada de la misma forma que en el ATC 3-06. Adicionalmente se dan todos los requisitos para realizar el análisis sísmico para estructuras aisladas, los requisitos para los elementos no estructurales y los elementos aislados y las provisiones para los sistemas no estructurales.

2.2 OBSERVACIÓN DE LAS METODOLOGÍAS PROPUESTAS EN LOS CÓDIGOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL MÁS RECIENTES.

Los documentos internacionales que han servido de base para la elaboración de la NTDS han presentado modificaciones en su contenido en los últimos diez años como resultado de la investigación constante para el análisis de estructuras; al comparar las modificaciones que han experimentado códigos como el UBC con la NTDS se han determinado ciertas diferencias en las metodologías empleadas por éstas normativas, además se compara la NTDS con el IBC2000 (Internacional Building Code) que es de los códigos para el análisis y diseño de estructuras más reciente con que se cuenta en E.E.U.U, a continuación se presenta un breve resumen de la comparación de tales normas.

2.2.1 Diferencias del UBC de 1997 respecto a la NTDS.

Estos son los cambios más significativos, de la edición de 1997 del UBC (Ghosh, 1998)³:

- Las fuerzas de diseño se dan al nivel de resistencia, en lugar de nivel de servicio.
- El efecto sísmico considerado en el diseño incluye ahora, los efectos resultantes de la componente vertical de los sismos registrados, como un porcentaje de la carga muerta.
- Un factor de redundancia “ ρ ”, es ahora incorporado en las combinaciones de carga de diseño lo cual incrementa las fuerzas de diseño para estructuras menos redundantes.
- Un factor de sobre resistencia Ω_o , distinto al factor de modificación de respuesta R, se presenta, y es incorporado en combinaciones de cargas de diseño especiales (aplicable, por ejemplo, a fuerzas axiales en columnas que soportan paredes de corte discontinuas). Los factores se detallan para cada sistema estructural.

³ Ghosh, S. K. Effects of recent seismic code changes on tall buildings paper N° T124-4, Structural Engineering World Wide Conference San Francisco, CA, 1998.

- Se presentan factores que dependen de la aceleración y velocidad del terreno cercano a la fuente del sismo. Estos factores incrementan la fuerza de diseño sísmico para estructuras situadas en la zona sísmica más crítica (zona IV), que se construirá dentro de 10 y 15 Km. de distancia, de fallas activas conocidas.
- La clasificación del suelo han sido expandidas de un esquema de cuatro (S1 a S4) a uno de seis (SA a SF). En vez de un factor de sitio, hay ahora un factor de sitio dependiente de la aceleración, y un factor de sitio dependiente de la velocidad.
- Ambos dependen, no solo de la clasificación de suelo como antes, sino también del riesgo sísmico del sitio de la estructura (representado por el factor de zona, Z.)
- La fuerza de diseño sísmico, ahora es inversamente proporcional al periodo fundamental de la estructura T, en lugar de $T^{2/3}$.
- En vez de un mínimo en el cortante basal de diseño, ahora hay dos mínimos. El segundo mínimo esta en consideración de grandes desplazamientos de pulsos, en movimiento del suelo cercano a fallas, los cuales se observaron en el terremoto de Northridge de 1994.
- Un procedimiento simplificado de fuerza lateral estática, se presenta para el diseño de:
 - 1) Edificios de cualquier ocupación (incluyendo vivienda) con 3 pisos ó menos sin incluir el sótano, construidas con marcos ligeros, y
 - 2) Otros edificios con dos pisos ó menos, sin incluir el sótano.

Los siguientes cambios significativos se aplican específicamente a estructuras de concreto.

- Los requerimientos del detallado en miembros estructurales que no son parte del sistema resistente a fuerzas laterales han sido hechos más exigentes, de modo que dichos elementos retengan su capacidad de soportar cargas por gravedad, mientras se deforman juntamente con el sistema resistente a fuerzas laterales.

Esta compatibilidad de deformaciones ha sido revisada, a partir de las observaciones del terremoto de Northridge.

- Se han presentado nuevas y significativas restricciones en los empalmes soldados y mecánicos. En las zonas sísmicas II, III y IV dentro de una posible región de rotula plástica ó dentro de una junta:
 - 1) No se permiten empalmes soldados en varillas de acero A 615 ó refuerzo de baja aleación A 706.
 - 2) Tales conexiones mecánicas se permiten solamente, si pueden desarrollarse a tensión el 95% de la resistencia última, ó el 160% de la resistencia de fluencia especificada de las barras a empalmar.
- En un desarrollo muy significativo, las provisiones para el diseño sísmico de estructuras de concreto prefabricado en las zonas sísmicas III y IV, han sido incluidas por primera vez.

Criterios de diseño sísmico del UBC'97⁴.

Los códigos de construcción legales dentro de los Estados Unidos se basan en uno de los tres códigos modelos: El UBC, el BOCA/NBC (Building Officials and Code Administrators Internacional, National Building Code) y el SBC (Standard Building Code). Las provisiones de diseño sísmico del UBC se han basado hasta la fecha en las recomendaciones del llamado “Blue Book” de la SEAOC (Structural Engineers Association of California).

Los requerimientos sísmicos de los otros dos códigos, se han basado, en tiempos recientes, en las provisiones recomendadas por la NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program).

⁴ Ghosh, S. K. Effects of recent seismic code changes on tall buildings paper N° T124-4, Structural Engineering World Wide Conference San Francisco, CA, 1998.

Un subcomité del comité de sismología de la SEAOC fue establecido a finales de 1993 para desarrollar un nuevo código de diseño por resistencia. Algunos cambios significativos y conceptos nuevos fueron propuestos por el comité, incluyendo la introducción de los coeficientes “Ro” para resistencia estructural y “Rd” para reducción por ductilidad.

Se presentó un factor de resistencia estructural “Ωo” para reemplazar al factor de sobre resistencia (3Rw/8); además se presentó un factor de redundancia ó confiabilidad “ρ”, y un nuevo factor de amplificación de desplazamientos, Estas provisiones fueron publicadas en un apéndice de la “Recommended Lateral Force Requirements and Commentary” (SEAOC 1996). Para diseño por resistencia, la fuerza de diseño sísmico, E, se calcula así:

$$E = \rho Eh + Ev \text{ (Ec. 2.2.26)}$$

Donde Eh es la carga sísmica debida al cortante basal V, Ev es el efecto de la carga que resulta de la componente vertical del movimiento sísmico.

$$\rho = 2 - \left(\frac{20}{(\gamma_{\max} * \sqrt{Ab})} \right) \text{ (Ec. 2. 2.27)}$$

$$Eh = \frac{Cv * W}{RT} \leq \frac{2.5Ca * W}{R} \text{ (Ec. 2. 2.28)}$$

$$R = \frac{Rd * Ro}{I} \text{ (Ec. 2. 2.29)}$$

$$Ev = 0.5 * Ca * I * D$$

En las ecuaciones anteriores γ_{\max} es la máxima razón del cortante correspondiente a un elemento del entrepiso al cortante total del entrepiso en cuestión (el entrepiso debe

corresponder a la mitad de abajo del edificio). A_b es el área de suelo cubierta en pies cuadrados, C_a y C_v , son coeficientes sísmicos dependientes de la zona sísmica y del perfil de suelo, I es el factor de importancia, D es el factor de carga muerta. R_d y R_o son coeficientes numéricos que representan la ductilidad global y la resistencia del sistema resistente a carga lateral, respectivamente.

En la edición del UBC de 1997, la ecuación 2.2.28 aparece multiplicada por el factor de importancia “ I ”, mientras que el valor de R , es definido para cada sistema estructural (para marcos de concreto reforzado con detallado especial tiene un valor de 8.5) Adicionalmente, el valor del cortante basal de diseño V , no debe ser menor que:

$$V = 0.11 * C_a * I * W \text{ (Ec. 2.2.30)}$$

Además, para la zona IV, el cortante basal “ V ”, no debe ser menor que:

$$V = (0.80 \times Z \times N_v \times I \times W) / R \text{ (Ec. 2.2.31)}$$

Para estimar la máxima deriva de entrepiso (Δ_{max}), la deriva de entrepiso elástica (Δ_s) es amplificada de la siguiente forma:

$$\Delta_{max} = 0.7 * R_d * R_o * \Delta_s \text{ (Ec. 2.2.32)}$$

El máximo valor de Δ_{max} es limitado a 0.025 de la altura de entrepiso para $T < 0.7$ segs. y 0.02, en el caso contrario.

Los cambios en la edición del UBC 1997 respecto a la de 1991 son más extensos que los que fueron hechos en la edición de 1973 del mismo código, luego del terremoto de San Fernando de 1971 (Ghosh 1998)⁵.

2.2.2 Comparación de la NTDS y el IBC2000.

El International Building Code (IBC) es el resultado de la unión de los tres códigos modelos de los Estados Unidos los cuales son: El UBC (Uniform Building Code), el BOCA/NBC (Building Officials and Code Administrators Internacional, National Building Code) y el SBC (Standard Building Code). El IBC es un documento que representa las normativas y procedimientos que deben seguirse para realizar una construcción conforme a los estándares de calidad.

Algunas variaciones que presenta el IBC con respecto a la NTDS son: el factor de sobre resistencia estructural Ω_o , el cual depende del sistema estructural que se ha elegido, dicho valor puede encontrarse en la tabla 1617.6 del IBC (ver anexo A-2) y puede ser reducido con una disminución de 0.5 para estructuras con diafragmas flexibles pero no debe ser tomado como menor que 2.0 para ninguna estructura. En este apartado todas las tablas, ecuaciones y otras referencias son parte de secciones del IBC. El factor de redundancia o confiabilidad “p” el cual debe ser asignado a todas las estructuras basado en la extensión de redundancia estructural inherente al sistema resistente a fuerza lateral. El IBC describe dos efectos de carga sísmica E y Em. El valor de E se obtiene mediante la siguiente formula:

$$E = \rho Q_E + 0.2 S_{DS} D \text{ (Ec. 16-28 del IBC).}$$

Donde:

⁵ Ghosh, S. K. Effects of recent seismic code changes on tall buildings paper N° T124-4, Structural Engineering World Wide Conference San Francisco, CA, 1998.

D = Efecto de la carga muerta.

E = El efecto combinado de fuerzas horizontales y vertical inducidas por sismo.

P = Factor relativo basado en sistemas con redundancia.

Q_E = Efecto de la fuerza sísmica horizontal.

S_{DS} = Espectro de diseño de respuesta a aceleración en periodos cortos.

La formula (16-28) expresa los efectos de gravedad y el movimiento sísmico del terreno cuando son adicionados; cuando los efectos de gravedad y de movimiento sísmico del terreno se contrastan, el efecto de carga sísmica se expresa como:

$$E = \rho Q_E - 0.2 S_{DS} D \text{ (Ec. 16-29 del IBC)}$$

El máximo efecto de carga sísmica E_m debe ser usado en combinaciones de carga sísmica especiales, este efecto se expresa como.

$$E_m = \Omega_o Q_E + 0.2 S_{DS} D \text{ (Ec. 16-30 del IBC)}$$

Cuando los efectos de cargas sísmicas del terreno y gravedad se contrastan, E_m se expresa como:

$$E_m = \Omega_o Q_E - 0.2 S_{DS} D \text{ (Ec. 16-31 del IBC)}$$

Donde.

Q_E , D y S_{DS} se definen arriba y Ω_o es el factor de sobre resistencia.

En el capítulo 3 de la NTDS, en el subcapítulo 3.4 se hace mención a las categorías de ocupación, se utiliza para esto la tabla 3 (ver tabla 2.5) para clasificar una construcción y la tabla 4 establece los factores de importancia (I). En el IBC en la sección 1616.2 que

hace referencia a las categorías de ocupación se utiliza la tabla 1604.5, al comparar ambas tablas se determina lo siguiente:

La NTDS nombra tres categorías, mientras que el IBC nombra cuatro siendo la cuarta categoría la correspondiente a edificios que representan un bajo peligro para la vida humana en el evento de fallas con un factor sísmico de 1.0. Comparando los factores sísmicos de ambos reglamentos se observa que para la categoría II de la NTDS su valor es de 1.2 mientras que para el IBC su valor es de 1.25 lo que significa un aumento del 5%.

Para el capítulo 4 de la NTDS, en el subcapítulo 4.2.1 el valor tomado para el coeficiente sísmico C_s difiere del que presenta el IBC en la sección 1617.4.1.1 se observan a continuación las formulas usadas por ambas normativas:

$$C_s = \frac{AIC_o}{R} \left(\frac{T_o}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (\text{Ec. 4.2 de la NTDS})$$

Donde para la ecuación de la NTDS:

A: Factor de zonificación sísmica en tabla I

I: Factor de importancia dado en tabla II

C_o y T_o : Coeficiente de sitio debido a las características del suelo

R: Factor de modificación de respuesta indicado en la tabla 7.

T: Período fundamental de vibración, en segundos, de la estructura en la dirección bajo consideración

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_g} \right)} \quad (\text{Ec. 16-35 del IBC})$$

Donde para el IBC:

I_E : Factor de importancia de ocupación de acuerdo con la sección 1616.2

R : Factor de modificación de respuesta de tabla 1617.6

S_{DS} : El espectro de diseño de respuesta con aceleraciones en períodos cortos el cual se determina de la sección 1615.1.3

Se observa que la NTDS difiere en muchas consideraciones con el IBC, además existen cambios en el IBC 2000 con respecto al UBC '97 se pueden mencionar algunas de las observaciones más notables al comparar ambos códigos, estas se presenta de la siguiente manera:

UBC '97 Sección 1630 (ver anexo A.3)

$$E = \rho E_h + E_v \quad (\text{Ec. 30-1})$$

$$E_m = \Omega_o E_h \quad (\text{Ec. 30-2})$$

IBC 2000 Sección 1617

$$E = \rho Q_E + 0.2 S_{DS} D \quad (\text{Ec. 16-28})$$

$$E_m = \Omega_o Q_E + 0.2 S_{DS} D \quad (\text{Ec. 16-30})$$

Al observar estas ecuaciones se puede observar que el IBC 2000 considera la componente vertical de la fuerza sísmica en la Ec. 16-30 además de expresar en forma diferente la componente vertical pues se hace referencia a S_{DS} que es el espectro de respuesta a la aceleración en periodos cortos, esto exige el diseño de espectros de respuesta para un análisis. Además de este cambio se presenta una modificación en la formula para el cortante basal donde interviene nuevamente S_{DS} .

UBC '97 Sección 1630.2

$$V = \frac{C_v I}{RT} W \text{ (Ec. 30-4)}$$

IBC 2000 Sección 1617

$$V = C_s W \text{ (Ec. 16-34)}$$

Donde;

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_E} \right)}$$

Sin embargo, se aprecia que muchas de las observaciones del IBC son idénticas a las que se encuentran en el UBC de 1997 lo que indica que los cambios del IBC no son muchos comparados con el UBC sino que más bien es un documento que resume los lineamientos que se plantean en el UBC pero a la vez aporta nuevas consideraciones.

2.3 CONCEPTOS TEÓRICOS ESPECÍFICOS DE LA INVESTIGACIÓN.

Para el desarrollo del presente trabajo de graduación es necesario profundizar un poco sobre la información que es necesaria para comprender los temas a tratar por esta investigación, razón por la que el presente sub capítulo esta enfocado en el desarrollo de dicha información presentándola a continuación:

2.3.1 Tipos de sistemas estructurales de la investigación⁶.

El desarrollo de diferentes esquemas de estructuración ha permitido el poder diseñar y construir edificios cada día más altos, este factor se ve aunado con el mejoramiento de la resistencia del concreto y el desarrollo en las técnicas de diseño. Entre algunos de los diferentes sistemas estructurales utilizados en la actualidad en nuestro país para estructuras a base de concreto se mencionan:

a) *Marcos.*

El sistema de marcos es quizás el más conocido en el país. El término “*marco*” designa a una estructura de uniones rígidas que resiste las cargas gravitacionales y/o la totalidad, de las cargas laterales, por medio de la resistencia a flexión de las vigas y de flexocompresión de las columnas.

Los marcos constan de elementos de columnas verticales y las cimentaciones en las que se apoyan, elementos de vigas horizontales, y las conexiones entre las vigas y las columnas, cada uno de estos componentes requieren diferentes consideraciones de diseño, especialmente para los marcos dúctiles.

Las vigas no tienen cargas axiales significativas, y por consiguiente, se diseñan para flexión y cortante. Para los marcos dúctiles, se requiere refuerzo transversal especial en los extremos de las vigas, para permitir que ahí se formen las articulaciones plásticas.

Las columnas se diseñan para una combinación de carga axial, momento flexionante y cortante. Para los marcos dúctiles, usualmente se intenta propiciar que las articulaciones plásticas se formen en las vigas en lugar de las columnas de un entrepiso ó en la

⁶ Christopher Arnold y Robert Reitherman, “Manual de configuración y diseño sísmico de edificios”. Volumen 1,2 y 3. 1ª Edición, Grupo Noriega Editores, 1991.
American Concrete Institute (ACI), informe del comité ACI. Documento 442 R-2.

estructura de conjunto, tal principio se le conoce como “columnas fuertes, vigas débiles”, lo que usualmente da por resultado un mecanismo de corrimiento lateral en una columna.

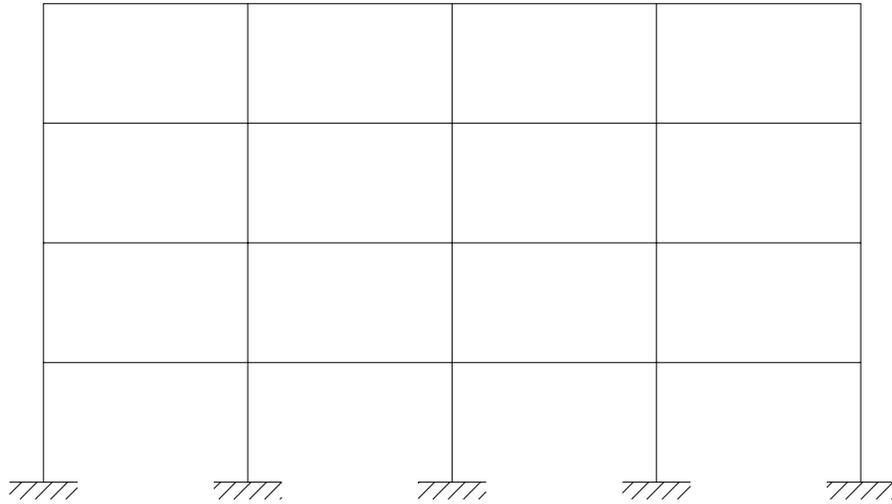


Figura 2.2. Esquema típico de un marco flexible con nudos rígidos.

b) Paredes estructurales

El termino pared estructural se usa para identificar a las paredes diseñadas para resistir las cargas gravitacionales y las fuerzas laterales que actúan en su plano.

Las paredes estructurales actúan como voladizos verticales, soportando las cargas verticales y laterales. Pueden tener muchas y variadas secciones transversales: Rectangular, en forma de L, en forma de canal y aun circular. Pueden ser sólidos ó contener aberturas. Las paredes pueden acoplarse mediante elementos esbeltos a flexión ó de cortante con gran peralte, resultando con una considerable variación en el comportamiento del sistema de muro acoplado.

Las paredes estructurales de poca altura, cuyo comportamiento esta regido por el cortante, se pueden diseñar para que actúen como ménsulas de cortante. Las paredes estructurales con una relación de altura a longitud horizontal mayor a dos, se pueden

diseñar como elementos de viga columna, sujetos a carga axial, momento y cortante. Los ingenieros que diseñan muros estructurales deben considerar la resistencia al volteo que proporciona la cimentación.

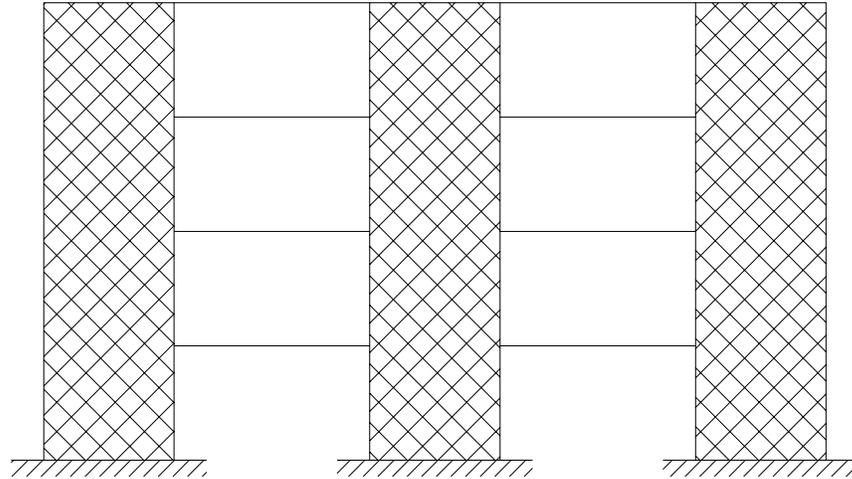


Figura 2.3. Esquema típico de paredes de cortante.



Figura 2.4. Edificio 525 Avenida La Capilla, San Salvador, El Salvador. Terminado de construir en el 2001, este edificio posee 14 niveles mas 2 sótanos y con una altura sobre el nivel del terreno de 49 mts, esta construido con un sistema a base de paredes de cortante (foto: propiedad de Inversiones Bolivar).

c) Sistema dual (interacción marco – paredes).

Es un sistema estructural que combina la eficiencia de un marco rígido para soportar las cargas gravitacionales, y la eficiencia para resistir cargas laterales de una pared estructural. El grado de interacción se rige principalmente por la geometría y la rigidez relativa. El momento de volteo y la deriva lateral del muro se reduce grandemente mediante la interacción marco – paredes. Un sistema de marcos soportado lateralmente por paredes estructurales rígidas, recibe a través de su altura un cortante horizontal aproximadamente uniforme. Esto permite una repetición en la estructuración de los pisos, obteniendo economías en el diseño y la construcción.

Las estructuras de marcos – paredes son económicas en el orden de 30 a 50 pisos. En las zonas sísmicas, los sistemas marco – paredes son superiores a las paredes aisladas ó a los marcos, en razón a su redundancia estructural, permitiendo que la estructura se diseñe para una secuencia de fluencia deseada bajo un movimiento fuerte del terreno. Este sistema de marco – paredes permiten estructuras de hasta 70 niveles de altura, la función de las paredes de cortante es importante para controlar los desplazamientos laterales, sobre todo en los pisos inferiores.

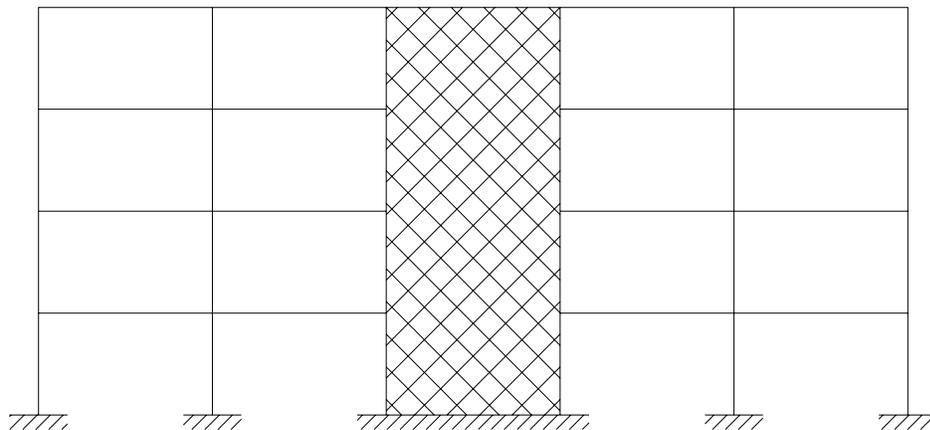


Figura 2.5. Esquema típico de marco interactuando con paredes de cortante ó sistema dual.

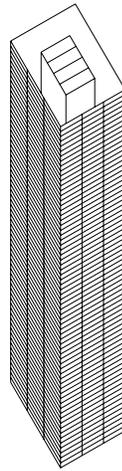


Figura 2.6. Esquema de un edificio conformado por un sistema dual (interacción marcos – paredes).

2.3.2 Tipos de irregularidades estructurales de la investigación.

Una irregularidad en la configuración estructural es una de las máximas contribuyentes a los daños estructurales y a las fallas debidas al movimiento del terreno durante sismos violentos. La irregularidad tanto en planta como en elevación puede dar lugar a cargas y deformaciones significativamente diferentes de aquellas asumidas en el procedimiento estático equivalente. Se tipifican como irregularidades en planta aquellas que en las características del diafragma, provocan cantidades significativas de respuesta torsional, deformaciones del diafragma o concentraciones de esfuerzos en el mismo. La ausencia de una transferencia directa de fuerzas se tipifica como irregularidad.

Según la NTDS los aspectos de irregularidad incluyen, pero no están limitados a aquellos descritos en las tablas 5 y 6 de dicha norma (ver anexos A.1). Las estructuras que tengan alguno de los aspectos descritos en las tablas 5 ó 6 deberán diseñarse considerándolas como irregulares, excepto cuando la relación de deriva de un entrepiso sea menor que 1.3 veces la relación de deriva del entrepiso superior, en cuyo caso la estructura puede considerarse que no tiene irregularidades verticales del tipo A ó B de la tabla 5. Las derivas de entrepiso pueden calcularse ignorando los efectos torsionales y

las relaciones de deriva de entrepiso de los dos últimos entrepisos no necesitan ser considerados para este propósito.

El procedimiento que se empleará en el trabajo de graduación es el de fuerzas estáticas equivalentes para la cual se tienen las siguientes limitantes.

Se puede aplicar a estructuras irregulares no mayores de 5 pisos ni de 20 metros de altura. Para estructuras con niveles de pisos mayores al mencionado se recomienda desarrollar un análisis dinámico inelástico⁷.

El trabajo de graduación comprende el modelado de un edificio con las irregularidades de esquinas entrantes y sistemas no paralelos, las cuales entran en la categoría de irregularidades en planta. Según la tabla 6 de la NTDS estas irregularidades se definen como:

Esquinas entrantes: La configuración en planta de una estructura y su sistema resistente a fuerzas laterales contiene una irregularidad de tipo “esquina entrante” cuando ambas proyecciones de la estructura más allá de una esquina entrante sean mayores que el 15 por ciento de la dimensión en planta de la estructura en la dirección considerada.

Sistemas no paralelos: Los elementos verticales resistentes a cargas laterales no son paralelos o no son simétricos con respecto a los ejes principales ortogonales del sistema resistente a fuerzas laterales.

El IBC2000⁸ establece en la sección 1620.3.1 que para construcciones que tengan una irregularidad estructural en planta del tipo de esquinas entrantes, las fuerzas de diseño determinadas de la sección 1617.4.1 deben ser incrementadas un 25% para conexiones

⁷ Norma Técnica para Diseño por Sismo de El Salvador.

⁸ International Building Code 2000 (IBC2000)

de diafragmas a elementos verticales y a colectores, y para conexiones de colectores a los elementos verticales.

Para ampliar el conocimiento sobre los tipos de irregularidades que desarrollará el trabajo de graduación se presenta el siguiente resumen.

a) Configuraciones con esquinas entrantes⁹.

La esquina interior o entrante asume la forma de L, T, U, H o + y es una combinación de formas de edificios muy útil que permite distribuir grandes áreas de planta de una manera relativamente compacta, pero proporcionando un alto porcentaje de habitaciones en el perímetro, con acceso de aire y luz.



Figura 2.7. Edificio Berley, presenta la irregularidad de esquinas entrantes al tener forma de cruz.

Estas formas plantean dos problemas, el primero es que tienden a producir variaciones de rigidez y por lo tanto movimientos diferenciales entre diversas partes del edificio,

⁹ Christopher Arnold y Robert Reitherman, “Manual de configuración y diseño sísmico de edificios”. Volumen 1, 2 y 3. 1a Edición, Grupo Noriega Editores, 1991.

provocando una concentración local de esfuerzos en la esquina entrante. El segundo problema de esta forma es la torsión, esta se produce porque el centro de masa y el centro de rigidez de esta forma no pueden coincidir geoméricamente para todas las posibles direcciones de un sismo, esto provoca rotación, que tenderá a distorsionar la forma de maneras cuya naturaleza y magnitud dependerán de la naturaleza y dirección del movimiento de tierra y causarán fuerzas muy difíciles de predecir y analizar.

La concentración de esfuerzos en el cambio de sección y los efectos de torsión están interrelacionados. Según Christopher¹⁰, la magnitud de las fuerzas y la gravedad de los problemas dependerán de:

- La masa del edificio.
- Los sistemas estructurales
- La longitud de las alas y sus relaciones de aspecto.
- La altura de las alas y sus relaciones altura / anchura.

Existen dos enfoques alternativos al problema de las formas de esquinas entrantes: Dividir estructuralmente el edificio en formas más sencillas es decir hacer uso de juntas sísmicas, o bien, unir con más fuerza entre sí los edificios. Si es tomada la decisión de hacer juntas sísmicas, las entidades estructuralmente separadas de un edificio deben ser totalmente capaces de resistir por sí mismas las fuerzas verticales y laterales, y sus configuraciones individuales deben estar equilibradas horizontal y verticalmente.

El diseño inadecuado de separaciones para estos dos enfoques alternativos se comprobó sucintamente en el terremoto de 1968 en Tokachi-oki, Japón, en el que la escuela secundaria Noheji y la escuela secundaria comercial Misawa se dañaron entre sí cuando las partes separadas inadecuadamente chocaron entre sí y la escuela primaria Gonohe,

¹⁰ Christopher Arnold y Robert Reitherman, “Manual de configuración y diseño sísmico de edificios”. Volumen 1, 2 y 3. 1a Edición, Grupo Noriega Editores, 1991.

que es un edificio con planta en forma de H sin separaciones, sufrió severas cuarteaduras en la losa que conecta las dos alas, ya que no era capaz de responder como una unidad.

Para diseñar una junta sísmica, el ingeniero estructurista debe calcular el desplazamiento máximo de las dos unidades. El peor caso ocurre cuando dos estructuras individuales se inclinan simultáneamente la una hacia la otra, y por tanto la dimensión de la separación debe tomar en cuenta la suma de los desplazamientos de los edificios. La construcción de las juntas de separación sísmica es similar a la de las juntas de expansión térmica, pero son típicamente mayores y deben ser capaces de trabajar suavemente mientras vibran horizontal y verticalmente. Si se decide omitir las juntas sísmicas y unir entre sí los cuerpos del edificio, se deben hacer varias consideraciones. Los colectores en la intersección pueden transferir fuerzas a través del área de intersección, pero sólo si el diseño permite que estos miembros se extiendan de un lado a otro sin interrupción. Paredes ubicadas en la misma situación son aún mejores que los colectores.

Puesto que la porción del ala que típicamente se distorsiona más es el extremo libre, es conveniente colocar elementos rigidizantes en ese lugar. El uso de esquinas entrantes achaflanadas, en vez de ángulos rectos, reduce el problema del cambio de sección.

b) Sistemas no paralelos¹¹.

La NTDS lo define como aquella irregularidad donde los elementos verticales resistentes a cargas laterales (columnas, paredes de cortante) no son paralelos ó simétricos con respecto a los ejes principales ortogonales del sistema resistente a fuerzas laterales (marcos y paredes de cortante). Como ejemplos para este tipo de irregularidad se pueden mencionar aquellos edificios de forma prismática, circular, triangular, etc.

¹¹ Christopher Arnold y Robert Reitherman, "Manual de configuración y diseño sísmico de edificios". Volumen 1, 2 y 3. 1a Edición, Grupo Noriega Editores, 1991.

Determinar la simetría de la configuración de un edificio, implica tomar en cuenta no sólo la forma general de éste, también se debe investigar la localización de todos los elementos resistentes significativos.

Entonces, es claro que el equilibrio de los elementos resistentes tanto en su localización general, en relación con la estructura como un todo, como en su diseño detallado, de un piso a otro o entre elementos resistentes separados, tiene una gran importancia.

2.3.3 Métodos de análisis de estructuras

En este sub capítulo se presentan los métodos de análisis de las estructuras sobre las que se encuentra orientada la investigación, tanto métodos manuales como métodos que aunque fueron creados para desarrollarse manualmente su complejidad de desarrollo hace que sean elaborados usando programas de computadora, debido al ahorro de tiempo que esto significa, a continuación se describen estos métodos de análisis.

a) Consideraciones utilizadas en el método estático de diseño¹².

Es una recopilación y ampliación de criterios básicos que se deben tener claros para diseñar estructuras sismorresistentes, así como la descripción del método estático de diseño.

Generalmente el criterio del rendimiento de una estructura, ante la sollicitación sísmica que esta implícito en los códigos de diseño sísmico, requiere que la estructura sea capaz de:

- Resistir sismos pequeños sin sufrir daños.

¹² Dirección General de Urbanismo y Arquitectura. Reglamento de Emergencia de Diseño Sísmico de la República de El Salvador, Ministerio de Obras Públicas, El Salvador, 1994.

- Resistir sismos de intensidad moderada sin sufrir daños estructurales, pero con algunos daños a elementos no estructurales.
- Resistir sismos de gran intensidad sin sufrir colapso; el cual se define como la situación en la cual los ocupantes no pueden abandonar el edificio debido a la falla de la estructura primaria.

a.1) Descripción del método estático ó método de las fuerzas laterales equivalentes

La mayoría de códigos sísmicos adoptan la aplicación del método estático equivalente con respecto a la utilización de un método dinámico de análisis, pero limitan el ámbito de aplicación a los siguientes criterios:

- La regularidad estructural, tanto en planta como en elevación.
- La altura total de la estructura.
- El número de pisos de la estructura.
- El período natural de vibración de la estructura.
- Las excentricidades máximas.

Muchos códigos sísmicos, además presentan limitaciones de altura para la aplicación del método estático equivalente para el análisis y diseño sísmico. En nuestro país, el método es aplicable bajo las siguientes condiciones:

Las estructuras deberán ser regulares y menores de 70 m de altura, exceptuando las que se ubiquen sobre un perfil de suelo S_4 y tengan un período fundamental de 0.70 s.

Para el caso de estructuras irregulares que no sean mayores de 5 pisos ni de 20 m de altura. Las estructuras con irregularidades del tipo A, B ó C, ó con cualquier otra

irregularidad no contemplada en la norma NTDS deberán cumplir con las disposiciones para combinaciones verticales.

Dentro del método estático de diseño influyen una serie de factores y componentes, algunos de estos factores y componentes fueron descritos anteriormente en el apartado de la *Norma Técnica para Diseño por Sismo de 1994*, ver anexo A.1.

Componente vertical de las fuerzas sísmicas.

Para miembros en voladizo, debe aplicarse además de las combinaciones descritas, una fuerza neta hacia arriba de $0.50A$ veces la carga muerta, donde A es el factor de zonificación misma.

Adicionalmente a las diferentes combinaciones de carga aplicables al diseño de miembros horizontales preesforzados, deberá usarse una carga gravitacional que no exceda el valor del 50% de la carga muerta, el análisis deberá efectuarse con la carga gravitacional sola ó en combinación con los efectos de las fuerzas laterales.

a.2) Algunos criterios a considerar¹³.

Criterios de comportamiento

Los criterios de comportamiento se pueden agrupar en dos categorías principales:

- 1) Criterios de seguridad
- 2) Criterios de capacidad de servicio

¹³ American Concrete Institute ACI, Informe del Comité ACI. Documento 442 R-2.

Los criterios de seguridad atañen a la preservación de vidas ante cualquier carga. Los criterios de capacidad de servicio corresponden a la respuesta estructural a las cargas, ó las condiciones que puedan ocasionar daños en los acabados, deterioro, perdida temporal del funcionamiento, incomodidad de los ocupantes, u otras formas de distensión, pero las cuales no amenazan inmediatamente la seguridad de la vida de los ocupantes.

1) Criterios de seguridad

La evaluación de la seguridad total de una estructura requiere criterios que definan la resistencia, la estabilidad, y la ductilidad.

a) Importancia de la resistencia

La resistencia de un sistema constructivo sujeto a fuerzas laterales, depende de las resistencias de sus diverso elementos y de sus conexiones bajo las combinaciones de flexión, cortante, torsión, o fuerza axial.

b) Importancia de la estabilidad

Para propósito de diseño, la mayoría de las estructuras se analizan suponiendo que las cargas actúan en posiciones fijas y que los miembros no sufren una deflexión respecto de sus configuraciones originales. Lo que se conoce comúnmente como análisis de primer orden. En el análisis de segundo orden se considera la posibilidad de grandes deflexiones. En vez de usar un análisis de segundo orden, con frecuencia se utilizan las técnicas de amplificación de momentos, para aproximar los momentos de diseño de las columnas.

Normalmente una estructura cargada lateralmente se diseña para que este dotada de suficiente resistencia en sus miembros contra las acciones de primer orden. Sin

embargo, si la estructura se traslada lateralmente en forma excesiva, las acciones en sus miembros pueden aun exceder sus resistencias.

c) Importancia de la ductilidad

Si las resistencias de los miembros son menores a las demandas elásticas, la estructura responderá inelásticamente. La respuesta inelástica de un sistema estructural esta asociada con las deformaciones inelásticas en las llamadas regiones criticas. La resistencia de un sistema inelástico esta limitada por la resistencia de sus miembros, y también por la habilidad de los miembros para deformarse inelásticamente sin perder una porción importante de su capacidad para soportar cargas. A esta característica se le conoce como ductilidad.

La ductilidad se define como el cociente entre su desplazamiento lateral máximo y su desplazamiento lateral de fluencia. El factor de ductilidad rotacional para una región articulada elasto-plástica, se define como el valor absoluto del cociente entre la rotación máxima a través de la región articulada y la rotación de fluencia. Los factores de ductilidad para curvatura y deformación, se definen en forma análoga.

Los factores de ductilidad que se requieren para los miembros en una estructura son normalmente mayores al factor de ductilidad para desplazamientos que se requiere para la totalidad de la estructura.

2) Criterios de capacidad de servicios

Estos criterios intentan garantizar el desempeño satisfactorio de la estructura bajo condiciones de servicio. Las consideraciones importantes de capacidad de servicio para las cargas laterales comprenden, pero no están limitadas, a:

- Deflexiones laterales.

- Agrietamientos
- Percepción a los movimientos laterales.

Importancia de la deflexión lateral, ó la deriva, es una consideración importante en el diseño de edificios altos sujetos a fuerzas laterales. Además del criterio de estabilidad mencionada anteriormente, una excesiva deriva lateral puede provocar daños a los elementos estructurales.

Importancia del agrietamiento. Dos aspectos del agrietamiento son de importancia para el diseño de edificios para las cargas laterales: Los efectos del agrietamiento en la rigidez lateral, y en la apariencia.

Importancia de la percepción al movimiento lateral. Si la respuesta de un edificio a las cargas laterales provoca una posible interrupción de los servicios, daños en los acabados, ó incomodidad de sus ocupantes, el edificio puede resultar indeseable desde el punto de vista del usuario.

b) Métodos de análisis para paredes¹⁴.

Aceptando la hipótesis de comportamiento elástico lineal, las deformaciones de una pared ante cierto sistema de cargas en su plano deben calcularse con los métodos y teorías de la elasticidad. Además de las propiedades elásticas del material (como módulos de elasticidad, de cortante y de Poisson), hay que tomar en cuenta la magnitud y distribución de las cargas, la geometría de la pared y la forma en que está apoyado. Existen soluciones analíticas para ciertos casos sencillos, y los casos de geometría ó condiciones de frontera complicadas se pueden tratar con el método del elemento finito, que permite obtener soluciones numéricas con la precisión que se desee.

¹⁴ Christopher Arnold y Robert Reitherman, “Manual de configuración y diseño sísmico de edificios”. Volumen 1, 2 y 3. 1a Edición, Grupo Noriega Editores, 1991.

Sin embargo, para paredes de sección rectangular empotrados en su base y sujetos a una carga lateral en su extremo superior, P , como se muestra en la figura 2.8, el desplazamiento lateral del extremo cargado δ , se puede calcular con bastante precisión con la expresión:

$$\delta = \frac{Ph^3}{3EI} + \frac{Ph}{GA} \quad (\text{Ec.2. 2.33})$$

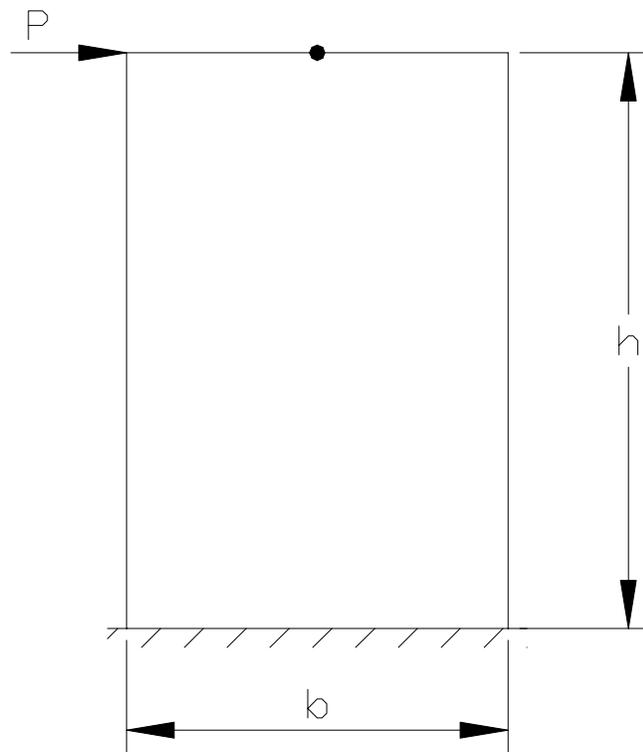


Figura 2.8 Esquema de pared empotrada en base y sometida a una carga axial.

δ_{ef} = Desplazamiento del punto k obtenido
con elementos finitos

δ_{ca} = Desplazamiento del punto k obtenido
con la expresión:

$$\delta_{ca} = \frac{Ph^3}{3EI} + \frac{Ph}{GA}$$

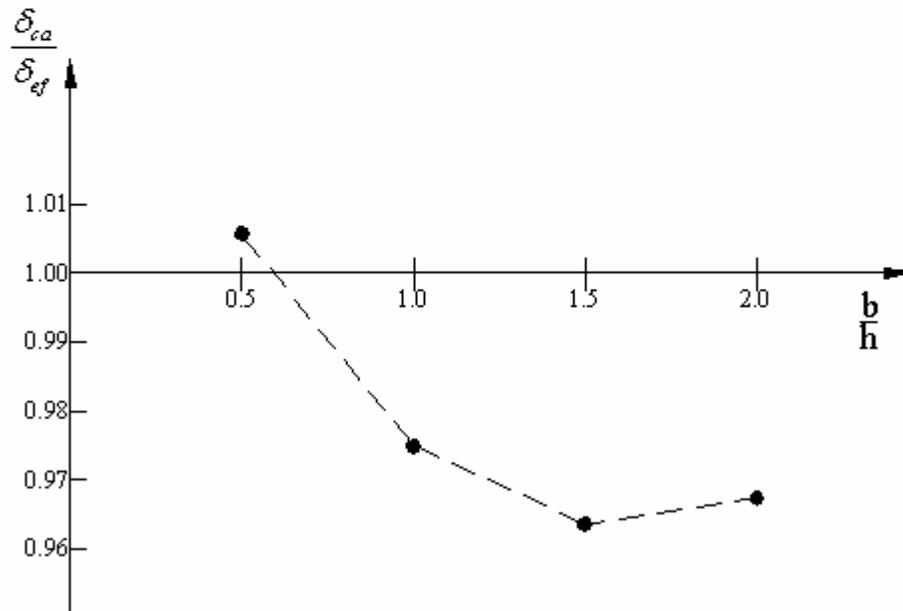


Figura 2.9. Comparación de los desplazamientos laterales de una pared obtenidos por dos métodos.

Donde, h es la altura de la pared, I y A el momento de inercia y el área de su sección transversal, E el módulo de elasticidad y G el de cortante.

En la figura 2.9 se incluye una comparación entre los resultados obtenidos con la ecuación 2.2.33 y los que proporciona el método de elementos finitos (que pueden considerarse como exactos) y se observa que los errores no exceden del 4 por ciento. Aunque la figura citada cubre valores de “ b ” (longitud de la pared) entre “ h ” (altura) comprendidos entre 0.5 y 2.0, la ecuación 2.2.33 da similar precisión fuera de ese intervalo porque para valores mayores de b/h son importantes solo las deformaciones

por cortante consideradas con el termino Ph/GA , y para valores menores son mas apreciables las deformaciones debidas a flexión tomadas en cuenta con $Ph^3/3EI$.

Para fines prácticos es suficiente calcular las deformaciones laterales de las paredes aisladas con procedimientos de resistencia de materiales que consideren los efectos tanto de flexión como de cortante. Así se ha procedido para calcular las deformaciones en el caso mostrado en la figura 2.12. Las expresiones empleadas y los resultados se presentan en la tabla siguiente.

Tabla 2.9.a Cálculo de deformaciones de las paredes de la figura 2.10.

| Nivel o entrepiso i | h_i | I_i | V_i | M_i | $E\phi_i$ | $E\theta_i$ | $E\delta_i$ | Ed_i |
|---------------------|-------|-------|-------|-------|-----------|-------------|-------------|----------|
| 3 | 3 | 1.5 | 90 | 0 | 270.00 | 3172.50 | 540.00 | 21810.00 |
| 2 | 3 | 2.0 | 150 | 270 | 742.50 | 2902.50 | 1282.50 | 12562.50 |
| 1 | 4 | 2.0 | 180 | 720 | 2160.00 | 2160.00 | 4800.00 | 4800.00 |

Tabla 2.9.b Cálculo de deformaciones de las paredes de la figura 2.10.

| i | A_i | $E\delta_i^*$ | Ed_i^* | $E(d_i+d_i^*)$ | d_i | $(d_i+d_i^*)$ |
|---|-------|---------------|----------|----------------|----------|---------------|
| 3 | 0.9 | 750.0 | 3187.5 | 24997.5 | 0.014540 | 0.016665 |
| 2 | 1.2 | 937.5 | 2437.5 | 15000.5 | 0.008375 | 0.010000 |
| 1 | 1.2 | 1500.0 | 1500.0 | 6300.0 | 0.003200 | 0.004200 |

$$\delta_i = \frac{V_i h_i^3}{3EI_i} + \frac{M_i h_i^2}{2EI_i}$$

Por flexión $\phi_i = \frac{V_i h_i^2}{2EI_i} + \frac{M_i h_i}{2EI_i}$

$$\theta_i = \theta_{i-1} + \phi_i$$

$$d_i = d_{i-1} + \delta_i + \theta_{i-1} h_i$$

Por cortante $\delta_i^* = \frac{V_i h_i}{GA_i}$

$$d_i^* = d_{i-1}^* + \delta_i^*$$

Nota:

Las unidades empleadas son metros y toneladas.

b.1) Paredes bajas

En paredes de sección rectangular cuya altura total no excede de un tercio de su longitud y cuya base se halla aproximadamente empotrada, las deformaciones por flexión pueden ascender a 10 ó 15 por ciento del total, ó aún menos, dependiendo de las condiciones en los otros tres bordes. Es aceptable despreciar esta contribución y calcular la rigidez de entrepiso tomando en cuenta solamente las deformaciones debidas a cortante. Es entonces aplicable la fórmula

$$R = \frac{eGL}{h} \text{ (Ec.2. 2.34)}$$

Donde;

- R = rigidez
- G = módulo de cortante de la pared
- E = espesor de la pared
- L = longitud de la pared
- H = altura del entrepiso donde se calcula la rigidez

En general para paredes con sección diferente de la rectangular la rigidez de entrepiso esta dada por

$$R = \frac{G\Omega}{h} \text{ (Ec.2. 2.35)}$$

Donde;

- Ω = área efectiva de cortante de la pared

Alturas en m, cargas en ton

$$I_1 = 2.0 \text{ m}^4, A_1 = 1.2 \text{ m}^2$$

$$I_2 = 1.5 \text{ m}^4, A_2 = 0.9 \text{ m}^2$$

$$E = 1500000 \text{ ton/m}^2$$

$$G = 600000 \text{ ton/m}^2$$

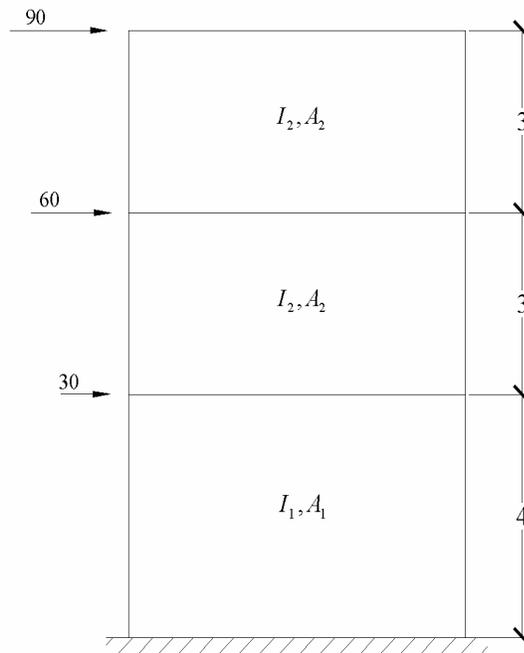


Figura 2.10. Pared aislada sujeta a cargas laterales.

b.2) Paredes esbeltas

En estas paredes tienen importancia las deformaciones por esfuerzo normal debido a flexión como las provenientes de fuerza cortante. Por ello, las rigideces de entrepiso dependen de la distribución de fuerzas horizontales en la altura. Normalmente estas paredes se encuentran acopladas con marcos y la interacción altera también sus rigideces de entrepiso. Así, por una parte, las cortantes que toman las paredes dependen de sus rigideces de entrepiso, y por otra, éstas dependen de las primeras; por consiguiente, para conocer estas cantidades es necesario proceder por iteraciones.

Cuando las fuerzas laterales son tomadas sólo por la paredes de distintas propiedades geométricas, es decir, si no son importantes las rigideces de las vigas ó de las losas que conectan a las paredes, se cometen errores tolerables si dichas fuerzas se distribuyen proporcionalmente a la rigidez de cada pared, calculada para un desplazamiento unitario de su extremo superior (es decir, aplicando una fuerza en dicho extremo y dividiéndola entre el desplazamiento que allí produce). Cabe advertir sin embargo, que este criterio no es aplicable si las variaciones de las propiedades geométricas de las secciones transversales de las distintas paredes con la altura no son aproximadamente proporcionales. También son notables los errores en los pisos inferiores, donde la influencia de los esfuerzos cortantes es mayor que la involucrada en esta forma de proceder. A continuación se presentan algunos métodos para analizar paredes acopladas con marcos.

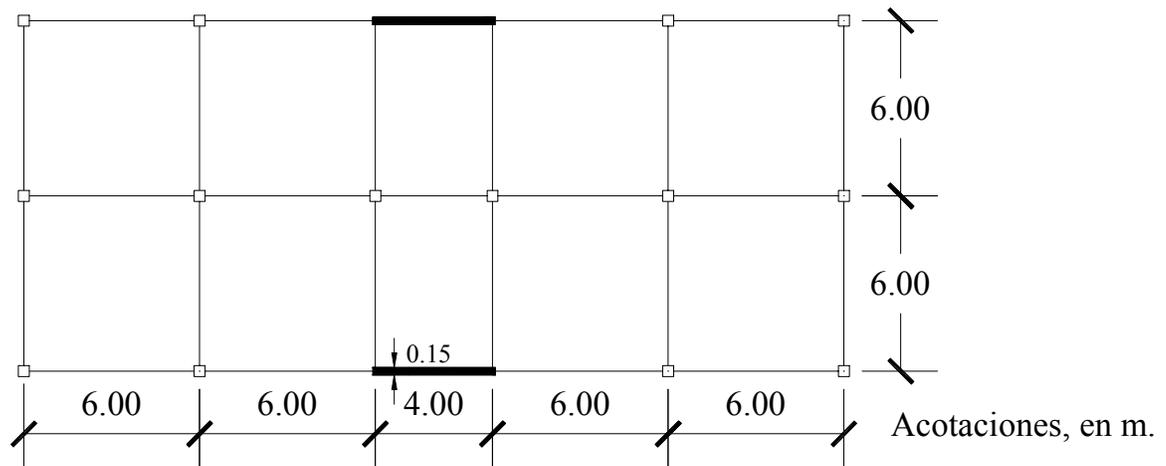
1) Método de Khan y Sbarounis

Consiste en sustituir una estructura como la de la figura 2.11 por otra equivalente reducida que se esquematiza en la figura 2.12, en la cual el sistema W representa a la pared ó paredes de rigidez. El momento de inercia de este sistema, en cualquier piso, es la suma de los momentos de inercia de todas las paredes de rigidez representadas. El sistema F (marcos) incluye a las columnas, vigas y losas que contribuyan a la rigidez lateral. Las rigideces (inercia/longitud) de las columnas (S_c) y vigas (S_b) son la suma de las rigideces de todos los elementos correspondientes en la estructura.

Los sistemas W y F se consideran ligados por barras horizontales de rigidez axial infinita y de rigidez a flexión nula, de forma tal que los desplazamientos laterales de ambos sistemas son iguales, pero no los giros.

Khan y Sbarounis proponen que las cargas laterales externas se apliquen inicialmente en su totalidad al sistema W como si estuviese aislado, y se calculen los desplazamientos

laterales así provocados; se pueden incluir las deformaciones debidas a cortante. Luego se suponen unos desplazamientos laterales para el sistema F. A menos que se cuente con una mejor suposición, éstos serán iguales a los calculados para el sistema W. Por medio de distribución de momentos se pueden conocer los elementos mecánicos generados por los desplazamientos supuestos y las reacciones sobre el sistema W. Se calculan enseguida las modificaciones que producen estas reacciones, aplicándolas al sistema W, nuevamente aislado. Se comparan los desplazamientos de ambos sistemas y se repite el procedimiento hasta que dichos desplazamientos sean iguales dentro de cierta tolerancia.



Notas: Columnas cuadradas iguales de 0.40 m de lado. Vigas iguales de 0.25 m de ancho por 0.50 m de peralte

Figura 2.11. Planta de un edificio con paredes (fuerzas en ton)

$$I_s = 1.6 \text{ m}^4$$

$$E = 1.5 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$$

$$S_b = 0.005859 \text{ m}^3$$

$$S_c = 0.009954 \text{ m}^3$$

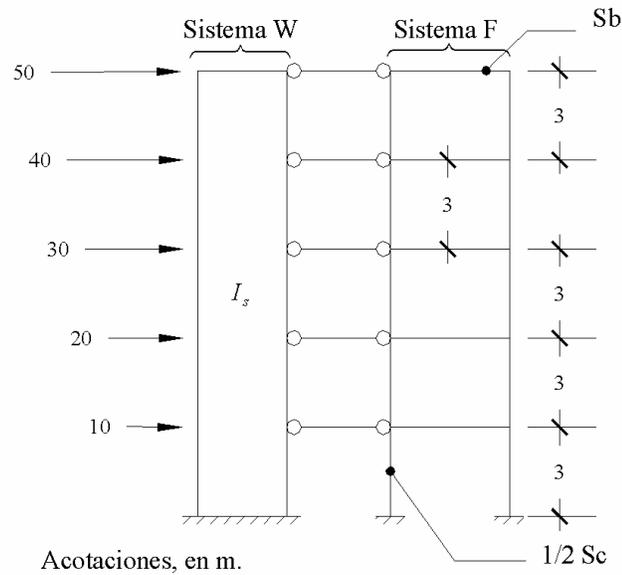


Figura 2.12. Representación del edificio de la figura 2.11. En el método de Khan y Sbarounis.

Las fuerzas Finales en las distintas paredes representadas en el sistema W son proporcionales a los momentos de inercia y , conocidos los desplazamientos en los marcos representados en el sistema F, se pueden determinar sus elementos mecánicos con aplicar una sola vez la distribución de momentos.

Cuando las paredes toman una parte significativa de las cargas totales, el método expuesto puede requerir de varios ciclos y por tanto ser muy laborioso; por dicho motivo los autores presentan gráficas dando valores de los desplazamientos del conjunto W-F en términos del desplazamiento de la pared en su extremo superior. Estas gráficas se presentan en el anexo B. Para entrar a ellas, la cantidad S_s/S_c debe calcularse mediante la fórmula

$$\frac{S_s}{S_c} = \frac{\sum E_s I_s}{\sum E_c I_c} \left(\frac{10}{N} \right)^2 \quad (\text{Ec.2. 2.36})$$

Donde, E_s e I_s , son, respectivamente, el módulo de elasticidad y el momento de inercia del sistema W, E_c e I_c son los correspondientes valores de las columnas del sistema F, y N es el número de pisos de la estructura.

Según Khan y Sbarounis en su libro “Interaction of shear walls and frames”, se puede hacer una corrección de convergencia, consistente en emplear como valor inicial para el desplazamiento $\Delta_{ii(n+1)}$ en el piso i, en el ciclo n + 1, el dado por la expresión

$$\Delta_{ii(n+1)} = \Delta_{ii(n)} + \frac{\Delta_{ei(n)} - \Delta_{ii(n)}}{1 + \left\{ \frac{\Delta_i - \Delta_{ei(n)}}{\Delta_{ii(n)}} \right\}} \quad (\text{Ec.2. 2.37})$$

$\Delta_{ii(n)}$ es el desplazamiento inicial del piso i en el ciclo n, $\Delta_{ei(n)}$ el correspondiente desplazamiento al final de dicho ciclo, y Δ_i es el desplazamiento del sistema W, también en el nivel i, cuando se lo somete a las cargas totales como si estuviese aislado.

Como una variante para simplificar el método, al calcular las fuerzas cortantes en el sistema F se pueden emplear las fórmulas de Wilbur, en vez de efectuar una distribución de momentos. Esta última se puede hacer cuando ya hayan convergido los desplazamientos y en el marco completo, no en el equivalente, para hacer un ajuste final.

En el libro de Khan y Sbarounis “Interaction of shear walls and frames” se presentan además gráficas que permiten estimar las fuerzas cortantes en los sistemas W y F, en función de los parámetros S_c/S_b y S_s/S_c .

2) Método de McLeod

En libro “Interacción estructural en marcos y muros de cortante” de McLeod, McLeod presenta un procedimiento que permite estimar la fuerza cortante y el desplazamiento

lateral máximos de sistemas formados por marcos y paredes, así como el momento de volteo en la base de las paredes, a partir de suponer que todos ellos están conectados sólo en sus extremos superiores.

Para cargas laterales con distribución triangular, la fórmula que proporciona la fuerza que une a los marcos con las paredes, P, es:

$$\frac{P}{W} = \frac{11}{20} \frac{\sum K_f}{\sum K_f + \sum K_m} \quad (\text{Ec. 2.2.38})$$

donde K_f es la rigidez lateral de cada marco entendida como la fuerza concentrada en el extremo superior que produce un desplazamiento lateral unitario en su línea de acción; K_m , es la rigidez de cada pared definida en el mismo sentido y W es la carga lateral total aplicada.

Antes de calcular estas cantidades y sumarlas, se pueden representar las paredes y los marcos con una sola pared y un marco de una sola crujía, como se hace en el método de Khan y Sbarounis. Para calcular la rigidez del marco K_f ; se pueden emplear las fórmulas de Wilbur, ya que conocidas las rigideces de los entresijos, R_i , se tiene

$$\frac{1}{K_f} = \sum \frac{1}{R_i} \quad (\text{Ec. 2.2.39})$$

El desplazamiento lateral máximo se estima como $P/\sum K_f$, y la fuerza cortante máxima en el marco está dada por $1.3P$. El momento de volteo en la base de la pared es aproximadamente igual al momento total menos PH , donde H es la altura total de la pared.

Como ejemplo, considérese nuevamente el edificio cuyos datos se dan en las figuras 2.10 y 2.11. Las rigideces de entrepiso, R_i , están dadas en la tabla 2.2; por tanto,

$$\frac{1}{K_f} = \frac{1}{11414} + \frac{1}{7676} + \frac{3}{7376}$$

Haciendo operaciones resulta $K_f = 1601$ ton/m; como están incluidas todas las vigas y columnas en el cálculo de las R_i , entonces $K_f = \Sigma K_f$.

En este caso $\Sigma K_m = \frac{3 \Sigma EI_w}{H^3}$, donde E es el módulo de elasticidad de las paredes, I_w su momento de inercia y H su altura total. Así

$$\Sigma K_m = \frac{3 \times 1.5 \times 10^6 \times 2 \times 0.8}{15^3} = 2133 \text{ ton / m}$$

Ahora se puede emplear la ecuación 2.2.38 como sigue:

$$\frac{P}{W} = \frac{11}{20} \times \frac{1601}{1601 + 2133} = 0.236$$

Como $W = 150$ ton, $P = 0.236 \times 150 = 35.4$ ton. La estimación del desplazamiento máximo es $P/\Sigma K_f = 35.4/1601 = 0.0221$ m.

El valor de la fuerza cortante total máxima en los marcos está dado por $1.3 P = 1.3 \times 35.4 = 46.02$ ton. Finalmente, el momento de volteo en las paredes se estima como $50 \times 15 + 40 \times 12 + 30 \times 9 + 20 \times 6 + 10 \times 3 - 35.4 \times 15 = 1119$; a cada pared corresponde $1119/2 = 559.5$ ton-m.

3) Método del elemento finito

En la actualidad, el método del elemento finito constituye una poderosa herramienta para el análisis de estructuras complejas como ciertas paredes de composición y/o geometría complicada. Para fines prácticos, las soluciones obtenidas mediante la aplicación adecuada del método a problemas elásticos lineales pueden considerarse como exactas.

Básicamente, la aplicación del método en cuestión consiste en dividir la estructura en sub regiones denominadas elementos finitos, dentro de las cuales se prescribe la forma en que varían los desplazamientos en función de los valores correspondientes a ciertos puntos denominados nudos. Con base en las leyes constitutivas del material (esto es, en las relaciones que existen entre esfuerzos y deformaciones, por ejemplo, la ley de Hooke), en la función adoptada para prescribir los desplazamientos, y en las relaciones entre deformaciones unitarias y desplazamientos, se determina la matriz de rigideces de cada elemento, usando, por ejemplo, el principio de trabajos virtuales. Estas matrices están referidas a los grados de libertad de los nudos del elemento.

La matriz K de rigideces de la estructura completa se obtiene aplicando el método directo de rigideces, descrito al tratar el problema de marcos, es decir, sumando en donde les corresponda los términos de las matrices de rigideces de los elementos.

Los desplazamientos U de los nudos, ante un sistema de cargas P aplicadas en los mismos, se obtienen resolviendo el sistema de ecuaciones lineales

$$KU = P \text{ (Ec. 2.2.40)}$$

Conocidos los valores de U se pueden calcular esfuerzos y deformaciones en cualquier punto de cada elemento, esto es, en cualquier punto de interés.

En los libros “Theory of matriz structural analysis” de Przemienieki y “The finite element method in engineering science” de Zienkiewics se presentan con detalle el método, en forma orientada hacia el análisis de estructuras. El caso de las paredes se puede modelar adecuadamente considerando que se trata de un problema de estado plano de esfuerzos, es decir, aceptando que son nulos los esfuerzos fuera del plano de la pared. Aunque los elementos finitos que permiten tratar este tipo de problema pueden tener diversas formas, como triángulos o cuadriláteros, dado que las partes de una pared son usualmente rectángulos, es adecuado el uso de elementos rectangulares.

c) Métodos de análisis dinámico¹⁵.

Para estructuras irregulares, de altura considerable o de características que no permitan aplicar el método estático; los códigos de diseño sísmico obligan al uso de un método de análisis dinámico, especificando generalmente el análisis modal y el método paso a paso.

1) Análisis modal.

El método de análisis modal se limita a sistemas linealmente elásticos y se basa en la superposición de la respuesta de los modos normales de vibración. De esta manera se reduce el problema de encontrar la respuesta total de un sistema con múltiples grados de libertad a la determinación de un sistema con un solo grado de libertad.

El método de análisis dinámico mas empleado en la mayoría de códigos contemporáneos es el análisis modal espectral, llamado así porque implica el uso de los conceptos de modos y de espectros de diseño. Generalmente se analizan en forma independiente la vibración de traslación en dos direcciones ortogonales sin

¹⁵ Estudio del coeficiente sísmico y de los sistemas estructurales contemplados por el Reglamento de Emergencia de Diseño Sísmico de El Salvador, trabajo de graduación presentado para optar al título de Ingeniero Civil en la Universidad Centroamericana José Simeón Cañas, UCA, El Salvador, 1991. Dirección General de Urbanismo y Arquitectura. Reglamento de Emergencia de Diseño Sísmico de la Republica de El Salvador, Ministerio de Obras Publicas, El Salvador, 1994.

tomar en cuenta los efectos de torsión, ya que deben calcularse por métodos estáticos y después suponerse.

En resumen, el proceso es el siguiente:

- a. Identificar el número de modos que tengan una contribución significativa en la respuesta total, para luego hallar la configuración de cada uno y la frecuencia circular, ω , o frecuencia característica correspondiente.
- b. Para cada modo, y a partir de su frecuencia característica, se determina el período, y con el se obtiene la correspondiente respuesta máxima a través del espectro de diseño.
- c. Las máximas respuestas de cada uno de los modos no necesariamente ocurren al mismo tiempo, y por lo tanto se usan métodos aproximados para combinar las respuestas modales, en lugar de sumatorias directas (ver figura 2.12). El método más utilizado es la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las contribuciones modales (RCSC); la estimación de la respuesta fuerza, desplazamiento, etc. En una coordenada específica, R, se obtiene de:

$$R = \sqrt{\sum_{i=1}^n R_i^2} \quad (\text{Ec. 2.2.41})$$

En donde R_i es la respuesta máxima correspondiente al modo i en esa coordenada.

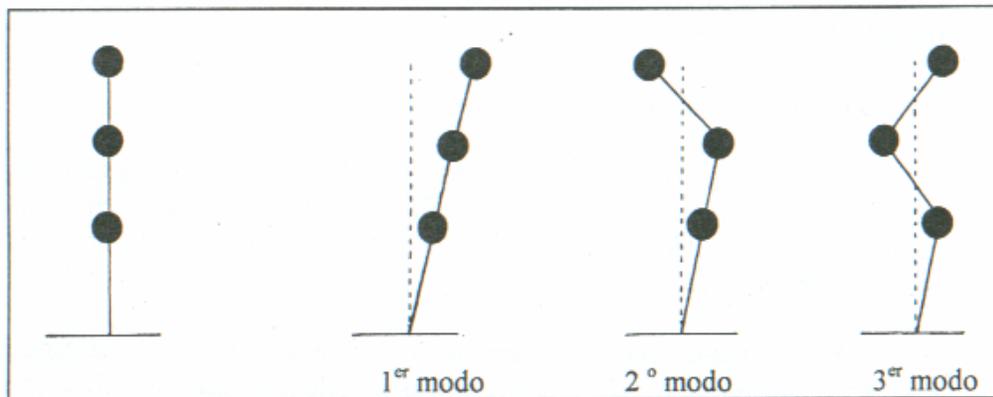


Figura 2.13 Modos de vibración de una estructura de tres grados de libertad.

2) Método paso a paso.

Entre los varios procedimientos del análisis dinámico para encontrar la respuesta no lineal, probablemente uno de los más efectivos es el método de integración paso a paso. La respuesta se calcula iterando para sucesivos incrementos de tiempo, Δt , usualmente de la misma duración, para facilitar el cálculo. Al comienzo de cada intervalo se establecen las condiciones de equilibrio dinámico y luego se calcula la respuesta aproximada para un intervalo de tiempo Δt , suponiendo que los coeficientes de rigidez, k , y de amortiguamiento, c , permanecen constantes durante el intervalo Δt . La no linealidad de estos coeficientes se considera en el análisis mediante su recálculo en el siguiente incremento de tiempo.

La respuesta, por lo tanto, se obtiene utilizando el desplazamiento y la velocidad calculados al final del intervalo de tiempo precedente como condiciones iniciales del intervalo de tiempo siguiente. De esta manera, el comportamiento no lineal de un sistema es aproximado por una secuencia de sucesivos sistemas lineales.

Existen varios procedimientos dentro del método paso a paso para resolver la ecuación de movimiento de un sistema no lineal. Dos de los métodos más

populares son el método de la aceleración constante y el método de aceleración lineal (ver figura 2.14). Este último, aunque más complicado, es más exacto para un mismo valor de incremento de tiempo. La precisión del método de integración paso a paso con aceleración lineal, depende de la magnitud de incremento de tiempo seleccionado.

En esta selección de Δt deben considerarse los siguientes factores: el período natural de la estructura, la variación de la función de excitación y la complejidad de las funciones de amortiguamiento y rigidez del sistema. En general, se ha encontrado que puede obtenerse suficiente aproximación en los resultados si el intervalo de tiempo se selecciona no mayor a un décimo del período natural de la estructura ($0.1T$). Así también, se debe considerar que el intervalo debe ser lo suficientemente pequeño como para representar adecuadamente las variaciones de la excitación (aceleración del terreno) con respecto al tiempo.

El cálculo paso a paso de la respuesta es aplicable también a sistemas lineales, para lo que conviene encontrar en primer lugar los modos de vibrar del edificio, aunque para definir la excitación sísmica se emplean acelerogramas y no espectros.

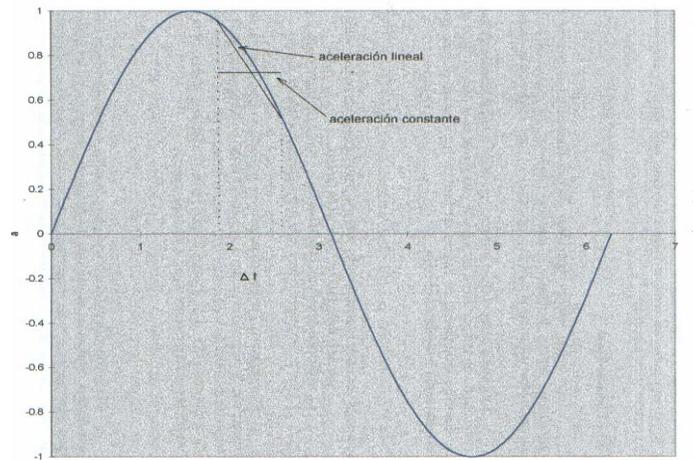


Figura 2.14. Método de Integración paso a paso para aceleración constante y aceleración lineal.

d) Análisis tridimensional ó método matricial¹⁶.

Las estructuras de edificios son tridimensionales y podrían analizarse como tales mediante el método del elemento finito. Con este método pueden representarse las losas, vigas, paredes, columnas, diagonales, etc., mediante diferentes tipos de elementos, que tienen de 3 a 6 grados de libertad por nudo. Sin embargo, en la práctica esto origina, entre otras cosas, las siguientes dificultades: a) es muy alto el número de grados de libertad que resultan para el edificio completo, y aun empleando computadoras grandes se requiere de tiempos exagerados de proceso y de entrada y salida de datos; b) por ser elevada la cantidad de datos que hay que proporcionar, y laboriosa su organización, son muchas las posibilidades de cometer errores, algunos muy difíciles de localizar; c) es bastante difícil interpretar, verificar y visualizar los resultados, tanto por su número como porque están referidos a ejes tridimensionales, frecuentemente distintos de un elemento a otro; nuevamente es muy fácil equivocarse.

Por lo anterior, un análisis tridimensional de esta naturaleza está reservado a estructuras muy importantes, o a partes limitadas de una estructura. En edificios, para hacer el análisis tridimensional, la práctica más frecuente es idealizar la construcción como un conjunto de subestructuras (marcos y paredes) planas verticales, ligadas por los sistemas de piso. El procedimiento y las hipótesis que se hacen se describen en la siguiente sección.

Edificios con pisos rígidos en planta

En muchos casos es aceptable suponer que el edificio está formado por marcos y/o paredes como en la figura 2.15a y 2.15b ligados entre si por sistemas de piso los que se

¹⁶ Christopher Arnold y Robert Reitherman, "Manual de configuración y diseño sísmico de edificios". Volumen 1, 2 y 3.1a Edición, Grupo Noriega Editores, 1991.

consideran indeformables en su plano, o sea que funcionan como diafragmas infinitamente rígidos en planta.

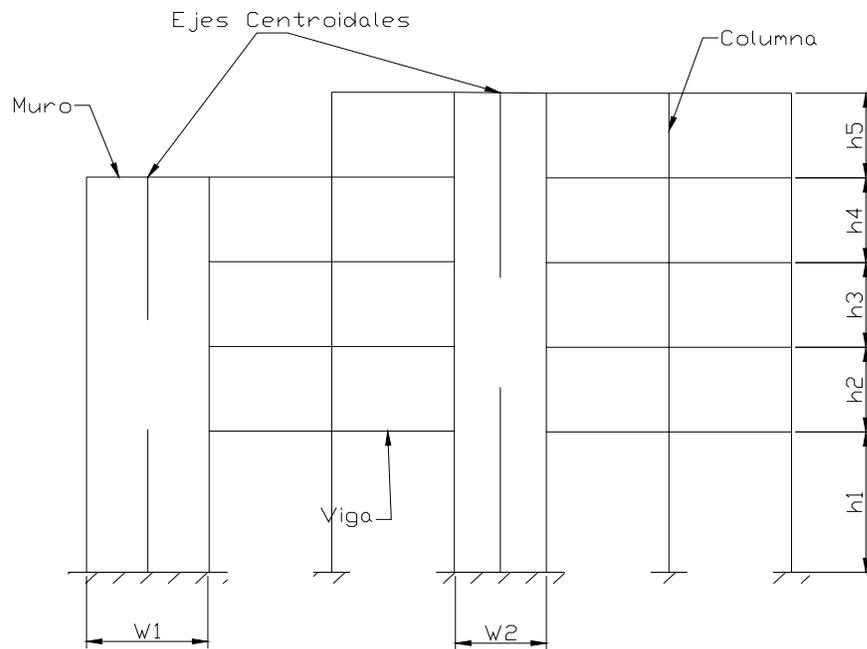


Figura 2.15a. Esquema de la estructura

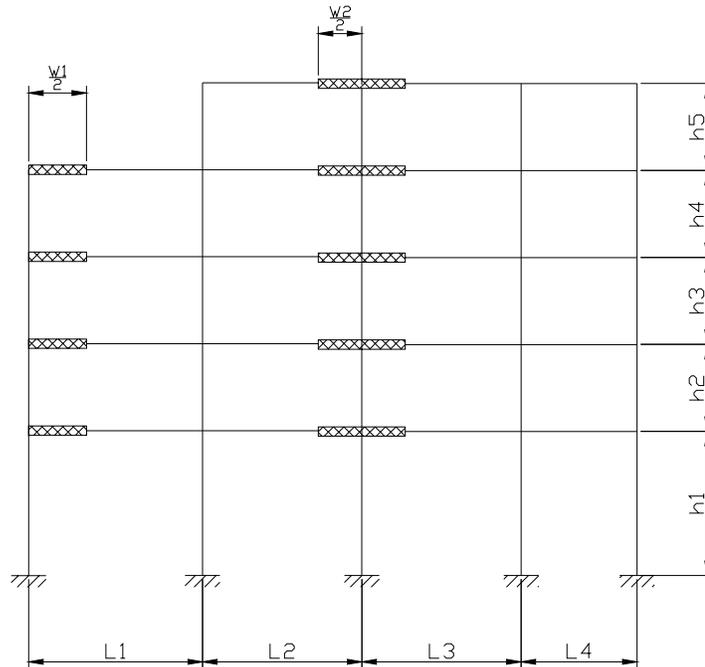


Figura 2.15b. Marco con columnas anchas

Figura 2.15. Sistema marcos – paredes típico y su idealización como un marco con columnas anchas.

Esto implica que los desplazamientos laterales de cualquier punto en los pisos del edificio se pueden expresar en términos de dos desplazamientos horizontales y un giro alrededor de un eje vertical de un punto cualquiera de cada piso, de modo que, cuando las cargas laterales están aplicadas en los pisos, el problema se puede reducir a uno de sólo tres grados de libertad por cada nivel.

Descripción del procedimiento

El análisis tridimensional del edificio se puede hacer entonces como sigue:

i) Se calcula la matriz de rigideces lateral de cada sistema plano y para esto se asignan al sistema como grados de libertad un desplazamiento vertical y un giro en el plano del sistema por cada nudo, y un desplazamiento horizontal por cada nivel, como se ilustra en la figura 2.16. Si se tiene N nudos y L niveles la matriz de rigideces correspondiente a

estos grados de libertad es de orden $2N + L$. Se expresa esta matriz en términos de solamente los grados de libertad lateral, y se obtiene la matriz de rigideces lateral del sistema que se denomina aquí K_f , esta matriz es de orden L .

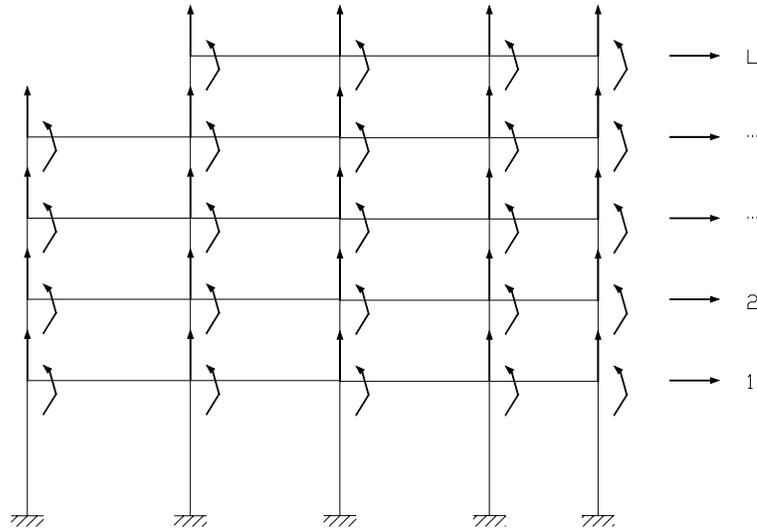


Figura 2.16. Grados de libertad del sistema plano de la figura 2.15.

ii) Se expresan las matrices K_j en términos de los grados de libertad del edificio completo, es decir de los dos desplazamientos y el giro de un punto de cada piso.

Para esto considérese la figura 2.17 donde se llaman u_i , v_i , y θ_i , a los desplazamientos y el giro del centro de masas (punto escogido por conveniencia) del piso i , y donde el sistema plano j tiene en el piso i un desplazamiento lateral d_{ji} el cual, considerando que el ángulo θ_i , es pequeño, se puede expresar de la manera siguiente:

$$d_{ji} = \left\langle \cos \phi_j \text{sen} \phi_j r_{ji} \right\rangle \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ \theta_i \end{Bmatrix} \quad (\text{Exp. 2.2.42})$$

ϕ_j es el ángulo que se forma entre las direcciones positivas de u_i y de d_{ji} ; r_{ji} es la distancia de la proyección del sistema plano j al centro de masas del piso, y tiene signo positivo cuando el giro de d_{ji} alrededor del centro de masas es del mismo sentido que θ_i . En forma más corta la expresión 2.9.1 se escribe

$$d_{ji} = b_{ji}^T u_i \quad (\text{Exp. 2.2.43})$$

Donde;

$$b_{ji} = \begin{Bmatrix} \cos \phi_j \\ \text{sen} \phi_j \\ r_{ji} \end{Bmatrix} ; u_i = \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ \theta_i \end{Bmatrix} \quad (\text{Exp. 2.2.44})$$

Cuando se consideran los L niveles del sistema plano se tiene:

$$D_j = B_j u \quad (\text{Exp. 2.2.45})$$

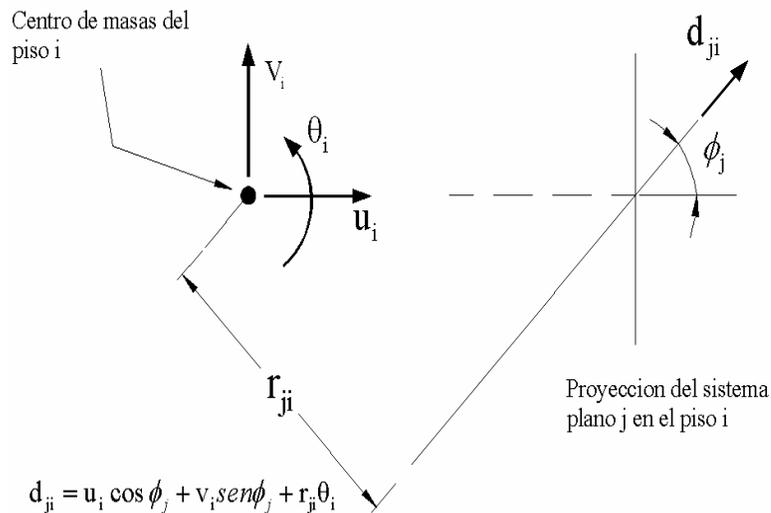


Figura 2.17. Relación entre los desplazamientos en planta del piso rígido i y el desplazamiento lateral del sistema plano j en dicho piso.

Las matrices de esta última expresión se definen como:

$$D_j = \begin{bmatrix} d_{j1} \\ d_{j2} \\ \bullet \\ \bullet \\ \bullet \\ d_{jL} \end{bmatrix} ; \quad u = \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ \bullet \\ \bullet \\ \bullet \\ u_L \end{bmatrix}$$

(L elementos) (3L elementos)

$$B_j = \begin{bmatrix} b_{j1}^T & & & & & \\ & b_{j2}^T & & & & \\ & & \bullet & \bullet & \bullet & \\ & & & \bullet & \bullet & \bullet \\ & & & & \bullet & \bullet & \bullet \\ & & & & & & b_{jL}^T \end{bmatrix}$$

(L X 3L elementos)

Se puede demostrar fácilmente que la matriz K_j expresada en términos de los desplazamientos de los pisos es:

$$K_j^* = B_j^T K_j B_j \text{ (Exp. 2.2.46)}$$

K_j^* es una matriz de orden 3L.

iii) Se obtiene la matriz de rigideces K del edificio sumando todas las matrices K_j^* puesto que están referidas a los mismos grados de libertad. Si el edificio tiene n pisos K es cuadrada de orden $3n$.

iv) Para un conjunto dado de fuerzas laterales que actúan en los pisos, F , se calculan los desplazamientos U de los pisos resolviendo el sistema de ecuaciones.

$$KU = F \text{ (Exp. 2.2.47)}$$

Obsérvese que las fuerzas F son en general dos fuerzas propiamente dichas y un momento torsionante por cada piso, en correspondencia con los grados de libertad de dicho piso.

Conocidos los desplazamientos U , con la expresión 2.2.44 se pueden calcular los desplazamientos laterales D_j de cada sistema plano, determinar todos los desplazamientos verticales y giros, y los elementos mecánicos en dicho sistema.

2.4 EVOLUCION DEL USO DE PROGRAMAS DE COMPUTADORA APLICADOS AL DISEÑO ESTRUCTURAL.

Con el paso del tiempo han surgido numerosos programas de computadora enfocados en el análisis y el diseño estructural, con el objetivo de facilitar el proceso que debe efectuarse para obtener la estructura más adecuada para una edificación. Cada programa presenta una metodología de análisis, como por ejemplo el análisis dinámico, o el PUSHOVER por lo que no todos los programas presentan iguales resultados siendo necesario realizar calibraciones si se desea comparar resultados de un programa con otro.

Diferentes tesis de la Universidad de El Salvador en la Facultad de Ingeniería y Arquitectura han utilizado programas de computadora para facilitar el proceso de análisis y diseño, como un pequeño resumen de los programas que hasta la fecha se han utilizado en el análisis y diseño de estructuras se pueden mencionar:

DRAIN 2DX (Versión 1.10, 1993, Prakash, Powell and Campbell)

Permite realizar un análisis dinámico paso a paso no lineal y así obtener el balance de ductilidad de las secciones de vigas y columnas. Dicho programa es un producto del CSI (Computers and Structural Inc.)

CONKER

Permite el diseño de estructuras. Es un post- procesador que permite tener acceso a las consideraciones de diseño sísmico según el ACI- 318-89.

PLAST

Un programa para ambiente DOS, el cual fue un proyecto de investigación conjunto entre la Universidad de La Serena, Chile y la Universidad de Essen, Alemania¹⁷, ente los años 1990-1992. El programa fue escrito en lenguaje Fortran 77 y funciona bajo ambiente DOS (Sistema Operativo de Disco). Este programa realiza un análisis de PUSH OVER para marcos planos de concreto reforzado.

VULSIS¹⁸

Es un programa resultado de mejorar el programa PLAST pues retoma los resultados generados por PLAST y determina la vulnerabilidad sísmica para edificios de concreto reforzado y acero.

PFRAME

Es un programa de análisis de marcos planos que puede efectuar análisis dentro del rango lineal, plástico y análisis de estabilidad. Para el análisis de colapso este encuentra automáticamente el factor de colapso.

ROBOT MILLENNIUN¹⁹

Programa de cálculo y diseño de estructuras capaz de solucionar problemas en dos y tres dimensiones, con cualquier material, fundamentalmente acero y concreto, y con una amplia variedad de análisis estáticos y dinámicos (modales, sísmicos, p-delta...). Fácil de

¹⁷ Durán M., Thierauf G., Portillo E. “Ductilidad de estructuras sometidas a terremotos”, proyecto de investigación conjunto: Universidad La Serena, Chile y Universidad Essen, Alemania, financiado por la fundación Volkswagen, Alemania, 1990-1992.

¹⁸ Jaime Hernández de Paz “Vulnerabilidad sísmica de estructuras de edificios de concreto reforzado y acero”, Universidad de El Salvador, septiembre de 1999.

¹⁹ <http://www.ingerciber.com>

manejar, permite una modelación sencilla de la estructura y genera automáticamente informes y planos sincronizados con el modelo, y exportables estos últimos en formato DXF.

En la actualidad una serie de programas de computadora han sido desarrollados, los cuales realizan complejos análisis dinámicos lineales y no lineales, ya sea mediante modelos planos o tridimensionales de la estructura, obteniendo resultados que pueden ser interpretados como indicadores de la vulnerabilidad de edificios.

En nuestro país puede que no se hayan desarrollado programas para computadora que realicen análisis de los tipos mencionados. Sin embargo, una serie de programas han sido desarrollados y perfeccionados en diferentes países, que realizan análisis de marcos planos y tridimensionales, con opciones avanzadas y complejas de análisis. Dentro de estas opciones tenemos: análisis paso a paso mediante registros de movimientos sísmicos (acelerogramas), análisis de colapso o PUSHOVER, el cual consiste en amplificar numéricamente las cargas sísmicas, hasta que se forme un número suficiente de rótulas plásticas en los elemento de vigas y columnas o un posible mecanismo de falla, para el cual la estructura se vuelve inestable y, por lo tanto, se dé el colapso del mismo.

Entre los programas más comunes, que realizan análisis de colapso, tenemos: DRAIN-2DX, SAP2000 y ETABS, desarrollados ambos en la Universidad de Berkeley.

Conociendo la trayectoria del CSI²⁰ y los programas que se han creado para el análisis y diseño de estructuras, el trabajo de graduación se enfocará en el uso del SAP2000 y el ETABS, por lo que a continuación se menciona una breve reseña de dichos programas.

²⁰ <http://www.csiberkeley.com>

El CSI (Computers and Structural Inc.), fue fundado en 1975 por su presidente Ashraf Habibullah pero el desarrollo de los programas de CSI atraviesa tres décadas, comenzando con la investigación del Dr. Edward L. Wilson en la universidad de California en Berkeley, quien escribió el primer programa automatizado de computadora para el análisis de elementos finitos en 1961. El primer programa revolucionario conocido como SAP fue lanzado en 1970 además el fue el diseñador original de los programas CAL, SAVIA y la serie de programas de computadora ETABS.

SAP se ha creado para el uso en las estructuras civiles tales como puentes, presas, estadios, estructuras industriales y edificios, es hasta ahora el programa más avanzado con que se cuenta para el análisis de estructuras en general, dicho programa se basa en el uso de elementos finitos, su evolución se inicia con SOLIDSAP, apareciendo después SAPIII y SAPIV luego se crea SAP 80 para microcomputadoras con avances en el análisis numérico, mecánica estructural y tecnología en computadoras, con posteriores avances se crea así SAP 90 que presenta nuevas tecnologías como la formulación de elementos , solución de formulas y después aparece SAP2000 que se usa para Windows. La versión más reciente de SAP es SAP2000 versión 9.

ETABS se ha desarrollado específicamente para las estructuras de edificios de múltiples entrespisos, tales como edificios de oficinas, apartamentos y hospitales, hasta el momento la versión más reciente es la 8.4.4. Dicho programa se basa al igual que SAP en el uso de elementos finitos. Uno de los problemas que comporta el análisis de resultados a través de su lectura en formato de datos numéricos que se le hace muy difícil entender fácilmente las dimensiones del problema, aparte de tener que interpretar naturalmente cada uno de los valores que se presentan. Debido a esto, cada vez más investigadores apuestan por un sistema basado en los resultados gráficos.

Tanto SAP como ETABS presentan esta ventaja lo que permite facilitar la tarea en el diseño estructural.

Para la modelación mediante el programa SAP se discretizan todos los elementos del esqueleto estructural y se consideran como elementos FRAME, para la conformación de los paneles de las paredes el programa provee de los elementos SHELL que resultan ser los más indicados para la modelación de los mismos, los resultados son mas acertados mientras relativamente más pequeños se los considere, este programa realiza un análisis mediante elementos finitos. De forma similar el programa ETABS analiza a los elementos estructurales, con la única diferencia de que considera a los paneles como elementos membrana (MEMB) y presenta resultados de acciones y/o reacciones en dichos elementos, que difieren con los resultados de niveles de esfuerzos que presenta el SAP para los elementos SHELL. Posteriormente a la determinación de la geometría global de la estructura se procede a la identificación de los elementos estructurales con sus correspondientes características geométricas de sus secciones y propiedades mecánicas de los diferentes tipos de materiales utilizados en el diseño y construcción de la obra.

CAPITULO III: “GUÍAS PROPUESTAS PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS UTILIZANDO MODELOS TRIDIMENSIONALES”

3.1 GUÍA PRÁCTICA GENERAL PARA EL MANEJO DE PROGRAMAS DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL.

Para comprender el uso de los programas de diseño y diseño estructural se ha planteado una metodología básica para la utilización de los mismos, la cual es explicada brevemente a continuación por medio de una secuencia de pasos lógicos.

1. Ejecución de un nuevo modelo o desarrollo de uno ya inicializado.

Paso que hace referencia a la creación de un archivo nuevo, o, al llamado de uno creado previamente. Dicho paso se ejecuta automáticamente en cualquier programa iniciando por la definición geométrica de la estructura a analizar, haciendo uso de líneas guías para el caso de un nuevo programa, o bien, con el seguimiento de un modelo ya existente.

2. Determinación de las unidades de trabajo.

Aunque dicho paso resulta sencillo de realizar y puede ser subestimado, merece una gran atención, puesto que el definir inicialmente el sistema de unidades con las que se ejecutará el programa, permitirá que al momento de ingresar datos y obtener resultados, estos sean consistentes con las unidades seleccionadas.

3. Definición de materiales y secciones transversales.

La ejecución de este paso traza las bases necesarias para lograr los resultados deseados al momento de obtener una respuesta del programa, mediante dicho paso se guardan las opciones para definir tanto el material con el que se analizará la

estructura del edificio deseado, así como también la definición de las secciones transversales de los elementos que conformarán el modelo a desarrollar.

4. Definir los casos básicos y combinaciones de carga.

Dentro de este paso, se definen los tipos de cargas básicas a las que se someterá la estructura definida y las diferentes combinaciones de carga que el usuario quiera evaluar según las metodologías de diseño a emplear. Algunos programas ya tienen incorporados combinaciones de casos de carga conforme a códigos o reglamentos internacionales para el diseño y diseño de estructuras.

5. Dibujo, modelado y presentación de los elementos que conformarán el modelo a desarrollar.

Es la etapa que encierra la presentación del modelo que se desea analizar, mediante este paso se dibujan tanto las columnas, paredes, losas, vigas y otros elementos que tienen desempeño estructural en el modelo a ejecutar.

6. Selección y asignación de propiedades a los elementos que conformarán la estructura.

A través de dicho paso se procede a la selección de los elementos dibujados para poder asignar el tipo de sección transversal que les corresponde de acuerdo a la función que desempeñarán en el modelo del edificio a analizar. Es importante mencionar que mediante la asignación se determinan los tipos de comportamiento que debe presentar un determinado elemento que conforma parte de la estructura, así como el tipo de reacciones que deberán presentar los soportes, el comportamiento de los diafragmas que conforman los diferentes niveles y el comportamiento de los diafragmas verticales o paredes de la estructura existentes.

7. Asignación del tipo de carga para un elemento predeterminado.

Una vez se haya seleccionado un elemento previamente dibujado y asignado su sección transversal correspondiente, se le puede asignar diversos tipos de carga, bien sean estas cargas puntuales, cargas distribuidas, cargas trapezoidales, momentos y presiones.

8. Asignación del tipo de comportamiento que presentará la estructura a desarrollar.

Mediante este paso se asigna a un determinado elemento el tipo de comportamiento que se desea realice ante la acción de una determinada carga; como un comportamiento rígido para las losas, un empotramiento en los apoyos y delimitar los límites en los ejes y otras consideraciones necesarias, para obtener resultados deseables.

9. Ajuste de las opciones de diseño y corrido para el diseño del programa

Es la etapa que una vez realizada permitirá obtener de ella la información correspondiente al diseño del modelo de la estructura deseada; mediante esta etapa se determina si el diseño corresponderá a un modelo en el espacio o en el plano; En este paso se establece el tipo de diseño que se desee aplicar al modelo del edificio, según las características de la estructura misma. Dicho diseño puede ser estático o dinámico, se puede considerar efectos P-Delta, etc. Como punto importante es necesario destacar que para proceder a la corrida del programa se debe guardar el modelo realizado

10. Despliegue de la información proporcionada.

La información que el programa ha calculado se obtiene mediante este paso, se presenta la información del diseño ya sea mediante tablas, gráficos y/o valores de momentos, esfuerzos y fuerzas de los miembros componentes.

11. *Diseño del edificio modelado.*

Es el paso al que corresponde el diseño del edificio que se ha analizado. Inicialmente, incluye las opciones de diseño para concreto, acero y una combinación de ambos.

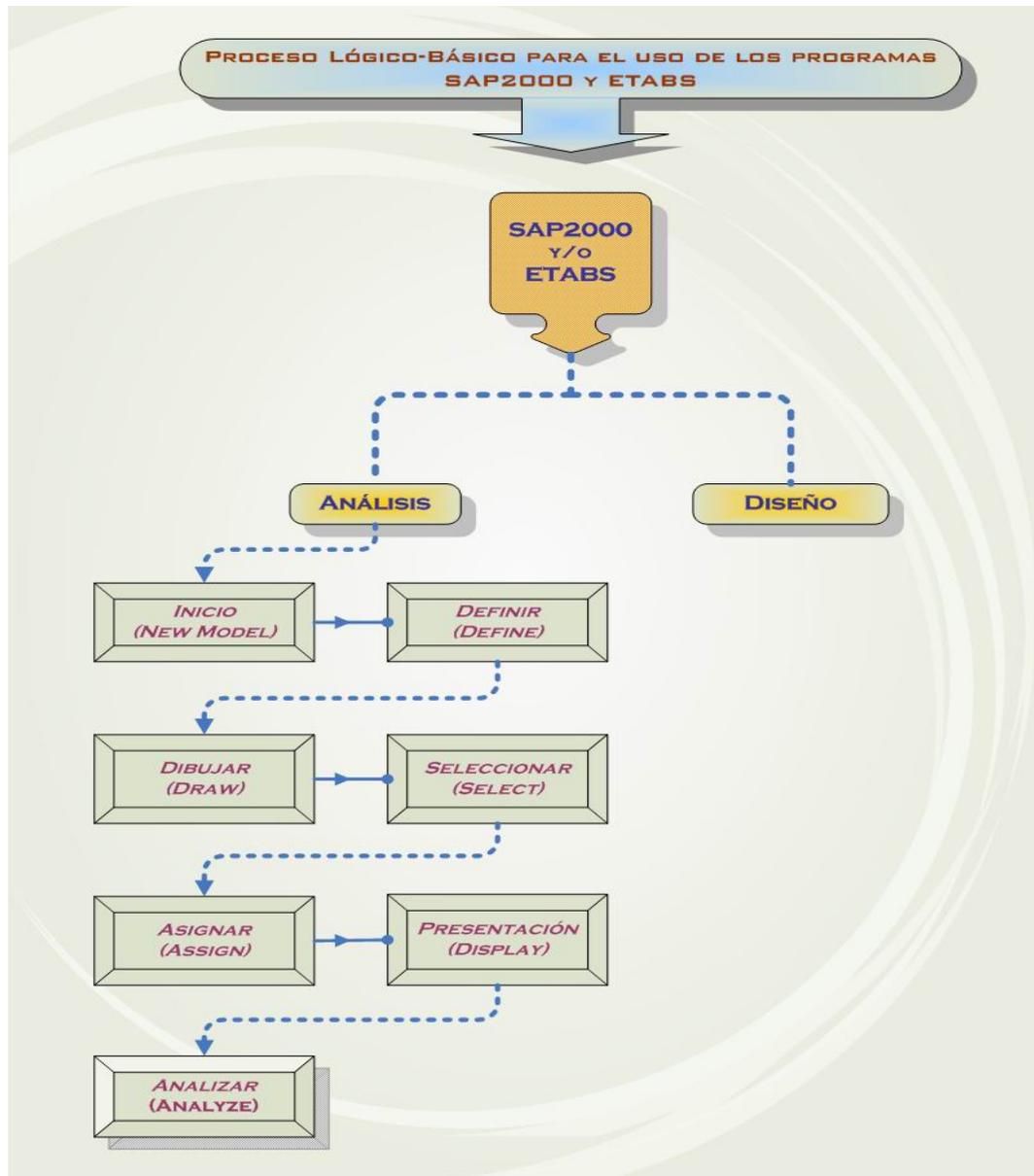


Figura 3.1. Proceso Lógico – Básico para el uso de los Programas SAP2000 y Etabs.

3.2 GUÍA PARA EL DISEÑO Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS UTILIZANDO EL PROGRAMA DE COMPUTADORA ETABS.

El desarrollo de la presente guía para el programa ETABS se realizará mediante la exposición práctica de los pasos básicos necesarios para elaborar el modelo de un edificio, se hará uso de muchos datos supuestos con el único fin de explicar la función de los comandos y pasos a seguir, luego se procederá a hacer un resumen de los pasos realizados con el objetivo de lograr establecer los puntos más relevantes que son necesarios realizar al momento de generar el modelo de un edificio en un programa de computadora.

En la figura 3.2 se observa el formato que presenta el programa ETABS en la pantalla de la computadora cuando se inicia el programa. En esta figura se remarcan las diferentes barras de herramientas, opciones de pantalla e iconos de acceso directo que muestra el programa.

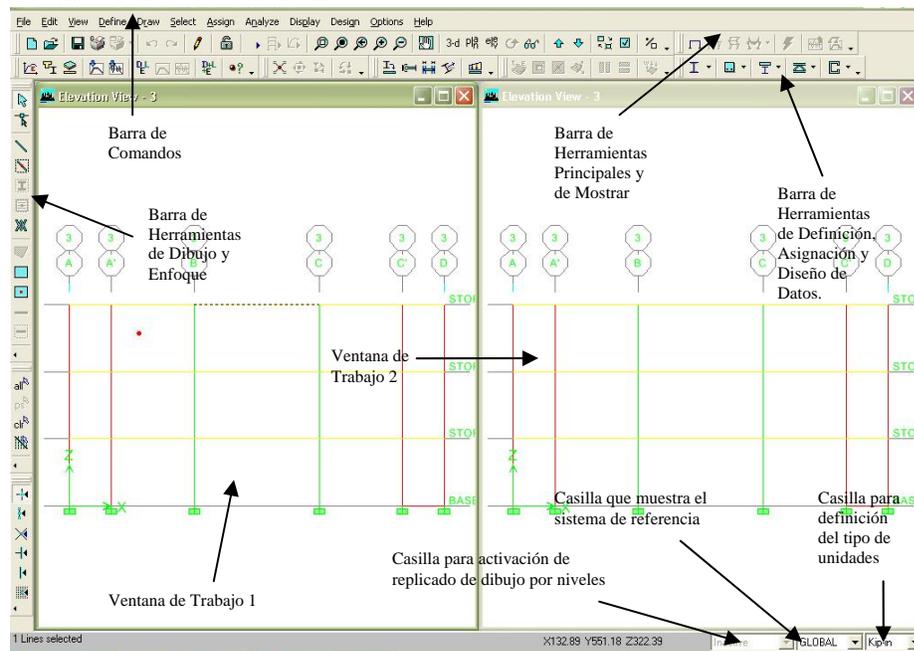


Figura 3.2. Pantalla de inicio de un modelo correspondiente a Etabs.

○ *Creación de un modelo nuevo*

Procedemos a explicar el uso del programa de forma practica con la creación de un modelo nuevo, utilizando el comando “*File*” de la barra de menús, seleccionando la opción “*New Model*” o simplemente seleccionando el icono de acceso directo  de la barra de herramientas principales y de mostrar; al momento de crear un nuevo modelo el programa cierra el modelo en el que se estaba trabajando y todas las opciones que se le habían activado y despliega una ventana tal y como se muestra en la figura 3.3.

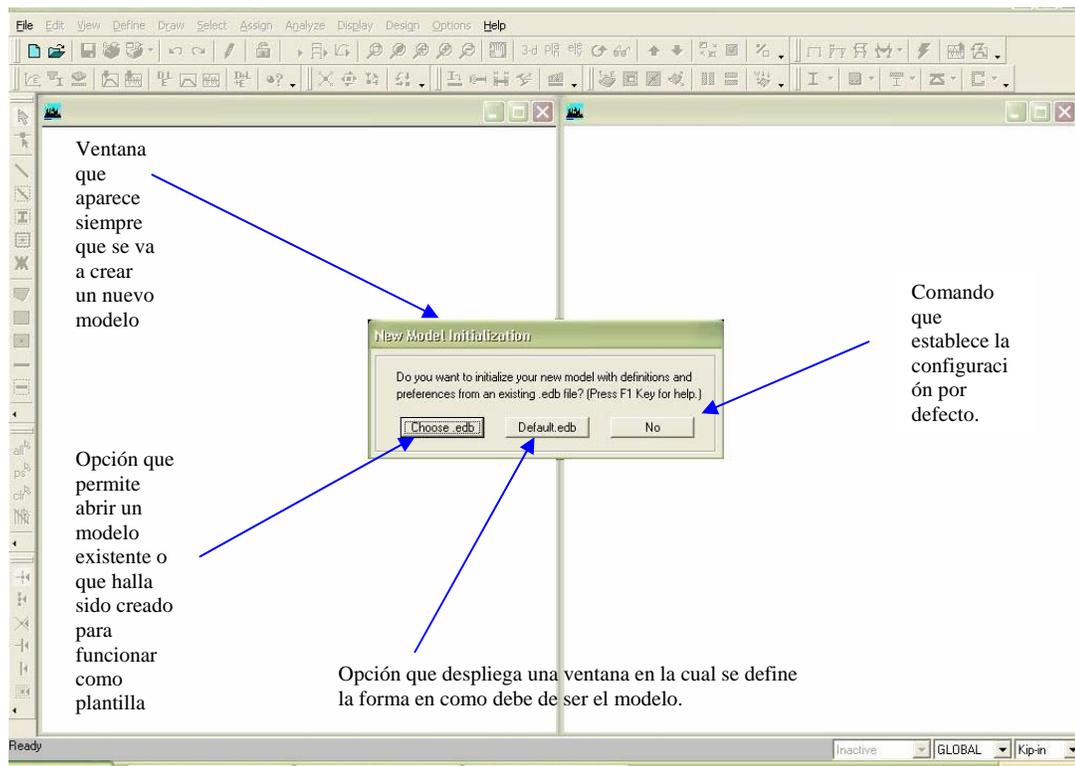


Figura 3.3. Opciones para crear un modelo nuevo.

En esta ventana son apreciables tres opciones de comandos, “*Choose .EDB*”, “*Default .EDB*” y “*NO*”, mismas que se encuentran brevemente explicadas en la figura 3.3, para crear el nuevo modelo se pulsa el botón con la opción “*Default .EDB*” desplegando una ventana como la que se muestra en la figura 3.4, en donde se

introducen los datos para definir los valores que deberá presentar la malla de líneas guías para el modelado del edificio.

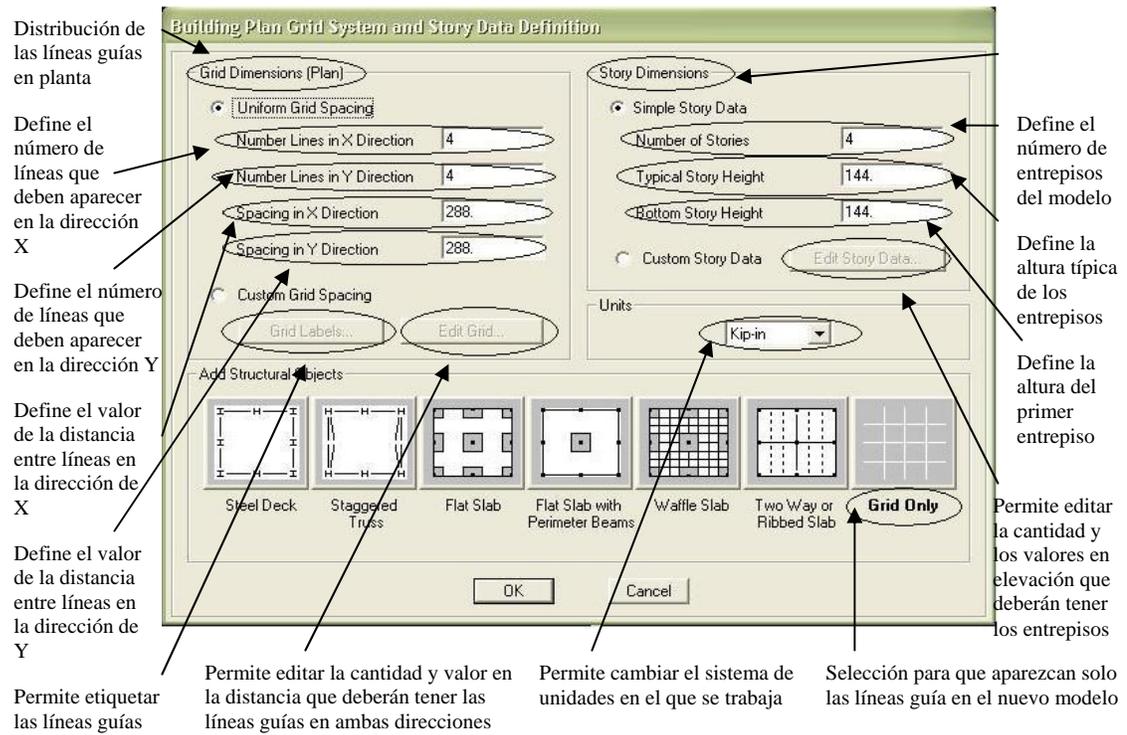


Figura 3.4. Opciones para definir la malla de líneas guías.

El programa ETABS posee dos tipos de ejes de coordenadas para referencias, uno global y otro local, el primero corresponde al eje X, eje Y y eje Z, donde el eje X esta orientado en la posición horizontal apuntando hacia la derecha, el eje Y esta orientado a 90 grados del eje X en el plano, apuntado hacia el fondo de la pantalla, por último el eje Z se encuentra orientado en la vertical apuntando hacia arriba; el segundo proporciona los ejes de coordenada dependiendo de la posición y tipo de elemento que se este analizando en ese momento, se relacionan a su vez a los ejes de coordenadas globales, los ejes locales quedan definidos como eje 1, eje 2 y eje 3.

Para el caso de los elementos que forman vigas el eje 1 esta contenido en la longitud del elemento, el eje 2 esta contenido en la dirección del peralte de la viga, y el eje 3

corresponde a la dirección de la base; para las columnas los ejes locales quedan definidos para el eje 1 paralelo a la altura del elemento, el eje 2 en la dirección coincidente con el eje global X y el eje 3 coincidente con el eje global Y; para las losas los ejes locales 1 y 2 quedan contenidos en el plano de la losa dejando al eje 1 coincidir con el eje global X y el eje 3 coincidiendo con el eje global Z; en el caso de las paredes existen dos tipos de ejes locales uno para las pilas y otro para las vigas o dinteles, quedando definidos para las pilas como eje 2 contenido en el eje horizontal apuntando hacia la derecha, el eje 3 contenido en el eje vertical hacia arriba, y el eje 1 apunta siempre hacia afuera de la pantalla, en dirección al usuario; en el caso de vigas o dinteles se comporta igual que los de una viga. Es importante recordar que tanto los ejes de coordenadas para referencias globales y locales siempre cumplen con la ley de la mano derecha.

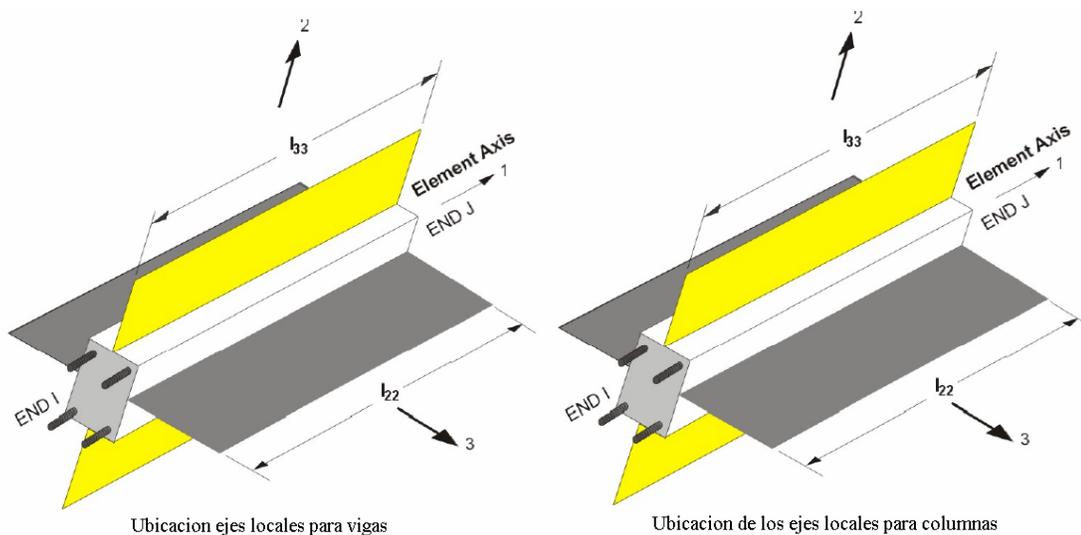
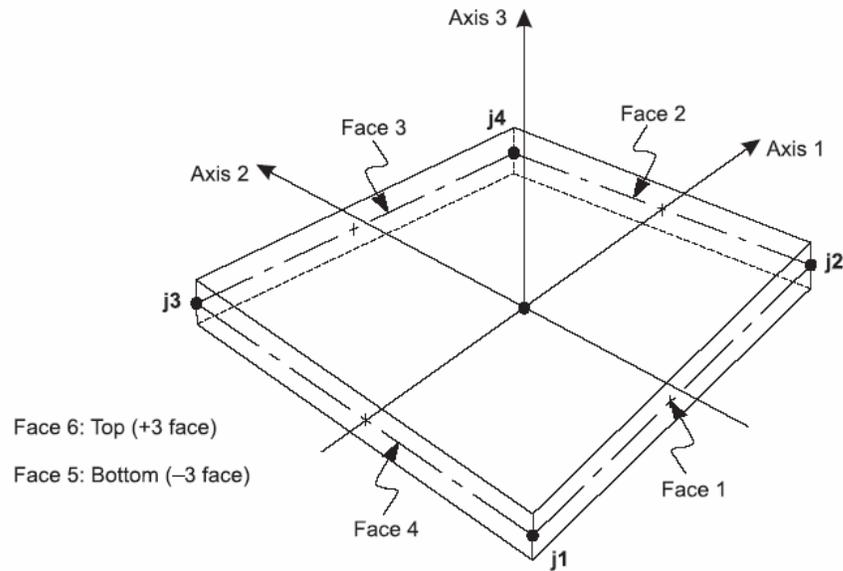


Fig.3.4.a Representación de los ejes principales en un elemento tipo viga



Elemento reticular cuadrilátero de cuatro nudos

Fig.3.4.b Representación de los ejes principales en un elemento tipo losa

Para el desarrollo del ejemplo, se supondrá que se tiene un edificio que posee 3 claros en la dirección “X” y 2 en la dirección “Y” con una distancia entre claros de 6.0 y 8.0 m respectivamente, además de presentar 3 entrepisos con una altura entre ellos de 3.5 m, estos datos se introducen en las casillas que se presentaron en la figura 3.4, estableciendo primeramente las unidades de trabajo en Ton/m en la casilla para la definición del tipo de unidades y poder ingresar los datos de distancias en metros; una vez introducidos todos los datos el cuadro se presentará como se muestra en la figura 3.5.

En el caso de que el edificio a modelar presentara claros de diferentes dimensiones y entrepisos con diferentes niveles se puede hacer uso de los botones que presentan las opciones “*Edit Grid*” y “*Edit Story Grid*”, cuya ubicación se muestra en la figura 3.6; en las figuras 3.7 y 3.8 de manera respectiva, aparecen las ventanas correspondientes al uso de estos comandos para realizar las modificaciones según como se encuentre la planta arquitectónica del edificio a diseñar.

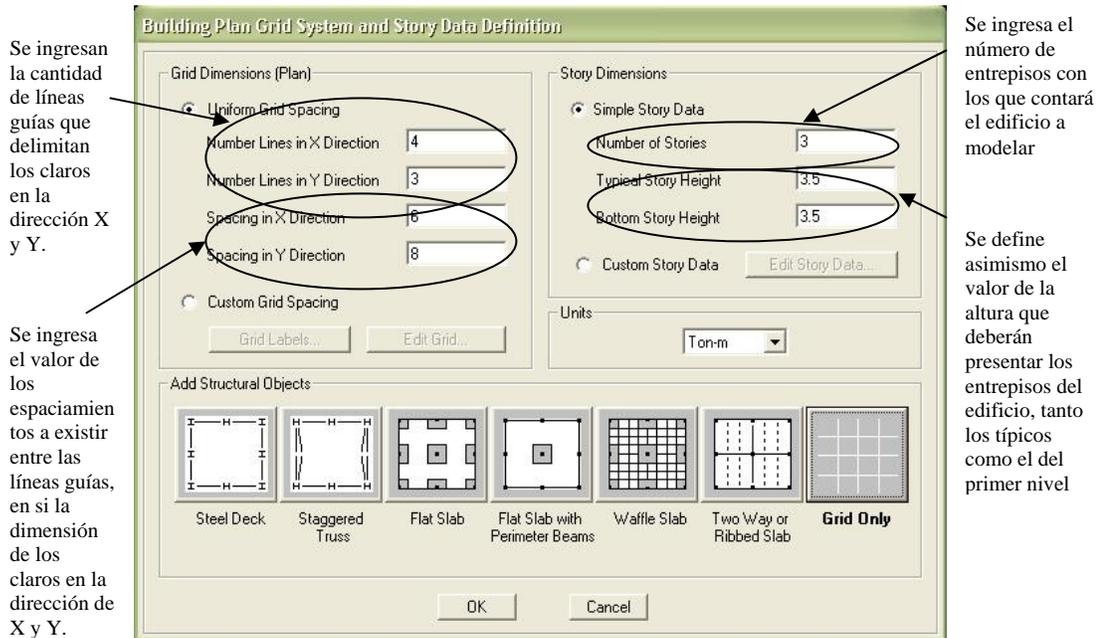


Figura 3.5. Datos de entrada para líneas guías.

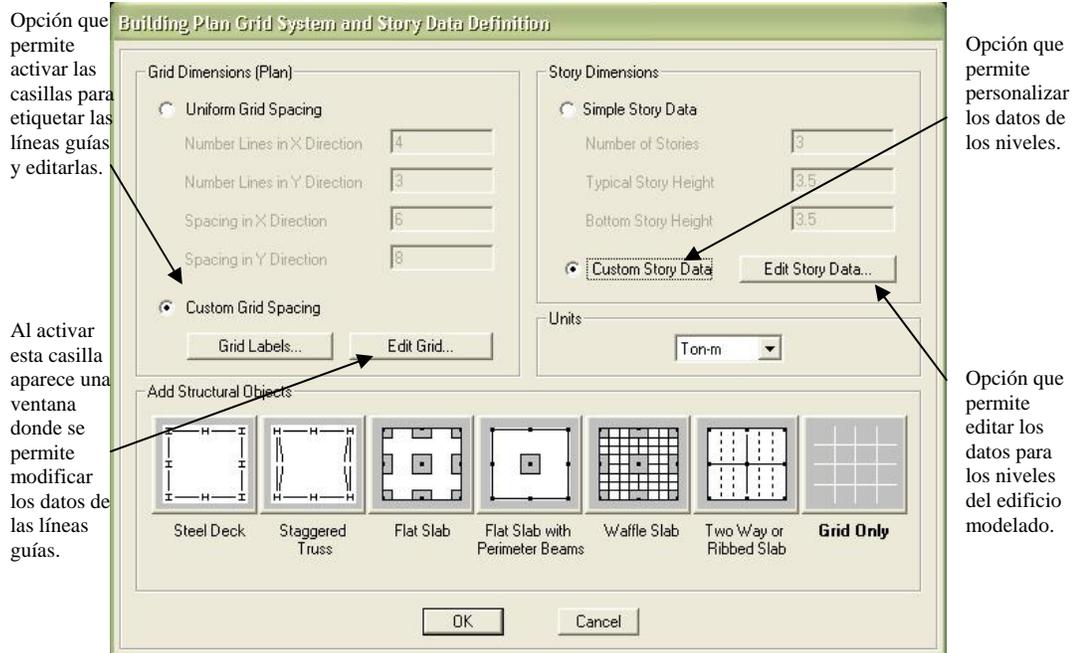


Figura 3.6. Comandos “Edit Grid” y “Edit Story Grid”.

Una vez llenos todos los datos procedemos a generar el modelo haciendo un clic en el botón “OK” y obtendremos un resultado como el de la figura 3.9.

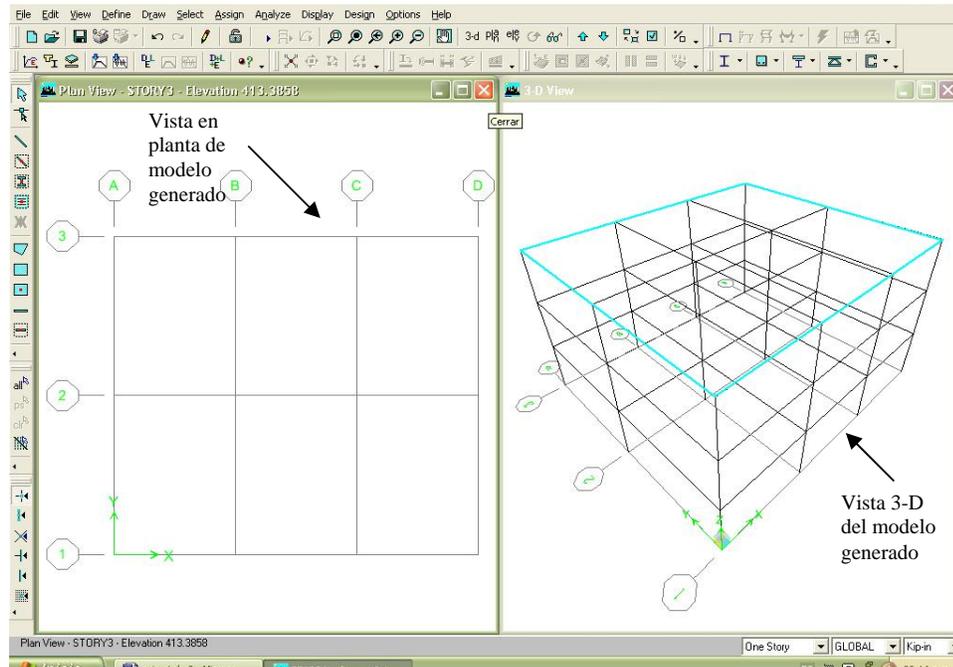


Figura 3.9. Resultado de la creación de la malla de líneas guías.

- *Definición de materiales*

Una vez definidas las líneas guías que delimitan el modelo a generar, procedemos con la definición de los tipos de material con el que se trabajará, es necesario realizar una pequeña verificación sobre el tipo de unidades con el que se está trabajando y que aparecen en la esquina inferior derecha de la pantalla del programa.

Para conocer acerca de la ubicación y opciones de este comando, ver las figuras 3.10 y 3.11.

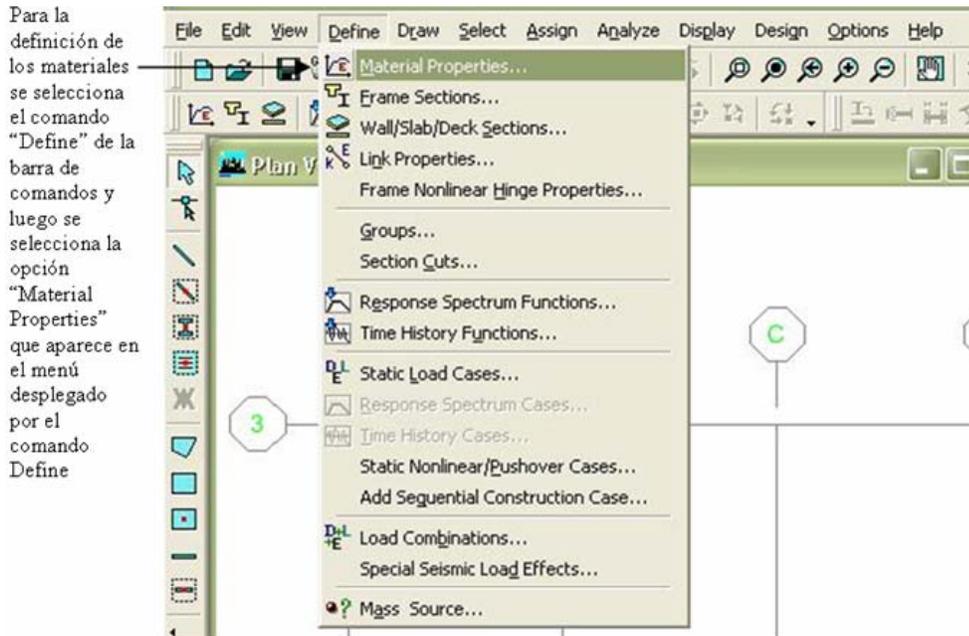


Figura 3.10. Ubicación del comando para definir los materiales.

Se creará un material el cual llamaremos "CONC210", el cual será del tipo concreto con resistencia 210 Kg./cm^2 a la resistencia y con acero de refuerzo a la flexión y cortante con una resistencia de $2,800 \text{ Kg./cm}^2$, para esto se llenará la figura 3.12 con los datos definidos anteriormente.

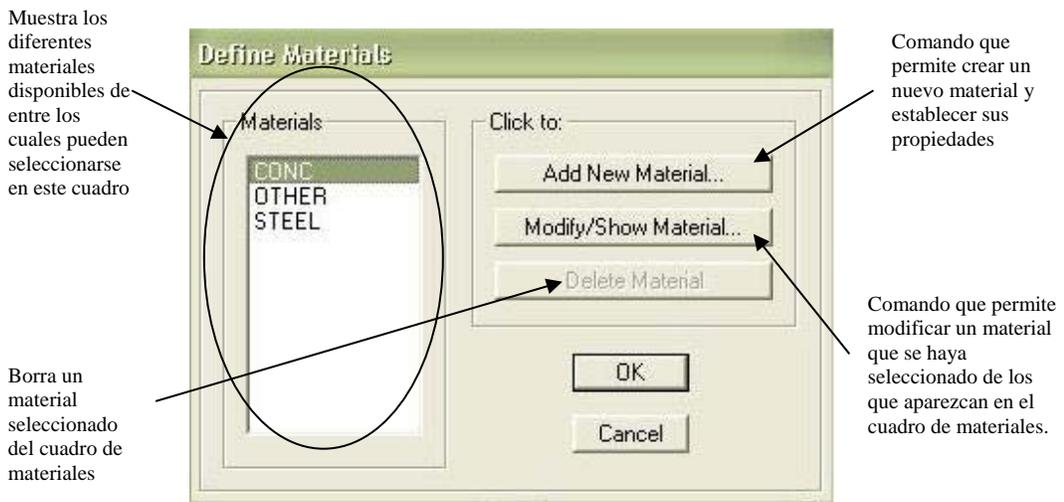


Figura 3.11. Opciones dentro del comando para definir los materiales.

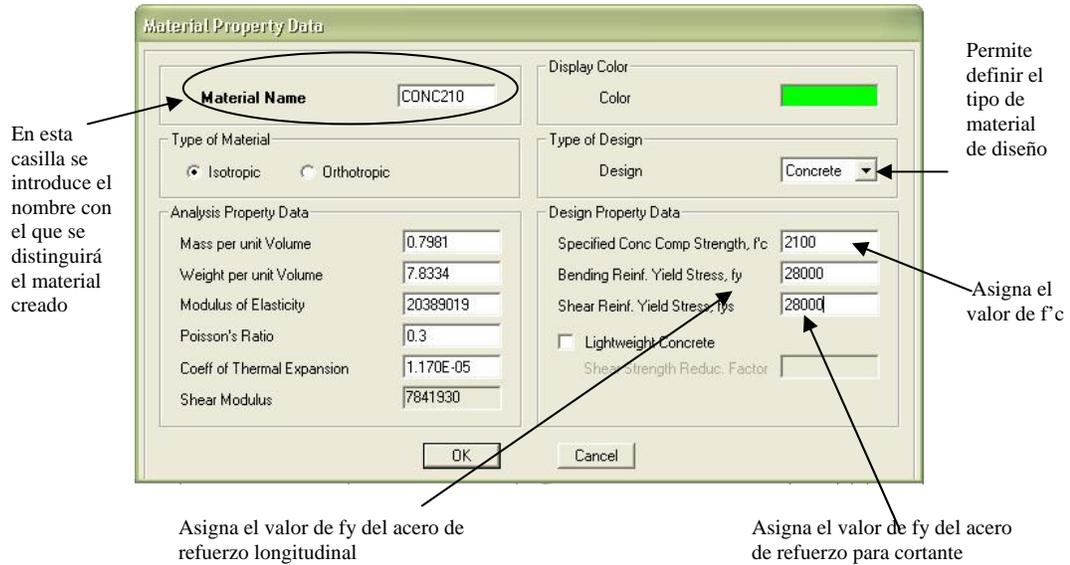


Figura 3.12. Definición de propiedades de material para ejemplificación.

Debe tenerse especial cuidado en los datos de propiedades de diseño pues deben introducirse los valores correctos para el concreto de acuerdo a las unidades que se hayan establecido previamente. Una vez creado el nuevo material aparecerá en el cuadro de dialogo como aparece en la figura 3.13.



Figura 3.13. Cuadro de dialogo para definir los materiales.

○ *Definición de secciones*

Después de creado los materiales con los que se trabajará se procede a definir los tipos de secciones con las que se crearán las vigas, columnas, paredes y losas del edificio a modelar (ver figura 3.14).

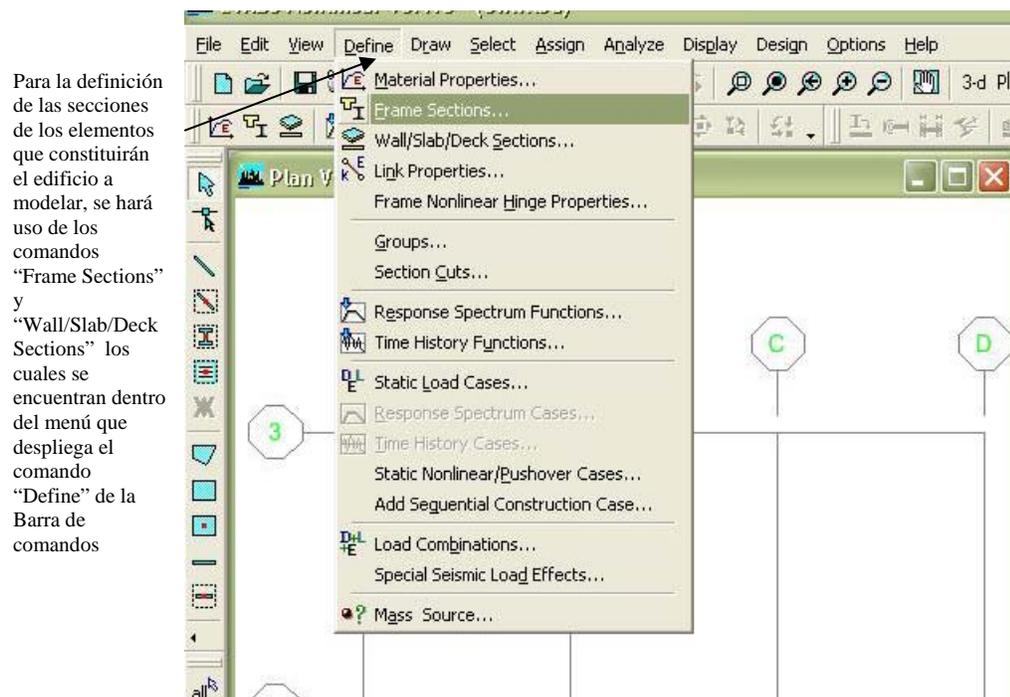


Figura 3.14. Ubicación de los comandos “Frame Sections” y “Wall / Slab / Deck Sections”.

Los elementos de este edificio presentarán las siguientes dimensiones:

Las columnas serán de 50x50 cm.

Las vigas primarias serán de 30x60 cm.

Las vigas secundarias serán de 25x50 cm.

Las losas tendrán un espesor de 12 cm.

Las paredes de cortante tendrán un espesor de 20 cm. y un largo de 1.00 m

Se procederá a crear los elementos que forman el marco mediante el comando

“Define/Frame Sections” o por medio del icono de acceso directo , desplegando una

ventana como la que se muestra en la figura 3.15; antes de activar este comando es necesario hacer una revisión del tipo de unidades en el que se está trabajando con el fin de introducir valores correspondientes a las unidades que aparecen en la esquina inferior derecha de la ventana del programa.

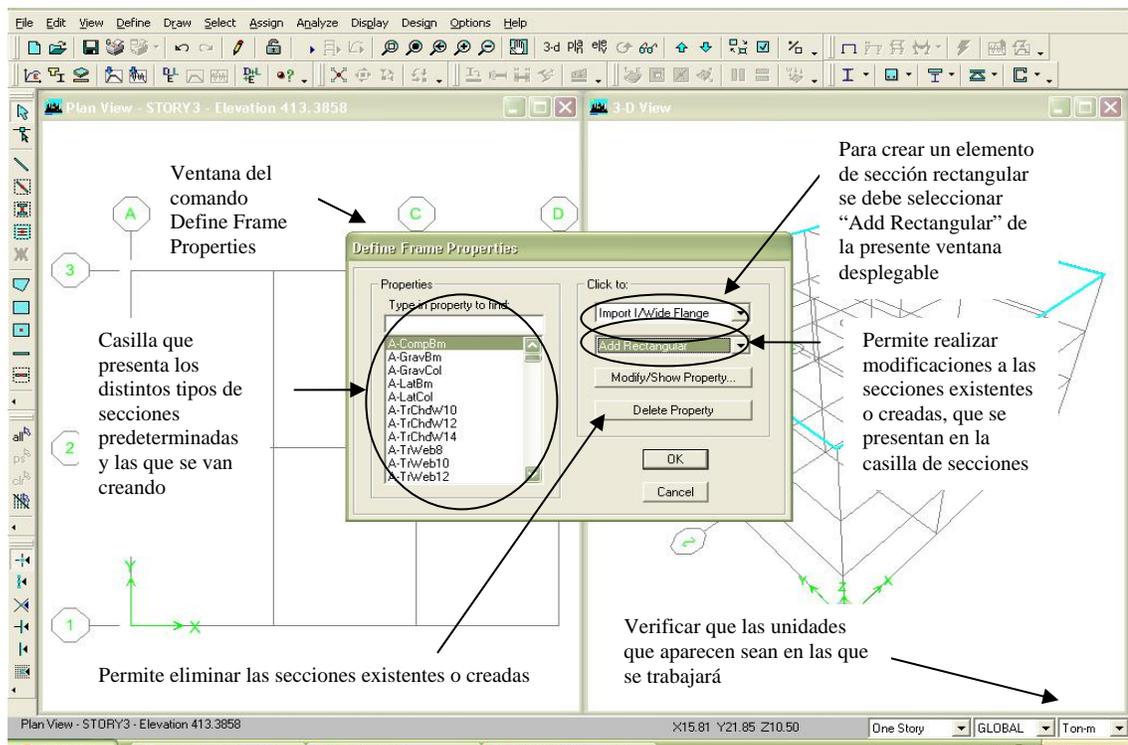


Figura 3.15. Ventana del comando “*Define Frame Properties*”.

El comando “*Add Rectangular*” (comando que se activa al pulsarlo con el puntero del ratón) permite definir la sección de la columna o viga que se desea crear, la ventana de dialogo que muestra este comando aparece en la figura 3.16 y 3.17.

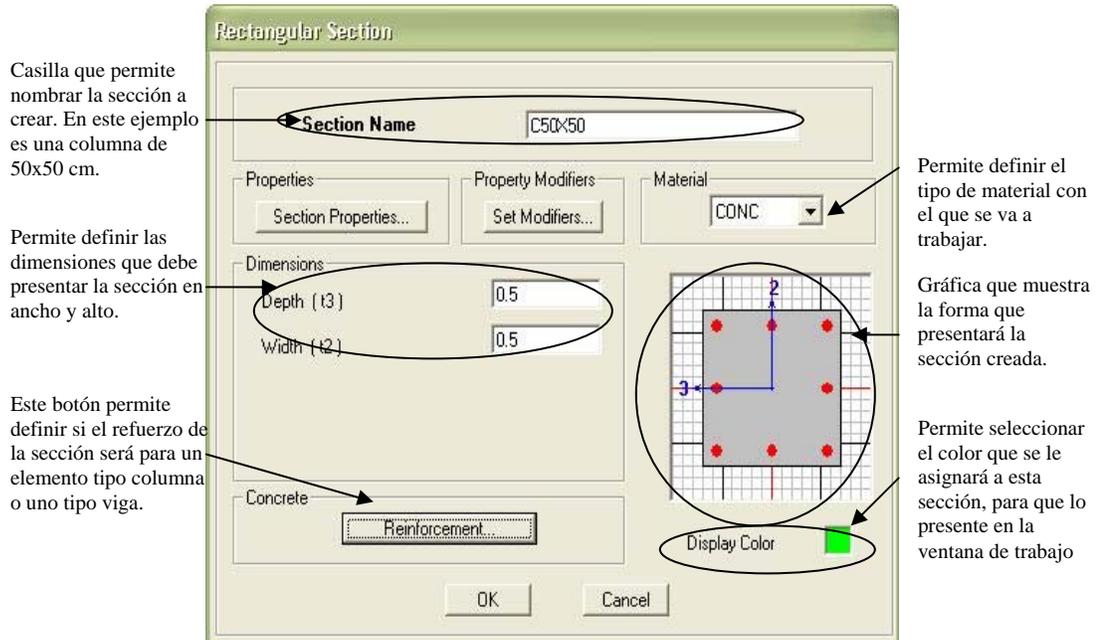


Figura 3.16. Ventana de dialogo del comando “Add Rectangular”.

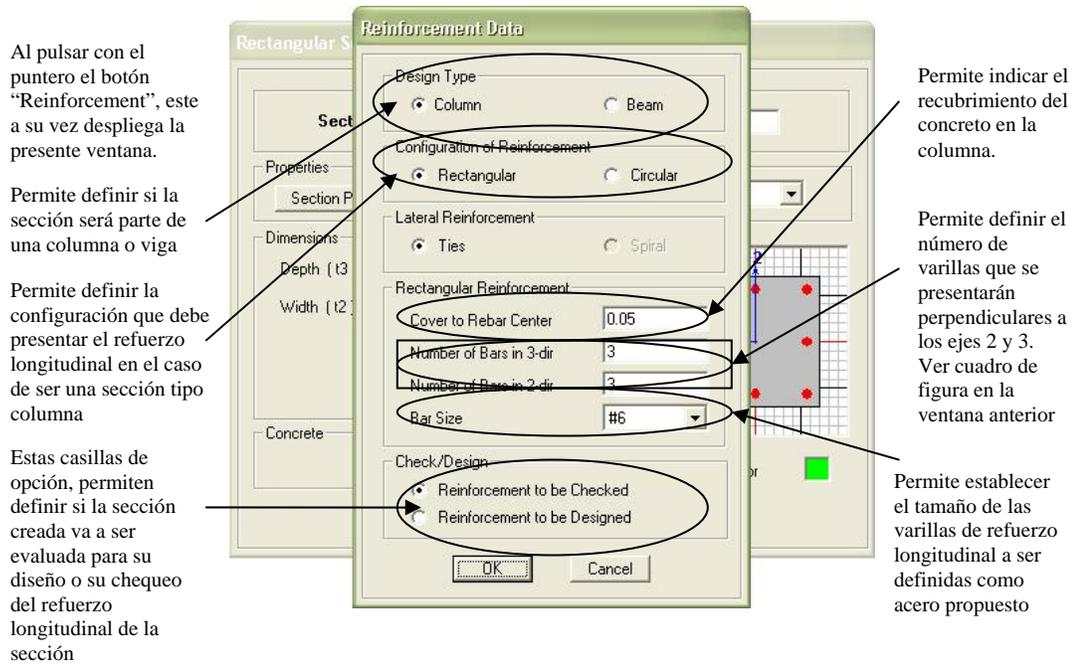


Figura 3.17. Opciones del comando “Reinforcement”.

Los pasos anteriores se repetirán para la creación de cada una de las secciones de vigas y columnas que constituirán al edificio, se propone que para nombrar las secciones estas vayan acompañadas de la inicial del elemento, seguidas por las dimensiones de ancho y de alto, con el fin de facilitar tanto su reconocimiento al momento de asignarlas como para identificarlas en las tablas de salidas de datos.

Una vez definidas todas las secciones que formarán los elementos de los marcos y vigas secundarias, se procede a definir las losas y paredes que conforman nuestro modelo, usando el comando “*Define/Wall/Slab/Deck Sections*” o por medio del icono de acceso

directo , desplegando una ventana como la que se presenta en la figura 3.18.

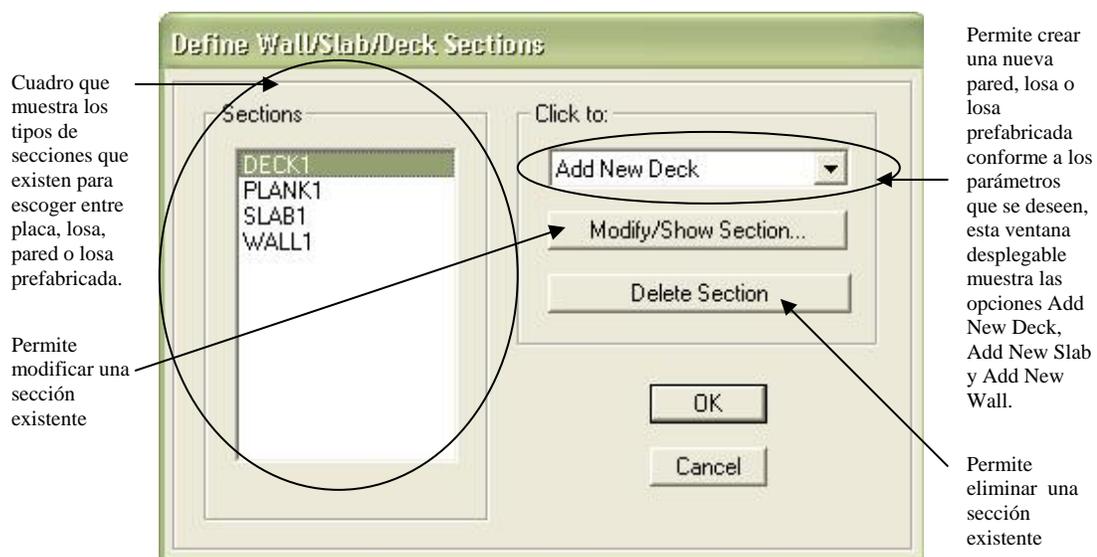


Figura 3.18. Comando “*Define Wall / Slab / Deck Sections*”.

Para crear una losa es necesario seleccionar de la ventana desplegable que aparece en la figura 3.18, la opción “*Add New Slab*” pulsando con el puntero sobre este comando se despliega la ventana que se muestra en la figura 3.19, de forma similar se procederá a definir las paredes de cortante de nuestro modelo, con la única diferencia que se escogerá la opción “*Add New Wall*”.

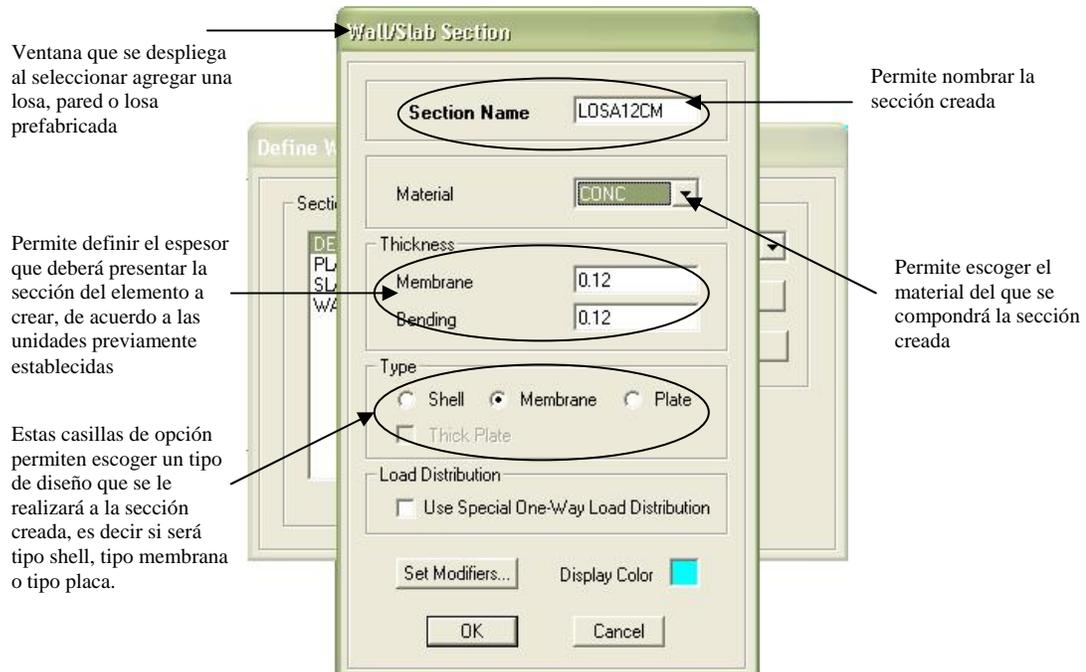


Figura 3.19. Opciones para adicionar losa y/o pared

En la figura 3.19 se puede observar que el nombre que se le coloca a la sección de losa refleja en cierta medida el espesor de la misma, además es recomendable cuando se define la sección de una losa densa, se utilice el diseño de la sección como tipo membrana, en el caso de paredes de cortante es recomendable hacer uso del tipo de diseño como “Shell” o “Cascajón”.

- *Casos de carga estática*

Posterior a la definición de todas las secciones de los elementos que conformarán el edificio en modelación, se procede a definir los casos de carga estática por medio del comando “*Define / Static Load Cases*” o haciendo uso del icono de acceso directo .

Una vez seleccionado el comando “*Static Load Cases*” el cual muestra una ventana como la que se presenta en las figuras 3.20, 3.21, 3.22 y 3.23, se procede a introducir los tipos de cargas con los que se va a trabajar. Para el programa ETABS se han

desarrollado dos procedimientos para definir los casos de carga estática, el primero por medios manuales, es decir sin necesidad de definir un código de diseño se obtienen resultados de diseño de un sismo y el segundo método consiste en utilizar un código de diseño que en este caso será el UBC'94 por ser el más similar a la NTDS. Si se utiliza el procedimiento manual se definen los siguientes casos: la Carga Muerta (*DEAD*), la carga viva (*LIVE*) y ocho casos de carga por sismo para cuatro puntos que simbolizan la ubicación del centro de rigidez con las excentricidades de diseño ya agregadas es decir *QAX, QAY, QBX, QBY, QCX, QCY, QDX, QDY*.

El uso del segundo procedimiento se debe desarrollar de la siguiente manera; primero se deben tener definidos los valores de los casos de carga estática que actuarán sobre el modelo como por ejemplo la carga muerta (*DEAD*), la carga viva (*LIVE*), la carga viva para techo (*LIVE TECHO*), para poder establecer una diferencia entre la carga del último nivel con los niveles inferiores, y la carga sísmica (*EARTHQUAKE*), para esto será necesario la creación de las mismas.

En el caso de tener que crear las cargas muerta y viva, este programa las presenta creadas de forma predeterminada; para la carga sísmica, primero se define el nombre de la misma, luego se selecciona el tipo de carga al que pertenece, en este caso particular será *QUAKE*, posteriormente se determinará si esta carga deberá incluir el peso propio de los elementos del edificio* en el diseño de la carga sísmica y por último, se elige si se realizará el diseño sísmico de forma automática (haciendo uso de un código o un reglamento de diseño sísmico preestablecido en el programa) ó si se hará de forma manual, realizando el cálculo de las rigideces para realizar la distribución del cortante basal total correspondiente tanto a entresijos como a los ejes que forman el edificio, y proceder a la consecuente asignación de cargas de forma manual una por una, según ejes y entresijos.

* El número cero indica que no se considera el peso propio del elemento para el tipo de carga, el número uno indica que se considera el peso propio del elemento

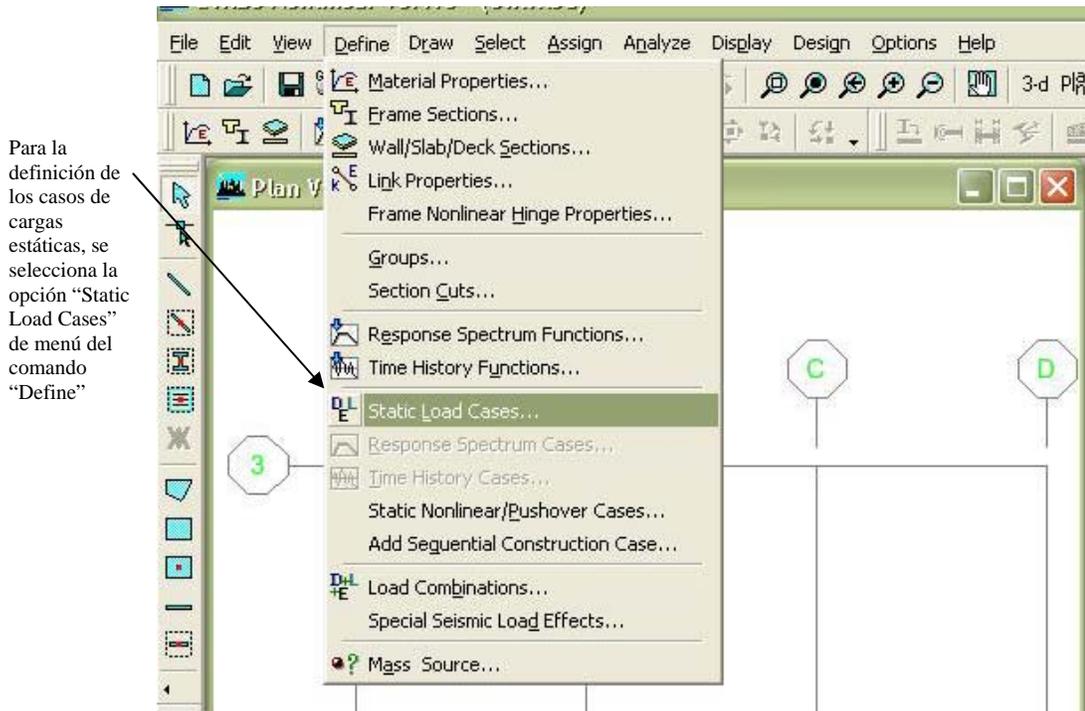


Figura 3.20. Ubicación del comando "Static Load Case"

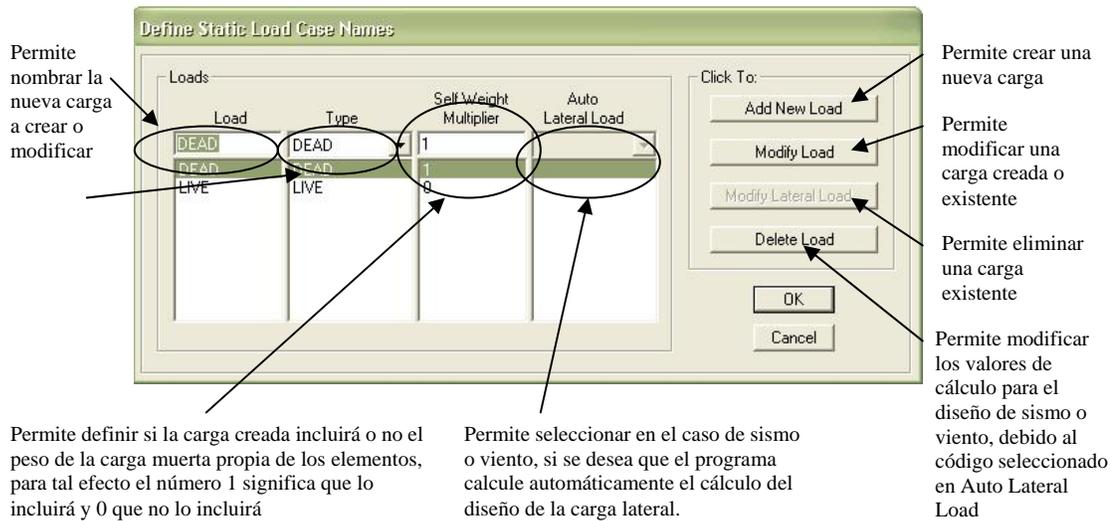
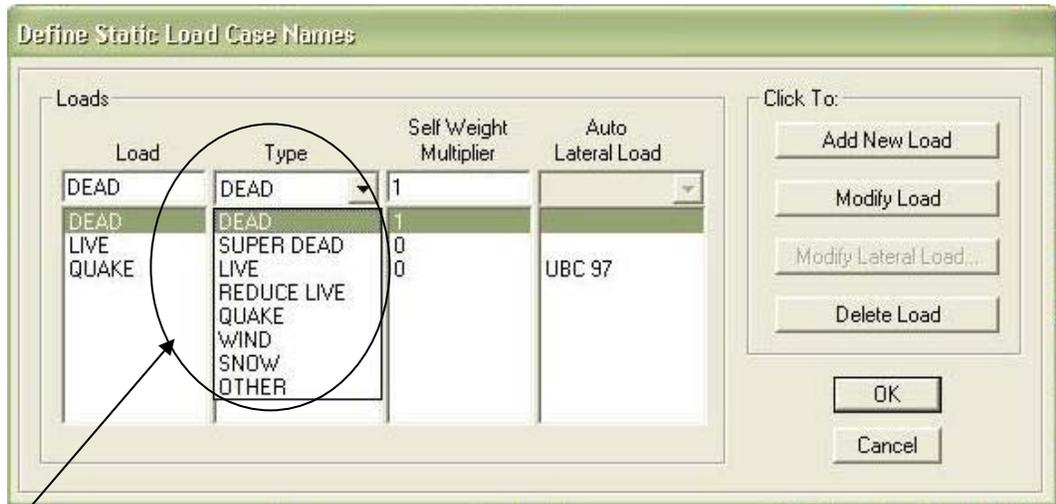
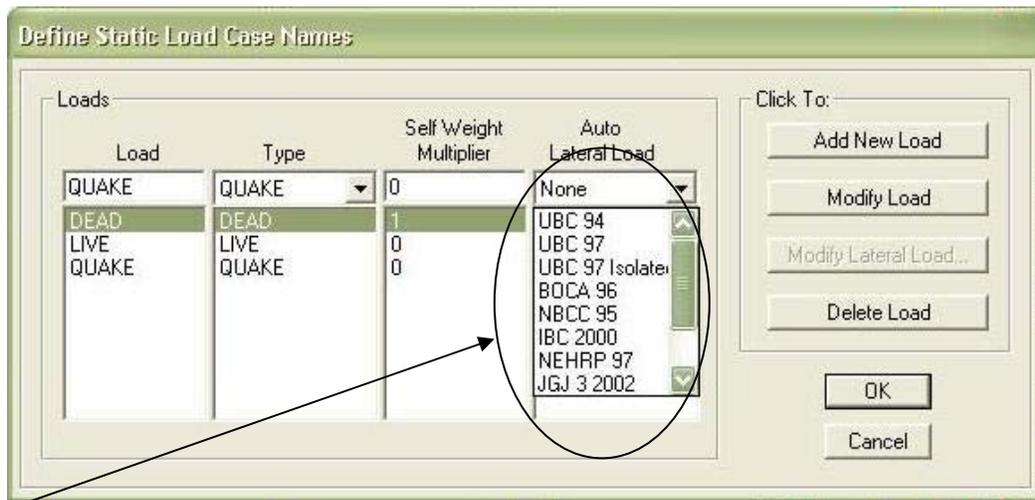


Figura 3.21. Definición de cargas básicas.



Se muestran todos los tipos de cargas que existen entre las cuales se puede escoger para definir el comportamiento de la carga a crear o modificar con la que se cargará al edificio

Figura 3.22. Selección del tipo de carga.

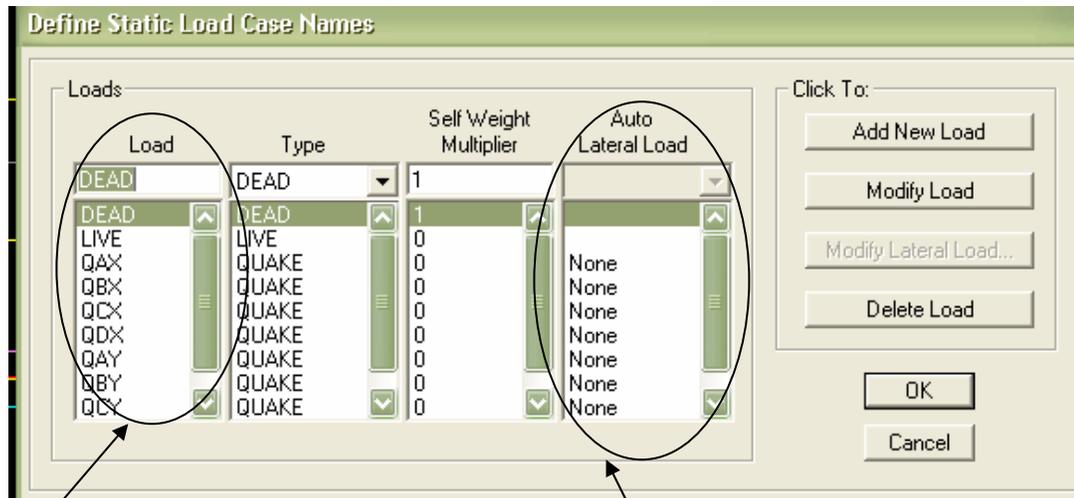


Se muestran todos los códigos y reglamentos incluidos en este programa para el consecuente diseño automático de las cargas sísmicas o de viento.

Figura 3.23. Listado de reglamentos destinados al diseño sísmico.

El procedimiento general es el siguiente: primero debe nombrarse la carga que se introducirá, luego debe determinarse el tipo de carga (live, dead, quake), posteriormente proponer para dicha carga si se considerará o no el peso propio del edificio, luego se decide si se utilizará un código o si solo se desea incluir la carga para desarrollar un proceso manual (asignar para este caso la opción “None”); hecho esto se procede a dar

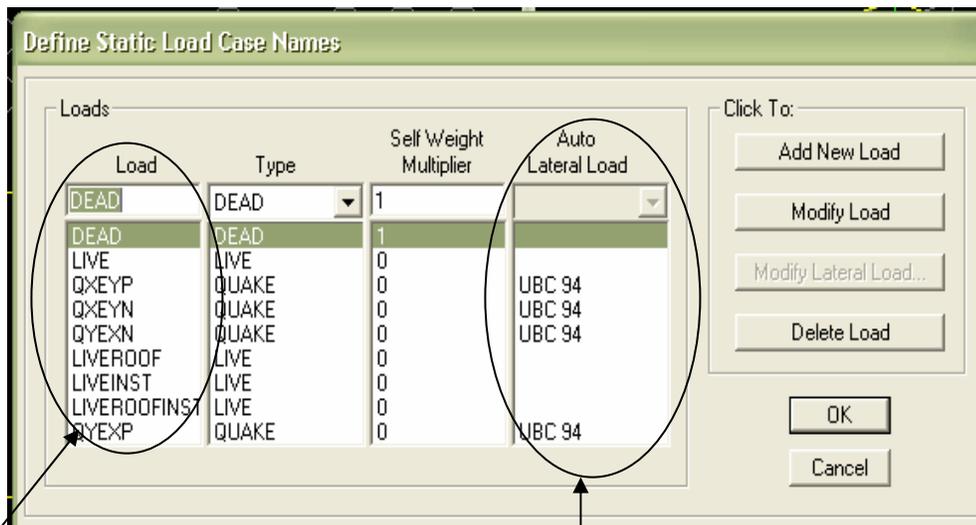
clic en la casilla “Add New Load” para que la carga introducida sea almacenada en la base de datos del programa; así sucesivamente se procede con las demás cargas que se considerarán para el diseño.



Si la opción tomada fue la del método manual deben introducirse ocho casos de carga por sismo

Debe seleccionarse la opción None en caso de emplear el método manual

Figura 3.23a. Listado de casos de carga destinados al diseño sísmico por el proceso manual.



Casos de carga que se asignan al elegir el proceso utilizando un código

Introducir el código del UBC'94

Figura 3.23b. Listado de casos de carga destinados al diseño sísmico por el proceso automático.

Como nota importante debe reconocerse que el sismo actúa tanto en dirección X como en dirección Y según lo establece la NTDS-94. Para que el diseño que se realice utilizando un código sea aplicable a la normativa de nuestro país debe ajustarse el UBC'94 a los parámetros que se tienen en la norma técnica.

Para lograr que el UBC'94 proporcione los mismos resultados que proporciona la NTDS, se realiza el siguiente procedimiento:

En la opción de *Define Static Load Case* existe la opción *Modify Lateral Load* que ha sido indicada en la figura anterior, seleccionando cualquiera de las dos opciones de carga sísmica sea X o Y, se activa dicha casilla y al seleccionarla aparece una ventana donde se muestran los factores que, según el código que se escoja (en este caso el UBC '94), ha utilizado para calcular la fuerza sísmica, la cual se muestra en la figura 3.24; si se recuerda brevemente de la ecuación para calcular el cortante basal en la NTDS y señalando la ecuación que utiliza el UBC '94 como se aprecia a continuación se puede concluir lo siguiente:

$$V = W \left[\frac{AIC_o}{R} \left(\frac{T_o}{T} \right)^{2/3} \right] \text{ Ec. 4.2 de NTDS Para cálculo del cortante basal}$$

$$V = W \left[\frac{ZIC}{R_w} \right] \text{ Ec. del UBC '94 para el cálculo del cortante basal.}$$

$$C = \frac{1.25S}{T^{2/3}} \text{ Ec. Para determinar el valor de C.}$$

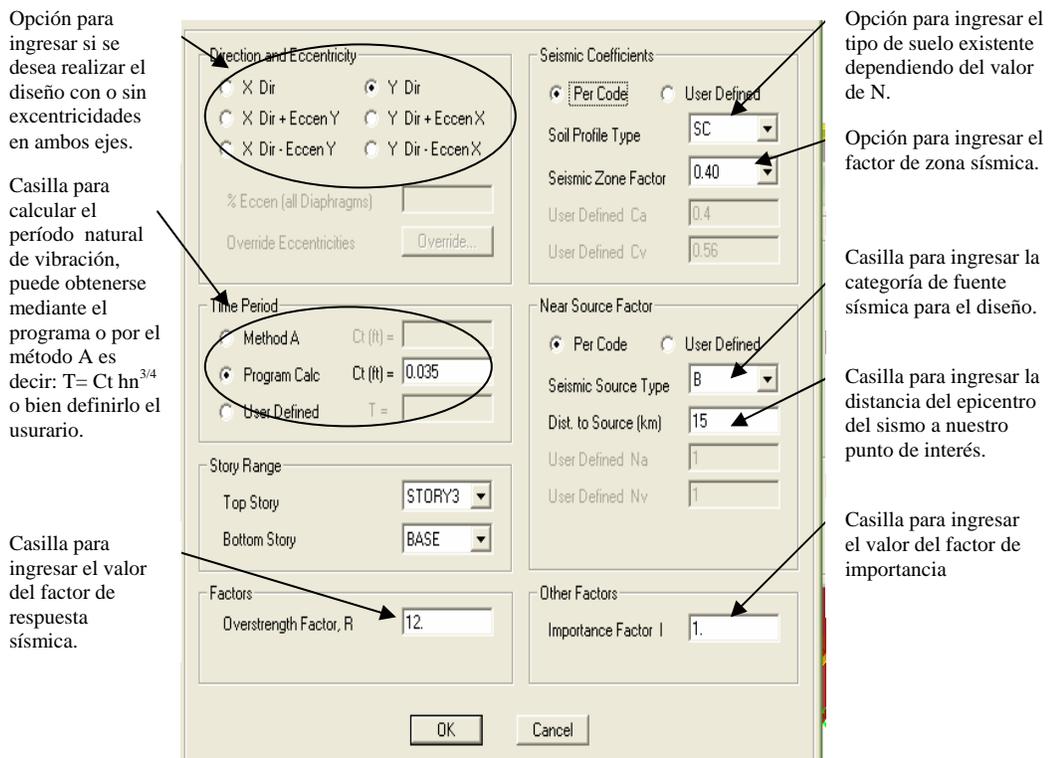


Figura 3.24. Parámetros para el cálculo del coeficiente sísmico.

Como se puede observar W es decir el peso total de la estructura es el mismo en ambos casos, son los valores de R , T , C e I los que merecen ser analizados para obtener iguales resultados con ambas formulas.

Para el cálculo del valor de T en ambos casos la expresión para obtener dicho valor es la misma bien sea por el método 1 ($T = C_t h_n^{3/4}$) ó por el método 2 (formula de Rayleigh).

Según la NTDS el valor de “A” se obtiene de observar el mapa de zonificación sísmica de El Salvador, que en este caso en particular considerando que nos encontramos en el área metropolitana de San Salvador es de 0.4. Para el caso del UBC ‘94 con una zona de alto riesgo sísmico, es decir zona 4, el factor de zona sísmica es de 0.4 por lo que en ambos casos coinciden dichos valores.

Según la NTDS los valores de C_o y T_o para un tipo de suelo considerado, en esta caso tipo S3 son de $C_o = 3.0$ y $T_o = 0.6$ (según la tabla 2 de la NTDS). Para el caso del UBC '94 el valor para el coeficiente de sitio será $S = 1.0$

Para el caso del factor de respuesta sísmica R , según la NTDS el valor de R en este caso para un sistema dual, por poseer el modelo presentado por paredes de cortante de concreto reforzado junto con marcos de concreto reforzado con detallado especial es de $R = 12$. Según el UBC '94, para un sistema dual el valor de R con las mismas condiciones mencionadas anteriormente debe ser de $R = 12$.

Puesto que tanto para el procedimiento de la NTDS y el procedimiento del UBC 94 el valor del cortante basal debe ser igual se obtiene la siguiente expresión:

$$\frac{ZI1.25S}{R_w T^{2/3}} = \frac{AIC_o T_o^{2/3}}{RT^{2/3}}$$

El valor que se debe asignar al UBC'94 para el factor de importancia será de:

$$I_{\text{UBC}} = 1.7073 I_{\text{NTDS}}$$

El valor de I (factor de importancia sísmica); según la NTDS, para un edificio que se utilizará para oficinas con una altura mayor de 10 metros, y suponiendo que este edificio no tendrá una función especial se le asignará un valor de 1.0. Según el UBC '94 para edificios de ocupación especial dentro de la categoría de fuente sísmica tipo "A" el factor de importancia sísmica es de 1.7073.

Al examinar los casos de carga por sismo que se han incluido se determina que para cada caso debe introducirse un tipo de excentricidad, tal es el caso que para un sismo en dirección X existirán las excentricidades en Y tanto positiva como negativa, de igual

manera se procederá para los casos de sismo en la dirección Y que poseerá una excentricidad tanto en X positiva como negativa.

Se presenta en la figura 3.25 los factores ya ingresados en las casillas respectivas, es importante mencionar que con este método se evita realizar el procedimiento de agregar de forma manual las cargas laterales al modelo a analizar; se incluirán combinaciones de carga para poder establecer un parámetro de comparación y decidir que valores se aproximan más a los que se obtienen al seguir la NTDS que es nuestro principal objeto de estudio.

1994 UBC Seismic Loading

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir

X Dir + Eccen Y Y Dir + Eccen X

X Dir - Eccen Y Y Dir - Eccen X

% Eccen (all Diaphragms) 0.05

Override Eccentricities

Time Period

Method A Ct (ft) = 0.0582

Program Calc Ct (ft) =

User Defined T =

Story Range

Top Story STORY3

Bottom Story BASE

Factors

Numerical Coefficient, R_w 12.

Seismic Coefficients

Seismic Zone Factor, Z

Per Code 0.40

User Defined

Site Coefficient, S 1

Importance Factor, I 1.7073

Figura 3.25. Parámetros para la calibración del coeficiente sísmico.

○ *Combinaciones de carga.*

Una vez cargado el edificio se procede a determinar las combinaciones de carga para poder realizar el diseño de la estructura basándose en lo que establece la Norma Técnica de Diseño por Sismo.

Para el diseño sísmico es necesario evaluar las cargas introducida en los marcos mediante las siguientes combinaciones de carga que se obtienen del ACI:

$$U1 = 1.4 D$$

$$U2 = 1.4 D + 1.7 L$$

$$U3 = 0.75 (1.4 D + 1.7 L) \pm 1.405 E$$

$$U4 = 0.9 D \pm 1.43 E$$

En este caso particular, para que el programa elabore la evaluación sísmica de forma similar al diseño manual se aplicaran cuatro tipos de sismos, a los que llamaremos sismo A, sismo B, sismo C y Sismo D, en el caso de ETABS no es necesario ubicar el centro de masa pues el programa lo localiza automáticamente y además prueba las combinaciones respectivas siguiendo los parámetros que establece el UBC '94 al considerar la excentricidad. Para este diseño las combinaciones de carga para cada uno de los casos quedan conformadas como se detallan a continuación:

$$U1 = 1.4 D$$

$$U2 = 1.4 D + 1.7 L$$

$$UA3 = 0.75 (1.4 D + 1.7 L) + 1.405 (EA_x + 0.30EA_y)$$

$$UA4 = 0.75 (1.4 D + 1.7 L) + 1.405 (EA_x - 0.30EA_y)$$

$$UA5 = 0.75 (1.4 D + 1.7 L) - 1.405 (EA_x + 0.30EA_y)$$

$$UA6 = 0.75 (1.4 D + 1.7 L) - 1.405 (EA_x - 0.30EA_y)$$

$$\begin{aligned}
 \text{UA7} &= 0.9 D + 1.43 (E_{Ax} + 0.30E_{Ay}) \\
 \text{UA8} &= 0.9 D + 1.43 (E_{Ax} - 0.30E_{Ay}) \\
 \text{UA9} &= 0.9 D - 1.43 (E_{Ax} + 0.30E_{Ay}) \\
 \text{UA10} &= 0.9 D - 1.43 (E_{Ax} - 0.30E_{Ay}) \\
 \text{UA11} &= 0.75 (1.4 D + 1.7 L) + 1.405 (E_{Ay} + 0.30E_{Ax}) \\
 \text{UA12} &= 0.75 (1.4 D + 1.7 L) + 1.405 (E_{Ay} - 0.30E_{Ax}) \\
 \text{UA13} &= 0.75 (1.4 D + 1.7 L) - 1.405 (E_{Ay} + 0.30E_{Ax}) \\
 \text{UA14} &= 0.75 (1.4 D + 1.7 L) - 1.405 (E_{Ay} - 0.30E_{Ax}) \\
 \text{UA15} &= 0.9 D + 1.43 (E_{Ay} + 0.30E_{Ax}) \\
 \text{UA16} &= 0.9 D + 1.43 (E_{Ay} - 0.30E_{Ax}) \\
 \text{UA17} &= 0.9 D - 1.43 (E_{Ay} + 0.30E_{Ax}) \\
 \text{UA18} &= 0.9 D - 1.43 (E_{Ay} - 0.30E_{Ax})
 \end{aligned}$$

El planteamiento de las combinaciones de cargas se formulará de igual forma para los otros sismos, llegando a un total de 66 combinaciones de carga para todo el edificio. Incluyendo además 4 combinaciones con envolventes para cada tipo de sismo en el caso particular sismo en A, B, C y D. más una combinación con una envolvente de las envolventes a la que se denomina envolvente total o TOTAL ENVE que será la utilizada para la comparación de los diseño que se han realizado con el modelo.

Dichas combinaciones se ingresan al edificio a modelar mediante el comando *Define / Load Combination*, tal como se muestra en la figura 3.26.

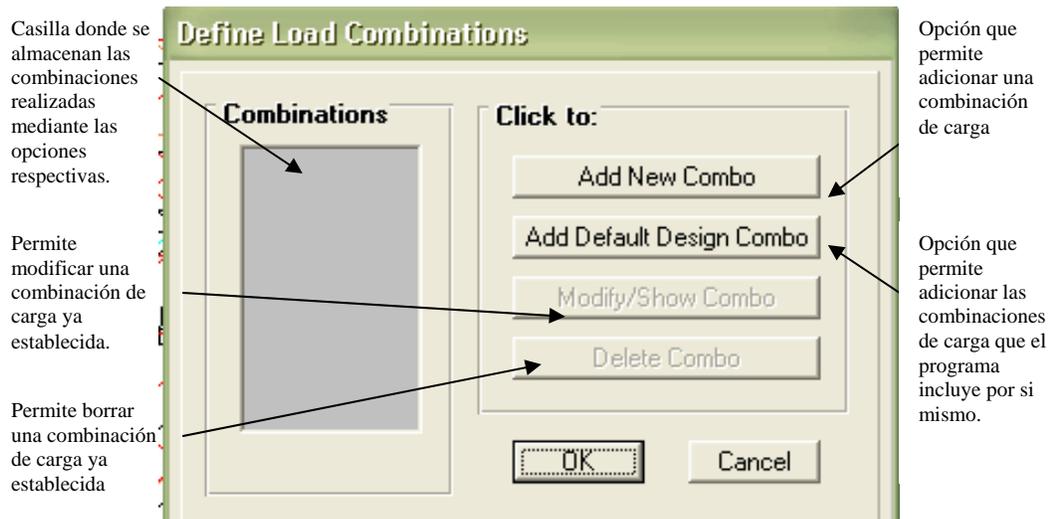


Figura 3.26. Comando “*Define Load Combinations*”.

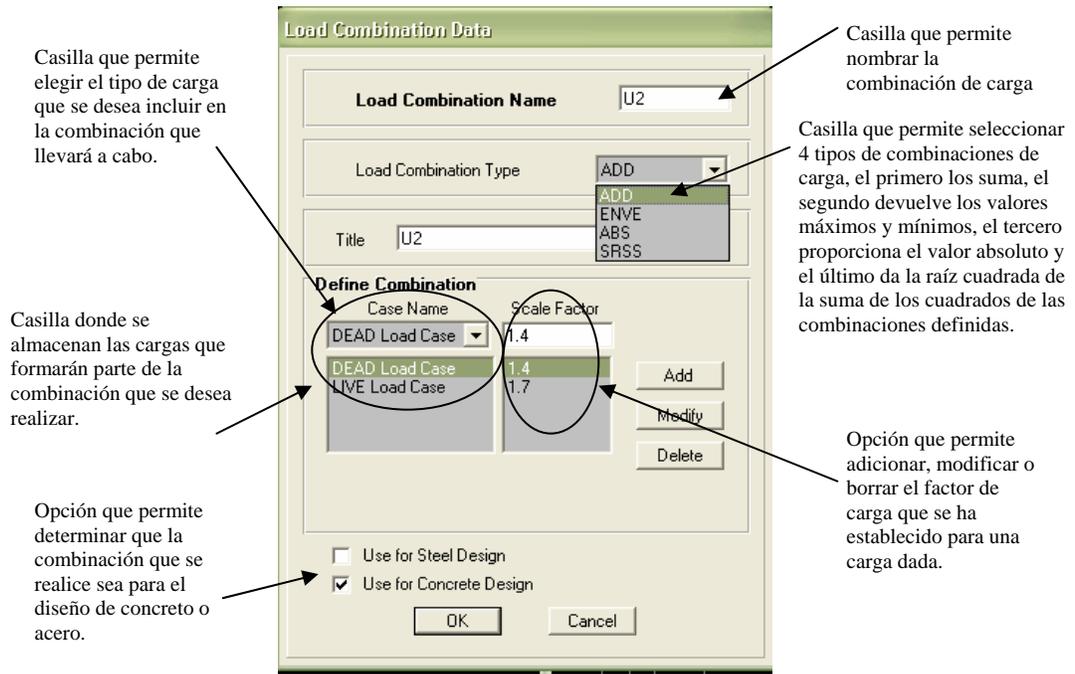


Figura 3.27. Opciones dentro del comando "Load Combinations".

Al ingresar una nueva combinación de carga se presenta la figura 3.27. Se muestra en la figura 3.28 el listado de todas las combinaciones, que en total son 71 ecuaciones.

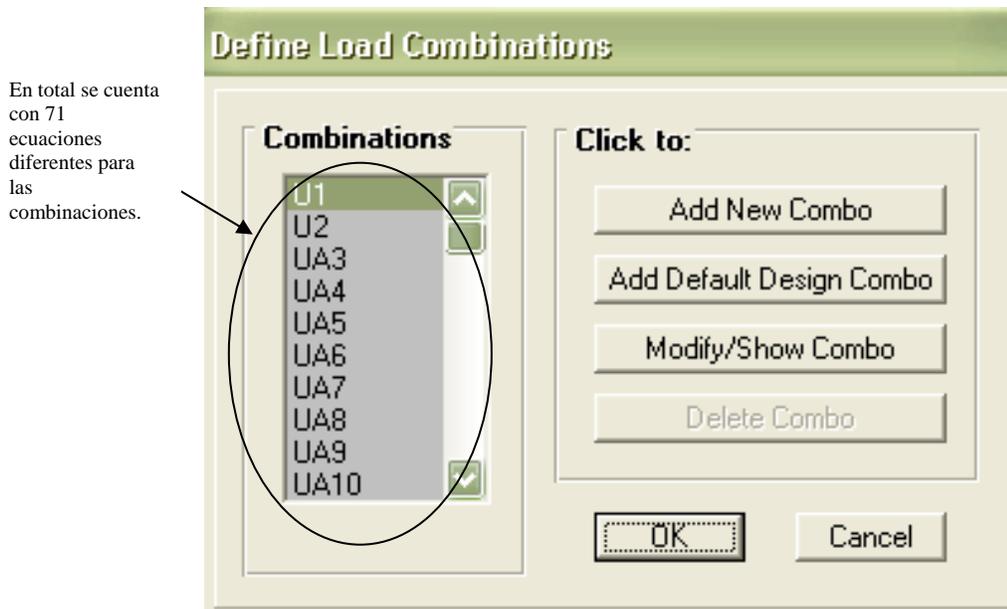


Figura 3.28. Listado de combinaciones de carga disponibles para ejemplificación.

Es importante mencionar que se deben establecer 71 combinaciones dentro de las cuales una solo incluye la carga muerta la siguiente que combina la carga muerta y viva y sesenta y cuatro que se obtienen de realizar las combinaciones por sismo; para cada punto sea A, B, C o D se obtienen dieciséis combinaciones y de estas dieciséis se obtiene una combinación que relaciona las dieciséis combinaciones de cada punto respectivo utilizando la opción *ENVE* por lo que obtenemos cuatro combinaciones con la opción *ENVE* para cada punto de diseño y además se realiza una última combinación de estas cuatro combinaciones; resultando por lo tanto un total de setenta y un combinaciones.

Para el caso de utilizar el UBC 94 se deben de agregar nuevamente setenta y un combinaciones pues el programa solo calcula el sismo en una dirección, lo que se desvía de lo que nos sugiere la norma al combinar sismos en direcciones ortogonales; con el cien por ciento en una dirección y con el treinta por ciento en la dirección perpendicular. Para incluir los detalles de las setenta y un combinaciones que deben introducirse al utilizar el código del UBC 94 se presenta a continuación el siguiente ejemplo:

Se establecen cuatro sismos:

$$\begin{array}{ll} Q_x E_{y(+)} & Q_y E_{x(+)} \\ Q_x E_{y(-)} & Q_y E_{x(-)} \end{array}$$

Para cada sismo deben introducirse dieciséis combinaciones, para ejemplificar se presentan las dieciséis combinaciones para el sismo $Q_x E_{y(+)}$:

$$\begin{aligned} U1 &= 0.75(1.4D + 1.7L) + 1.405 (Q_x E_{y(+)} + 0.3 Q_y E_{x(+)}) \\ U2 &= 0.75(1.4D + 1.7L) + 1.405 (Q_x E_{y(+)} - 0.3 Q_y E_{x(+)}) \\ U3 &= 0.75(1.4D + 1.7L) + 1.405 (- Q_x E_{y(+)} - 0.3 Q_y E_{x(+)}) \\ U4 &= 0.75(1.4D + 1.7L) + 1.405 (- Q_x E_{y(+)} + 0.3 Q_y E_{x(+)}) \end{aligned}$$

$$U5 = 0.75(1.4D + 1.7L) + 1.405 (0.3Q_xE_{y(+)} + Q_yE_{x(+)})$$

$$U6 = 0.75(1.4D + 1.7L) + 1.405 (0.3Q_xE_{y(+)} - Q_yE_{x(+)})$$

$$U7 = 0.75(1.4D + 1.7L) + 1.405 (- 0.3Q_xE_{y(+)} - Q_yE_{x(+)})$$

$$U8 = 0.75(1.4D + 1.7L) + 1.405 (- 0.3Q_xE_{y(+)} + Q_yE_{x(+)})$$

$$U9 = 0.9D + 1.43 (Q_xE_{y(+)} + 0.3 Q_yE_{x(+)})$$

$$U10 = 0.9D + 1.43 (Q_xE_{y(+)} - 0.3 Q_yE_{x(+)})$$

$$U11 = 0.9D + 1.43 (- Q_xE_{y(+)} - 0.3 Q_yE_{x(+)})$$

$$U12 = 0.9D + 1.43 (- Q_xE_{y(+)} + 0.3 Q_yE_{x(+)})$$

$$U13 = 0.9D + 1.43 (0.3Q_xE_{y(+)} + Q_yE_{x(+)})$$

$$U14 = 0.9D + 1.43 (0.3Q_xE_{y(+)} - Q_yE_{x(+)})$$

$$U15 = 0.9D + 1.43 (- 0.3Q_xE_{y(+)} - Q_yE_{x(+)})$$

$$U16 = 0.9D + 1.43 (- 0.3Q_xE_{y(+)} + Q_yE_{x(+)})$$

Además de los métodos descritos para realizar las combinaciones que permitirán el diseño del edificio modelado se puede plantear la opción de que el propio programa utilice sus mismas combinaciones de carga para realizar el diseño.

Para determinar las combinaciones de carga realizadas por el programa se desarrollo el siguiente procedimiento.

En el menú Design se selecciona la opción Concrete Frame Design/Select Design Combo tal como se muestra en la figura siguiente.

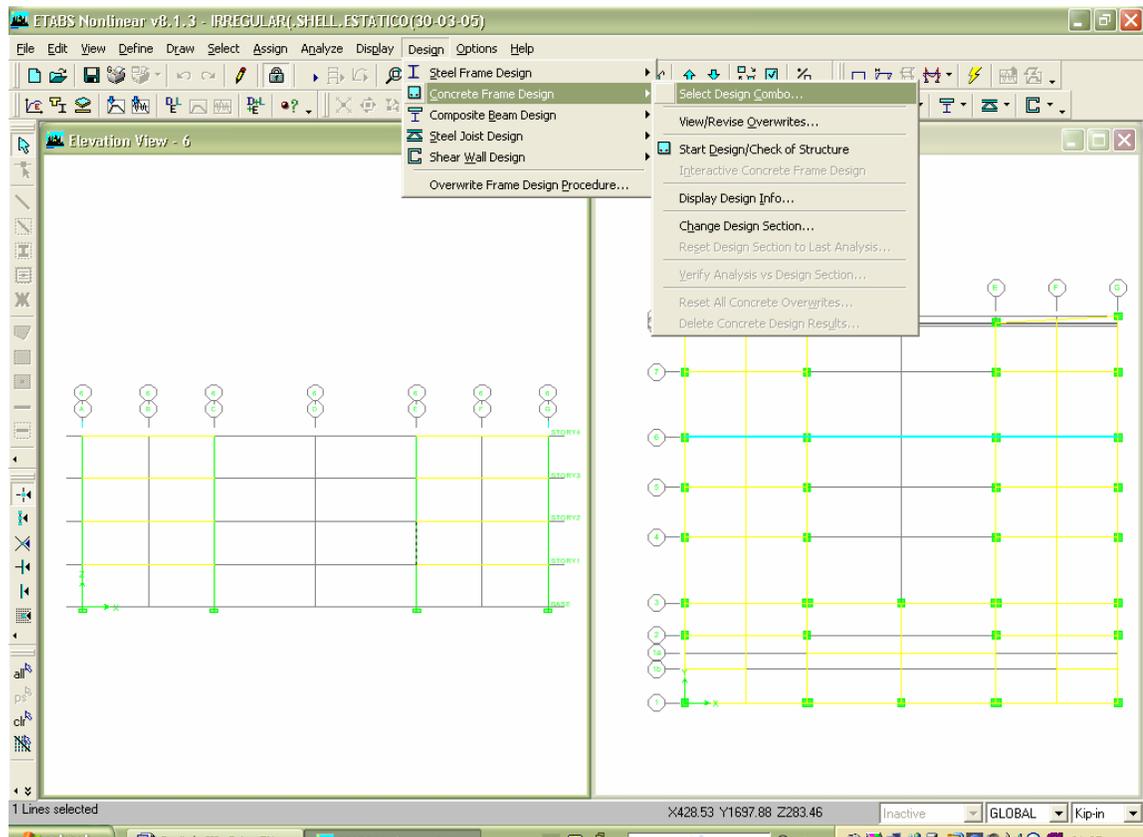


Fig. 3.28a Proceso para que ETABS incluya las combinaciones de carga.

Al realizar este paso se muestra la ventana de la figura 3.28b. Dentro de la ventana se muestran las combinaciones que automáticamente toma el programa para realizar el análisis; únicamente con seleccionar una combinación y revisar que la combinación este acorde con las combinaciones que establece la NTDS se aceptan dichas combinaciones y el programa automáticamente las incluye en la casilla de combinaciones de carga del menú Define.

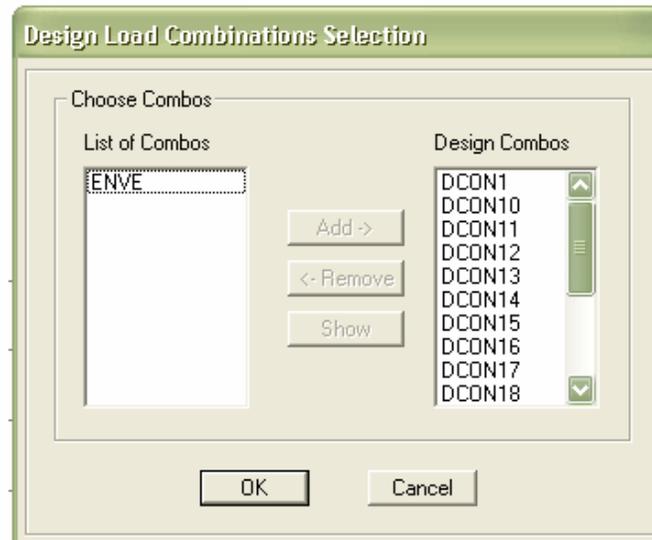


Fig.3.28b Ventana que muestra las combinaciones de carga que propone ETABS

○ *Dibujo de los elementos y asignación de secciones*

Después de haber definido todos los casos de carga estática a los que será sometida la estructura, se procede con el dibujo de los elementos que conforman la misma, para tal efecto se hará uso de las herramientas de dibujo, tanto las que se encuentran en el comando “*Draw*” de la barra de comando como las que aparecen como iconos de acceso directo en la “*Barra de Herramientas de Dibujo y Enfoque*”.

Se comenzará por dibujar las vigas primarias haciendo uso del comando *Draw/Draw Line Objects/Draw Lines (Plan, Elevation, 3D)* ó usando el icono de acceso directo  (que permite dibujar una línea mediante la selección de dos puntos, uno inicial y el otro final), ó haciendo uso del icono de acceso directo  (el cual dibuja una línea cuando se pulsa con el puntero sobre una línea guía que esta confinada por otras líneas guías que cortan a la línea seleccionada), para un mayor detalle observar la figura 3.29.

Para este ejemplo en particular, se seleccionará en la casilla deslizable la opción “*Similar Stories*” con el fin de duplicar los dibujos en todos los entresijos con

características similares antes de activar el comando *Draw Line Objects/Draw Lines (Plan, Elevation, 3D)*, y luego se dibujan todas las vigas primarias teniendo cuidado de que en la ventana desplegable “*Propiedades de Objeto*” en la casilla “*Property*” se seleccione la viga primaria VP30X60 que se había creado con anterioridad, como se muestra en la figura 3.30.

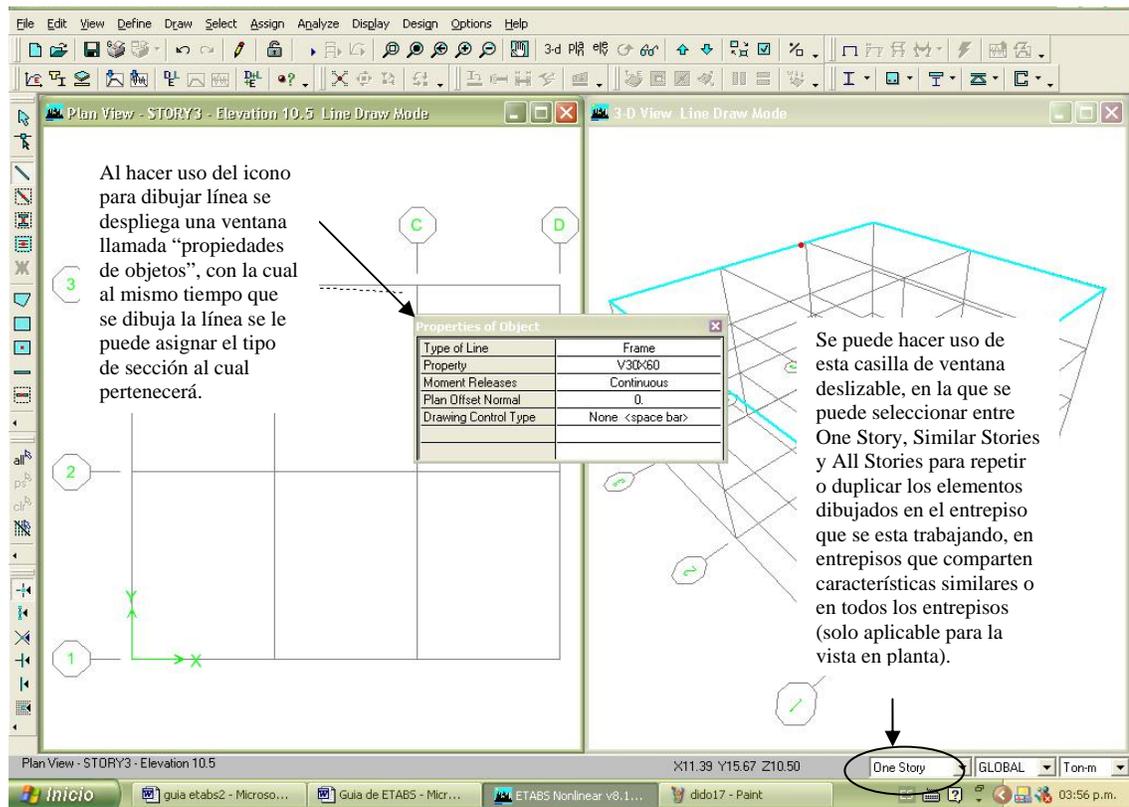


Figura 3.29. Comando “Draw”.

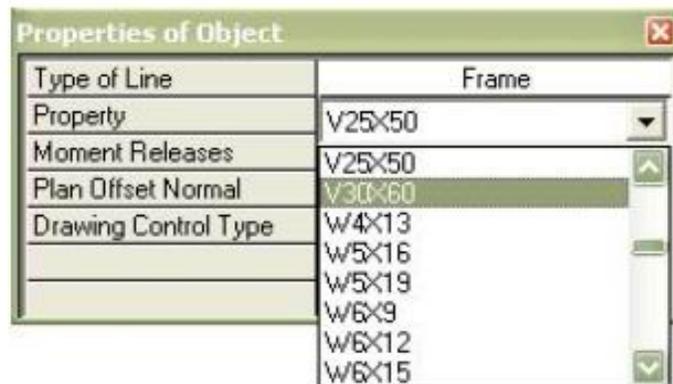


Figura 3.30. Asignación de sección transversal a los elementos dibujados.

Una vez terminado de dibujar todas las vigas primarias de nuestro modelo, se observara un resultado como el de la figura 3.31.

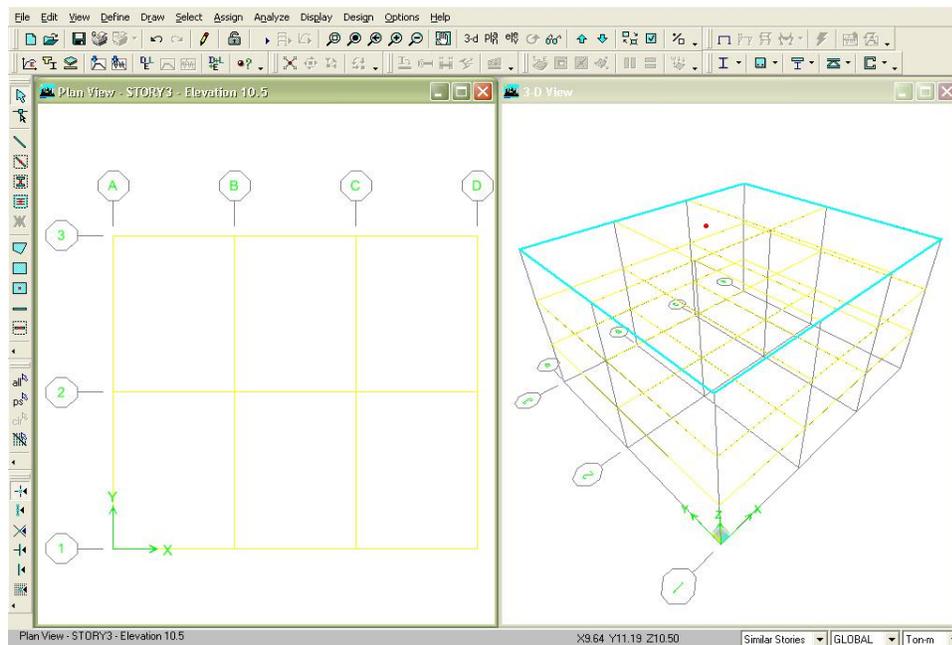


Figura 3.31. Modelo completo al dibujar los elementos primarios de la estructura.

Se continuará dibujando las vigas secundarias que conformarán el edificio, para lo cual se hará uso del comando *Draw/Draw Line Objects/ Create Secondary Beams in Region*

or at Click (Plan) ó el icono de acceso directo ; cuando se hace uso de esté comando se despliega la ventana de propiedades de objeto con la posibilidad de poder dibujarlas

por medio de la determinación del número de vigas secundarias ó la separación máxima entre las vigas secundarias dentro del claro en que se va a trabajar, así como la dirección en la cual serán dibujadas (Ver figura 3.32).

Permite seleccionar el tipo de sección que se le asignará al elemento dibujado, en este caso viga secundaria

Permite escoger entre conexión continua o reacciones simples en los apoyos.

Permite escoger los espaciamientos entre vigas secundarias por medio del número de vigas a dibujar en el claro o por medio del espaciamiento máximo entre ellas

| Properties of Object | |
|----------------------|--------------------|
| Property | V25X50 |
| Moment Releases | Pinned |
| Spacing | No. of Beams |
| No. of Beams | 1 |
| Approx. Orientation | Parallel to X or T |

Permite definir tanto el número de vigas a dibujar como el valor del espaciamiento máximo entre vigas dependiendo del tipo de espaciamiento escogido

Permite definir la dirección en la cual se dibujarán las vigas secundarias en un claro del edificio

Figura 3.32. Propiedades de los Elementos Secundarios de la Estructura.

Se presenta en la figura 3.33 el resultado obtenido de la selección de las vigas secundarias que conforman la estructura previamente asignadas.

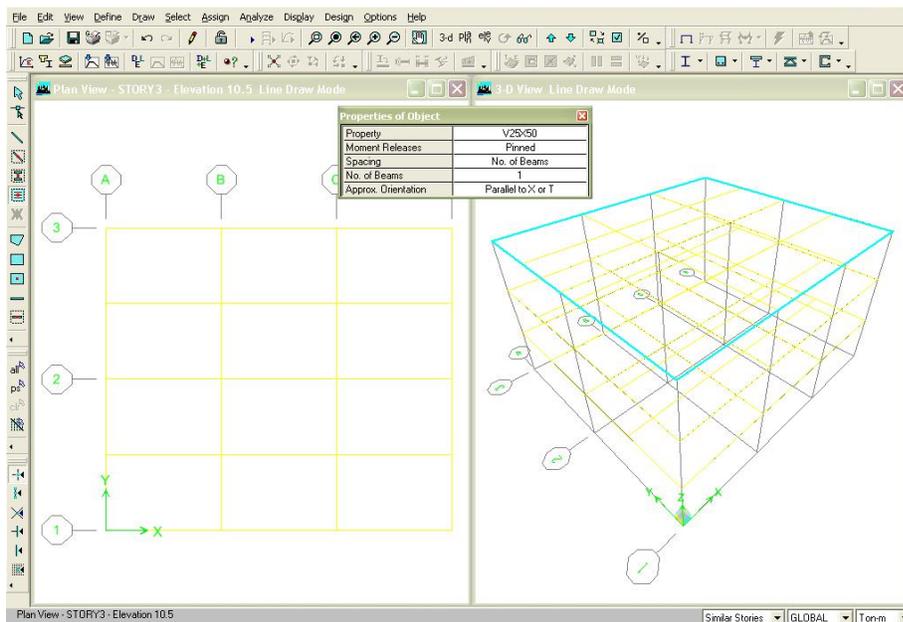


Figura 3.33. Modelo completo al dibujar los elementos secundarios de la estructura.

Se procede luego a dibujar las columnas del edificio haciendo uso del comando *Draw/Draw Line Objects / Create Columns in Region or at Click (Plan)* ó por medio del icono de acceso directo , este comando también despliega la ventana de propiedades de objeto permitiéndole asignar el tipo de sección correspondiente a cada columna (Ver Figura 3.34); esta función solo trabaja con la vista en planta, si se requiere dibujar una columna en vista 3D o Elevación se hará uso del comando *Draw/Draw Line Objects / Draw Lines (Plan, Elevation, 3D)* ó usando el icono de acceso directo .

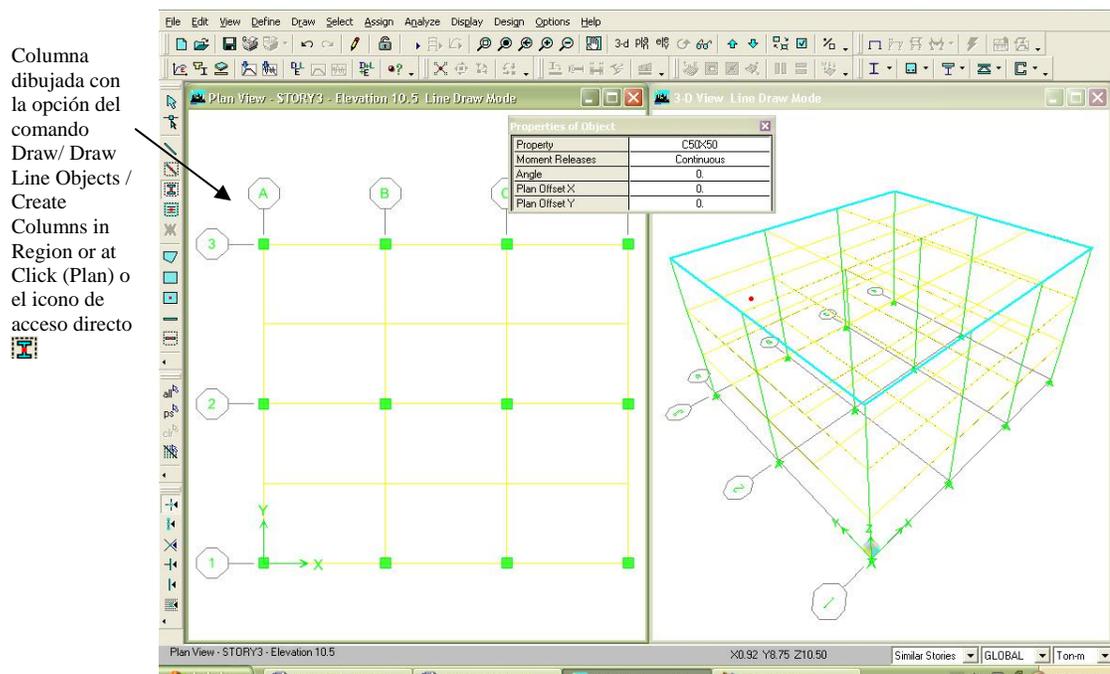


Figura 3.34. Ventana disponible al momento de asignar columnas.

A continuación se procederá con la colocación de losas y paredes de cortante que formarán parte del edificio, para lo cual se hará uso de los comandos *Draw / Draw Rectangular Areas (Plan, Elevation)* ó el icono de acceso directo ; así como el uso del comando *Draw / Create Areas at Click (Plan, Elevation)* ó el icono de acceso directo ; la diferencia que existe entre un comando con el otro es que el primero permite dibujar el área de una losa rectangular del tamaño que se requiera mientras el segundo

permite dibujar una losa rectangular que se encuentre delimitada por líneas guías que la confinen en sus cuatro lados; además de estos comandos existe un tercer comando que permite dibujar una área, a diferencia de los otros este comando permite dibujar un área de forma irregular, dicho comando se llama *Draw / Draw Areas* y también puede ser activado mediante el icono de acceso directo , para mayor detalle de la asignación de losas, ver la figura 3.35.

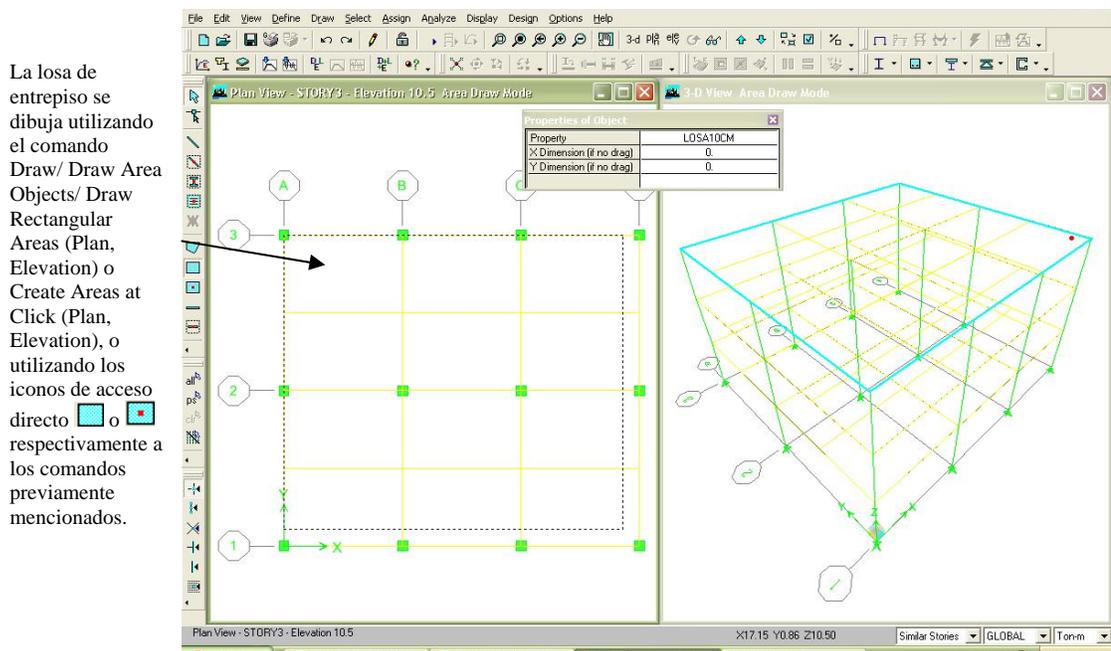


Figura 3.35. Asignación de losas de entrecimpo.

Para proceder a dibujar las paredes que serán incluidas en nuestro edificio, primero se deberán definir nuevas líneas guías que ayuden a delimitar la longitud y ubicación de las paredes, para tal efecto es necesario hacer uso del comando *Edit /Edit Grid Data/ Edit Grid* el cual a su vez despliega una ventana tal y como se muestra en la figura 3.36, de donde se pulsará la opción Modif. / Show Sistema con el fin de modificar la malla formada por líneas guías que nos permiten dibujar nuestro modelo.

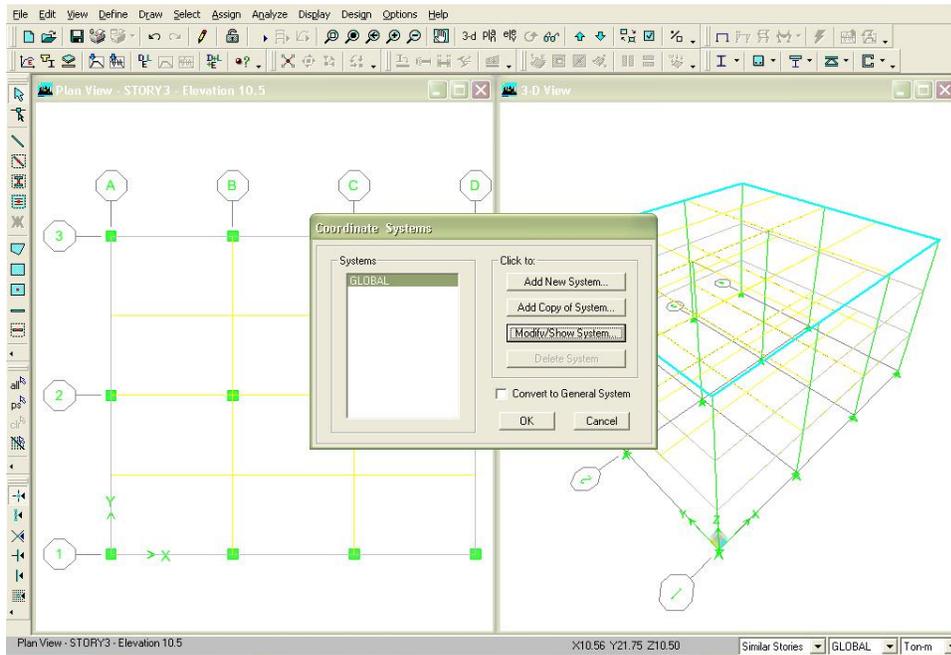


Figura 3.36. Edición de líneas guías para la colocación de paredes.

Una vez seleccionada la opción *Modify / Show System* esta desplegará una ventana en la cual se podrán realizar los cambios que se necesiten para poder adicionar nuevas líneas guías que ayudarán en el dibujo de las paredes de cortante (Ver Figura 3.37).

Ejes adicionales, agregados con el fin de facilitar el dibujo de las paredes

Permite establecer si la ubicación de las líneas guías se realizará por medio de valores correspondientes a las ordenadas en el plano o mediante el espaciamiento existente entre ellas

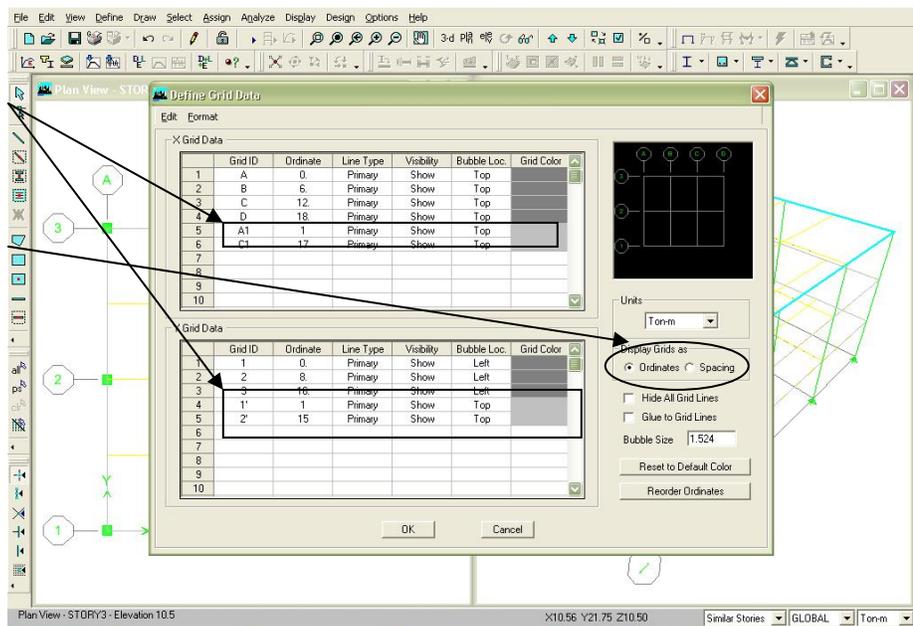


Figura 3.37. Opciones del comando de edición de ejes.

Finalizadas las modificaciones que se necesitaban para nuestro ejemplo, se tendrá como resultado una ventana como la que aparece en la figura 3.38.

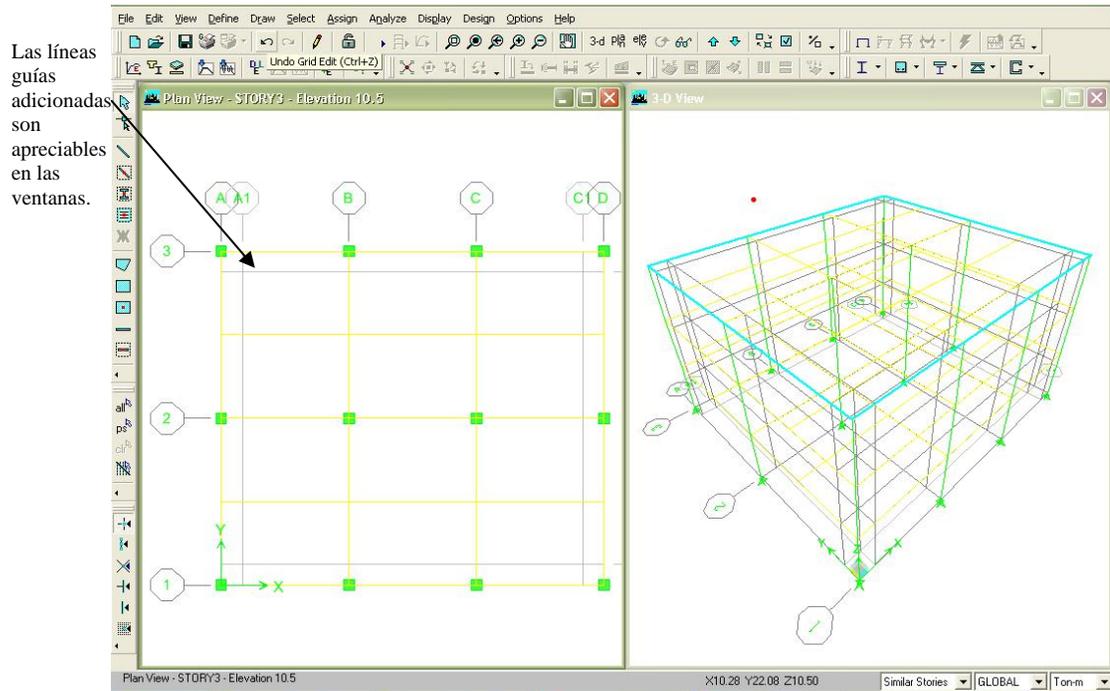


Figura 3.38. Resultado de modificar los ejes para establecer las líneas guías.

Ya con las líneas guías visibles para delimitar el trazado del dibujo de las paredes de cortante, se procede a dibujar a las mismas haciendo uso del comando *Draw /Draw Área Objects / Draw Walls (Plan)* ó haciendo uso del icono de acceso directo  ubicado en la barra de herramientas de dibujo y ajustes; este comando también despliega la ventana auxiliar de propiedades de objeto con lo cual se puede asignar el tipo de pared a dibujar al mismo tiempo que se hace el trazado, este comando funciona únicamente con la elevación en planta activada en la ventana de trabajo (ver figura 3.39). Para dibujar las paredes debe tenerse cuidado de desactivar la opción cuando se proceda a dibujar la pared en otro eje, pues de no hacerlo se cometerá el error de dibujar una pared que no posea la longitud deseada.

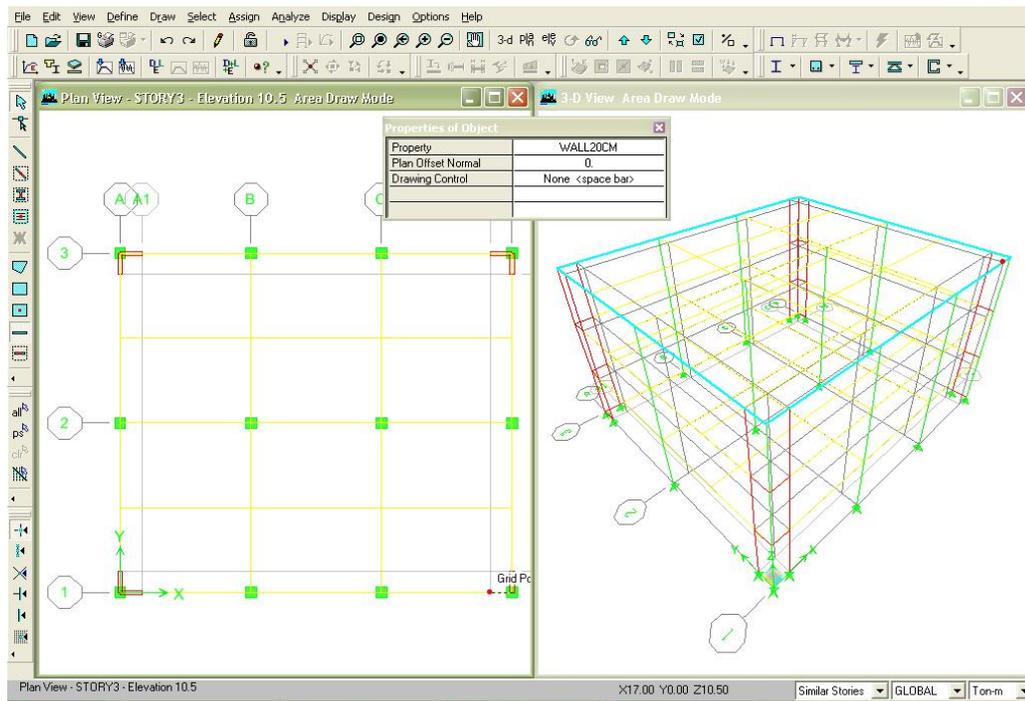


Figura 3.39. Asignación de paredes en el modelo.

○ *Asignación del tipo de apoyo*

Después de haber dibujado todos los elementos que constituyen el edificio con el que se está trabajando, se procede a asignar el tipo de apoyo ó soporte que sostendrá la estructura; de no haberlo hecho, se hace uso de los comandos *Assign / (Joint / Point) / Restraint (Support)* ó con el icono de acceso directo , para definir las reacciones de los nudos o conexiones.

Primeramente se procederá a asignar el comportamiento que deberá presentar la base del edificio, para nuestro ejemplo tal y como se menciona en la teoría, se asumirá que la base es infinitamente rígida, por lo tanto otorga un comportamiento de apoyo tipo empotrado.

Para la definición del comportamiento de la base del edificio se hará uso del comando *Assign / Assign Restraints (Supports)* ó por medio del icono de acceso directo ; este comando activa su uso cuando se selecciona primeramente los puntos a los que se asignará este tipo de reacción. Es importante mencionar que la vista en planta del modelo debe estar en la base del edificio, puede utilizarse para este caso el comando *Set Plan View* del menú *View* o mediante el icono de acceso directo . Para que solo sea la base la que se desee empotrar debe elegirse la opción de *One Stories* y luego escoger la opción de empotramiento ó seleccionando uno por uno cada apoyo del edificio que será empotrado, para mayor detalle de esta opción, ver la figura 3.40.

- *Asignación del tipo de seccion.*

Para asignar el tipo de sección con el que se identificará una o varias vigas primarias o secundarias primero son seleccionadas y luego se hace uso del comando *Assign / (Frame/Line) / Frame Section* ó con el icono de acceso directo , este comando al ser utilizado despliega una ventana similar al comando *Define/ Frame Sections*.



Figura 3.40. Asignación de apoyo ó soporte en la base de la estructura.

En esta ventana además de poder seleccionar el tipo de sección que se le asignará a cada elemento, sea viga o columna, se pueden hacer modificaciones en las secciones que se crearon con anterioridad o incluso agregar nuevas. Para la definición de que tipo de sección se asignará al elemento se pulsa el nombre de una de las secciones que aparece en el cuadro de secciones creadas ó existentes, y luego se pulsa en el botón OK. Ver figura 3.41.

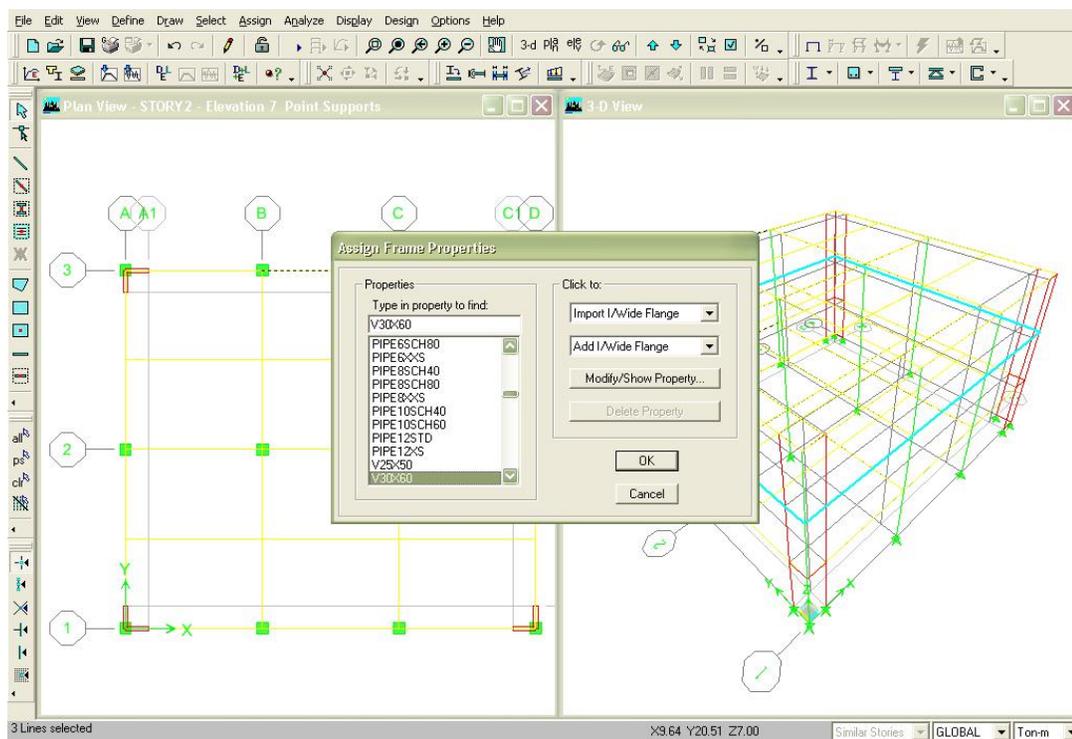


Figura 3.41. Opción para modificar elementos (vigas y/o columnas) ya existentes.

- *Asignación de paredes y losa*

En el caso de paredes y losas se procede a seleccionar el elemento ya sea pared o losa y se utiliza el comando *Assign / (Shell/Area) / (Wall/Slab/Deck Section)* ó mediante el

icono de acceso directo , el cual despliega una ventana auxiliar similar a la del comando *Define / Wall/Slab/Deck Sections* en donde además de poder seleccionar el tipo de losa o pared que se le asignará al elemento del cuadro de paredes y losas creadas o

existentes, se pueden realizar modificaciones a elementos existentes y también se puede crear nuevos. Para poder asignar un tipo de losa o pared a un elemento de área, el tipo a asignar se debe seleccionar pulsando con el puntero uno de los nombres que aparecen en el cuadro de losas o paredes creadas o existentes y luego en el botón OK. Ver figura 3.42.

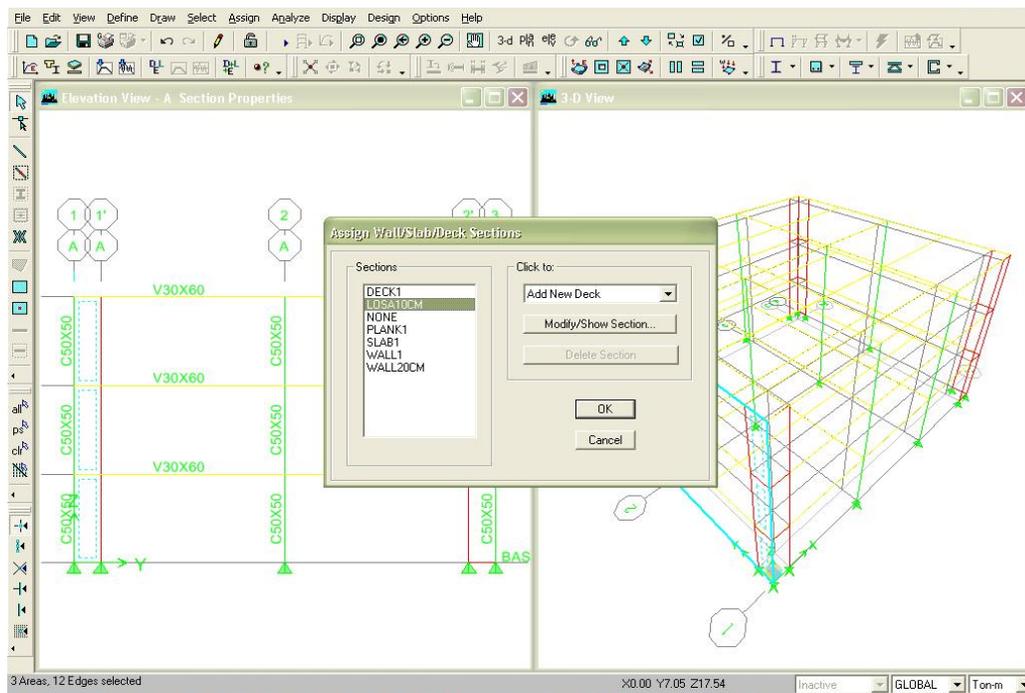


Figura 3.42. Opción para modificar placas (losas y/o paredes) ya existentes.

- *Condiciones de comportamiento de los nudos de soporte de las columnas, paredes y de las losas del edificio.*

Luego de asignar las secciones correspondientes a los elementos que conforman el edificio se procede a asignar las condiciones de comportamiento a los nudos de soporte de las columnas y paredes, así como el comportamiento de las losas del edificio y la colocación de etiquetas a las paredes de cortante para definir su comportamiento como pilares o dinteles.

Puesto que el proceso para la creación del nuevo modelo ya incluye muchos pasos realizados es aconsejable guardar en archivo creado utilizando el menú *File / Save As* o simplemente el acceso directo para esta operación. 

Para asignarle el tipo de comportamiento que deben tener las losas de entrepiso se seleccionan estas y se hace uso del comando *Assign / Shell / Area / Rigid Diaphragm*, ó por medio del icono de acceso directo , el cual despliega una ventana como la que se muestra en la figura 3.43, donde es necesario tener presente que se debe crear un tipo de diafragma por entrepiso, esto quiere decir que para el 1er entrepiso se le asignara un diafragma tipo D1 por ejemplo y para el 2do entrepiso será un tipo D2 y así sucesivamente hasta asignar a todos los entrepisos un tipo de diafragma.

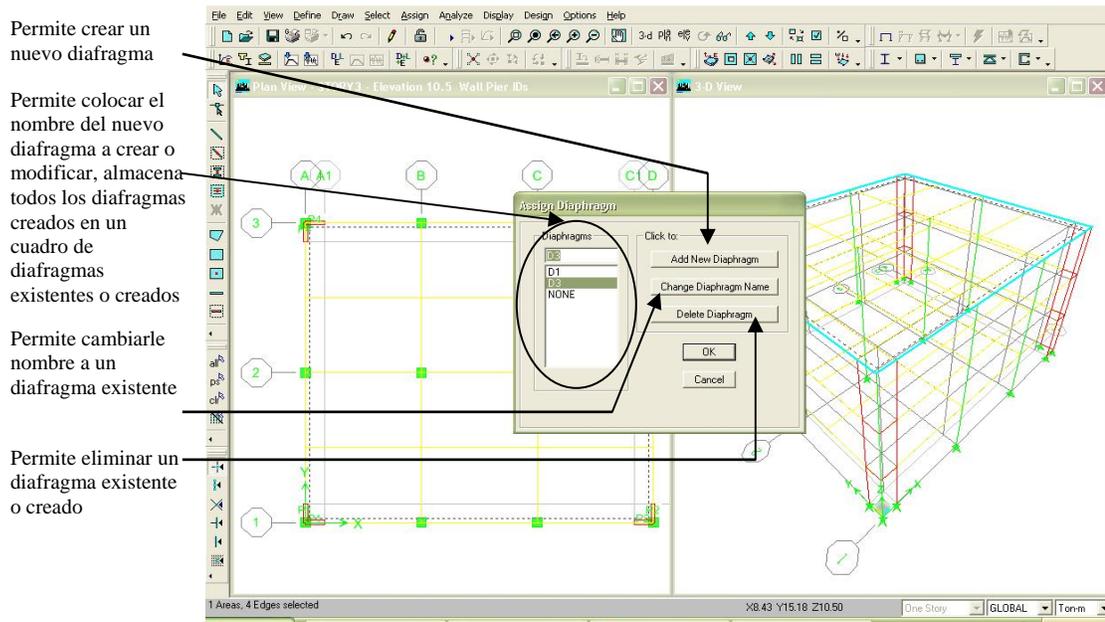


Figura 3.43. Asignación de diafragmas para cada entrepiso.

Después de haber creado el diafragma correspondiente al entrepiso al que se le asignará y aceptar esta opción, la ventana de trabajo presentará un resultado como el que muestra en la figura 3.44, en donde se puede apreciar el centroide del diafragma rígido.

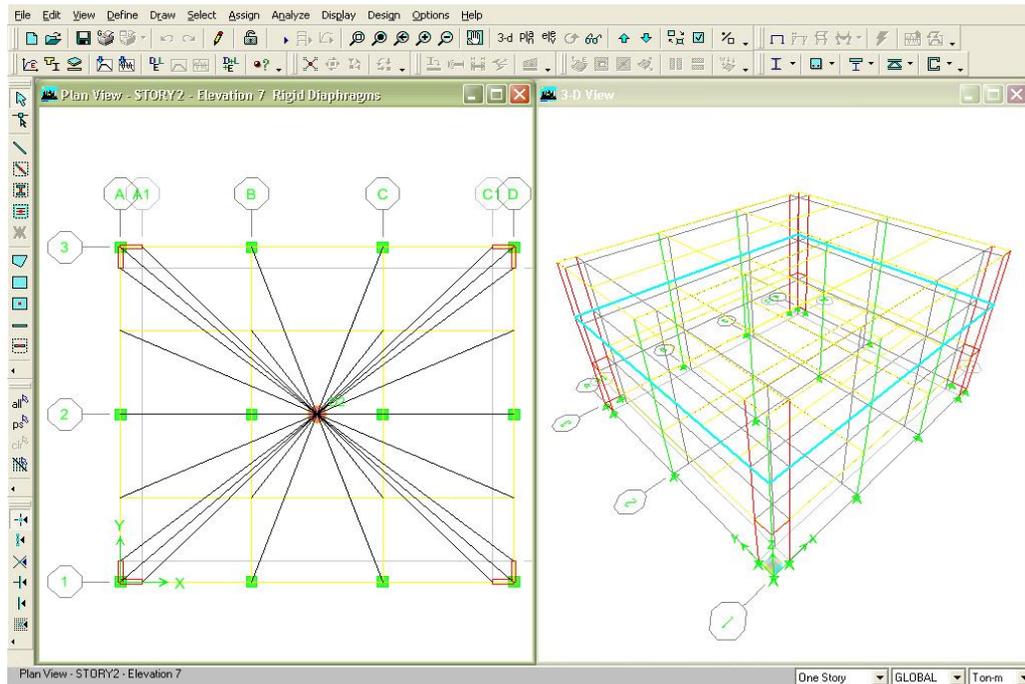


Figura 3.44. Ubicación del diafragma rígido con su respectivo centroide.

A continuación se procede con la asignación del comportamiento que deben presentar las paredes de cortante, en este caso particular ninguna de las paredes de cortante presentan huecos, por lo que el comportamiento que se les asignará es el de pilares, ya que no poseen ninguna sección que se comporte como viga al aire de gran peralte, la necesidad de hacer esto radica en que el programa necesita tener definido el comportamiento de las paredes ya que no lo puede realizar de forma automática y en cierta medida se asegura que los resultados se basen en la apreciación del diseñador. A cada pared de cortante será necesario asignarle una etiqueta diferente de comportamiento como pilar exceptuando aquellas paredes que se combinan para comportarse como un solo elemento.[†]

[†] Lo último es una metodología de diseño innovadora, ya que hasta hace muy poco se ha introducido como método de diseño, lo cual permite revisar el comportamiento de este tipo de elementos de forma conjunta, diseño que en otros programas y versiones previas no era posible y que mediante un cálculo manual se realizaba de una forma aproximada y con resultados conservadores.

Para acceder a esta función se hace uso del comando *Assign / Shell/Area / Pier Label* o

mediante el icono de acceso directo . Ver figura 3.45.

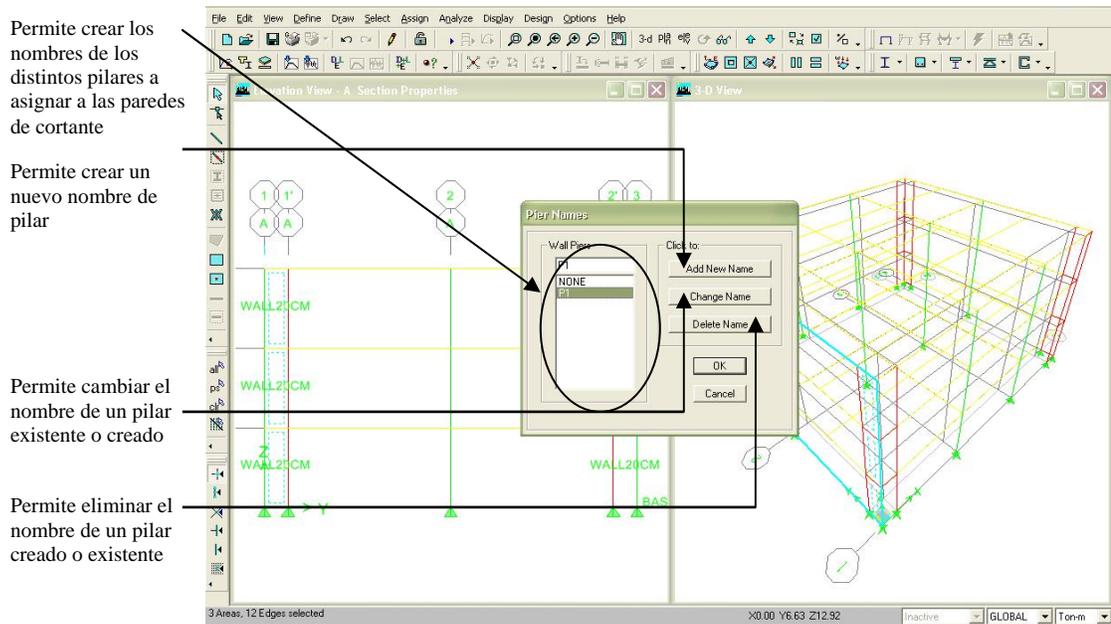


Figura 3.45. Asignación de propiedades a las paredes de corte.

Se asigna un nombre o etiqueta a cada una de las paredes del edificio, para este ejemplo en partículas en el que las paredes de corte se encuentran ubicadas en las esquinas del edificio se asumirá que cada esquina, la cual esta formada por 2 paredes se comportarán como una pared combinada, para hacer que el programa lo comprenda de esta forma será necesario nombrar o etiquetar con el mismo nombre a ambas paredes que forman la esquina. Ver figura 3.46. Una vez realizado lo anterior se podrá apreciar en una vista 3D que todas las paredes de corte poseen un nombre y que en nuestro caso las paredes que forman una esquina presentan el mismo nombre para que sean analizadas como una sola. Ver figura 3.47.

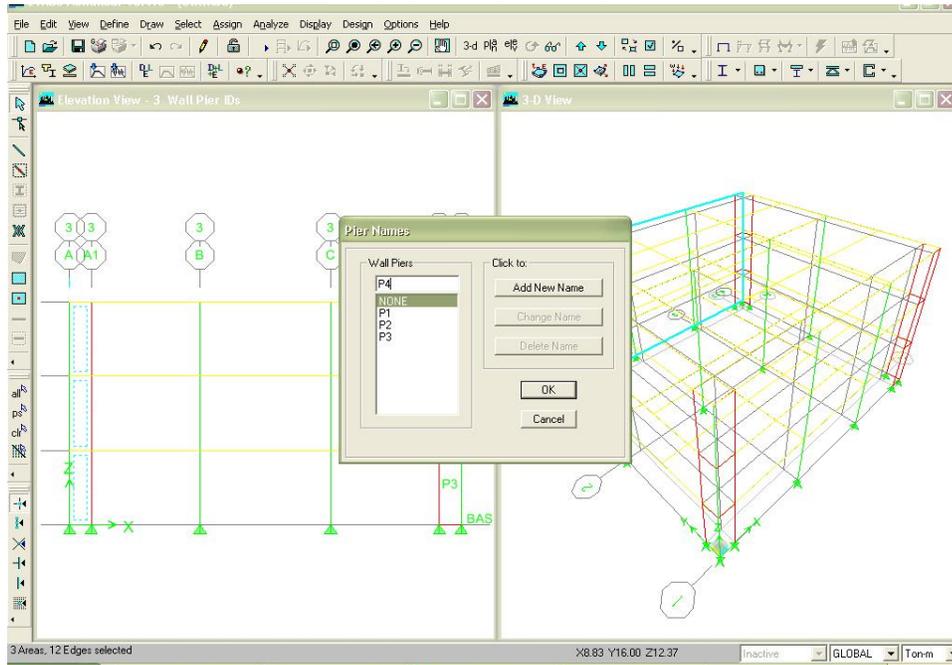


Figura 3.46. Proceso de nombrar paredes en el ejemplo.

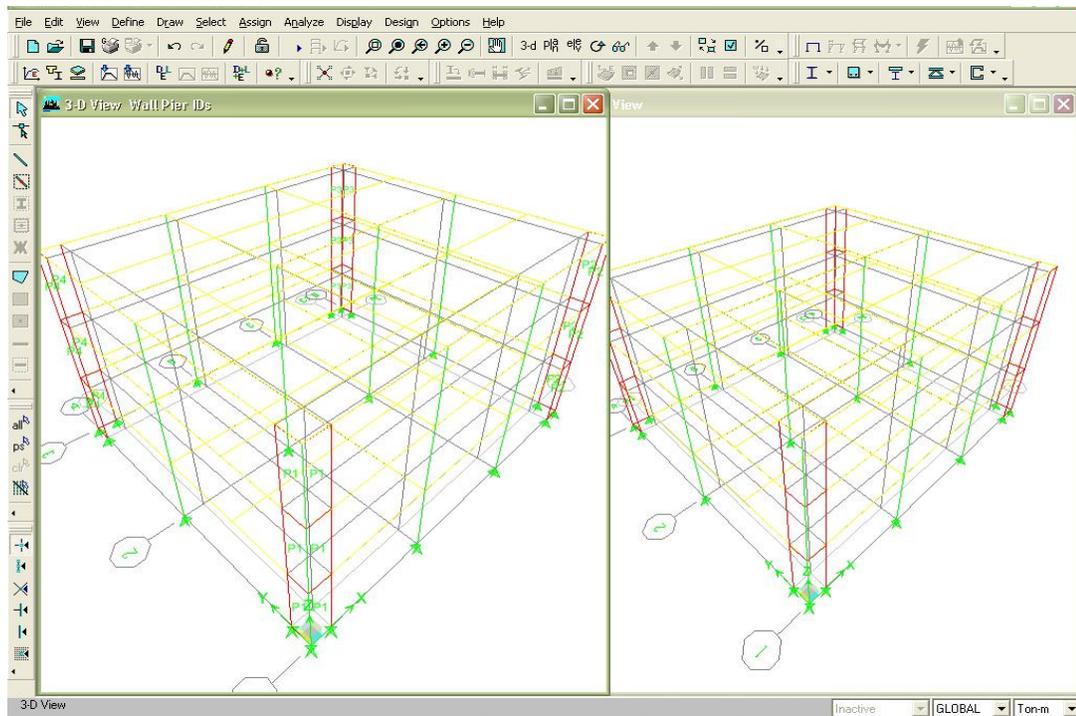


Figura 3.47. Resultado del proceso de nombrar paredes.

○ *Vista de los elementos en forma sólida*

Luego de haber realizado los pasos anteriores se procederá a crear una vista de los elementos en forma sólida, tal y como si se hubiera construido el edificio, para tal efecto haremos uso del comando *View / Set Building View Options* ó el icono de acceso directo , desplegando una ventana como la que se presenta en la figura 3.48.

Se procede a realizar la activación de las casillas de verificación “Object Fill” y “Extrusion” que aparecen en el área de efectos especiales, con el fin de tener una presentación sólida del edificio, si en dado caso no es requerido esto, se desactivan las opciones para regresar todo al estado normal



Figura 3.48. Opciones disponibles para las diferentes visualizaciones del modelo.

Realizado esto se obtiene una presentación como la que muestra la figura 3.49.

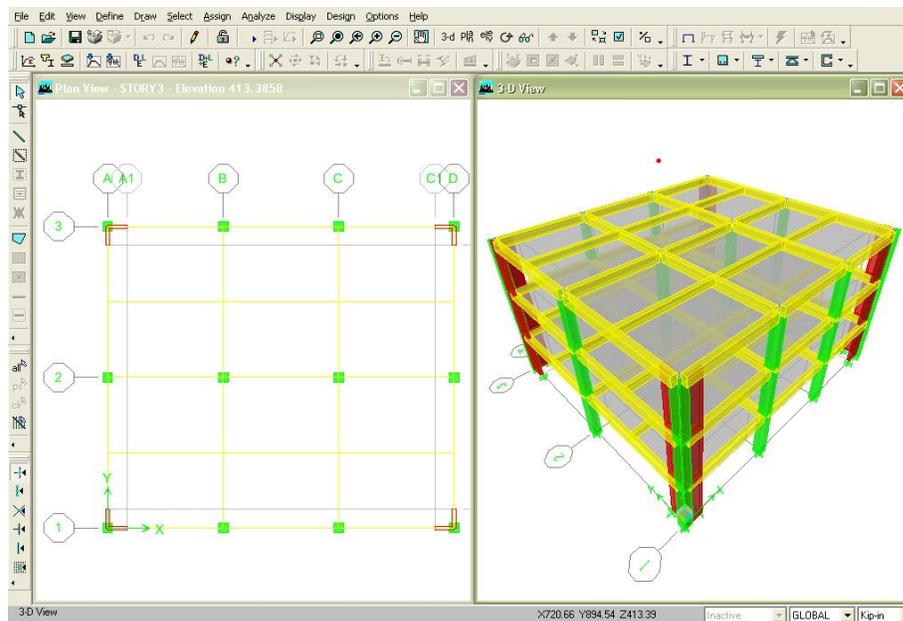


Figura 3.49. Resultado de una visualización de los sólidos de la estructura.

○ *Asignación de nudos rígidos para los elementos*

A continuación se procederá a la asignación de los nudos rígidos para los elementos, lo cual se le conoce como *End Offset*, comando que se le asigna en particular a las vigas con el fin de que estas no se introduzcan en el área asignada para las columnas y paredes, para lo cual se hace uso del comando *Assign / Frame/Line / End Offset Along Length* ó

el icono de acceso directo ; es necesario recordar que para hacer uso de este comando primero se tuvo que haber seleccionado todas las vigas, este comando despliega una ventana como la de la figura 3.50, en la cual se puede seleccionar que las terminaciones de los elementos sean determinadas por el programa de forma automática o definida por el usuario delimitando tanto el inicio como el final del elemento.

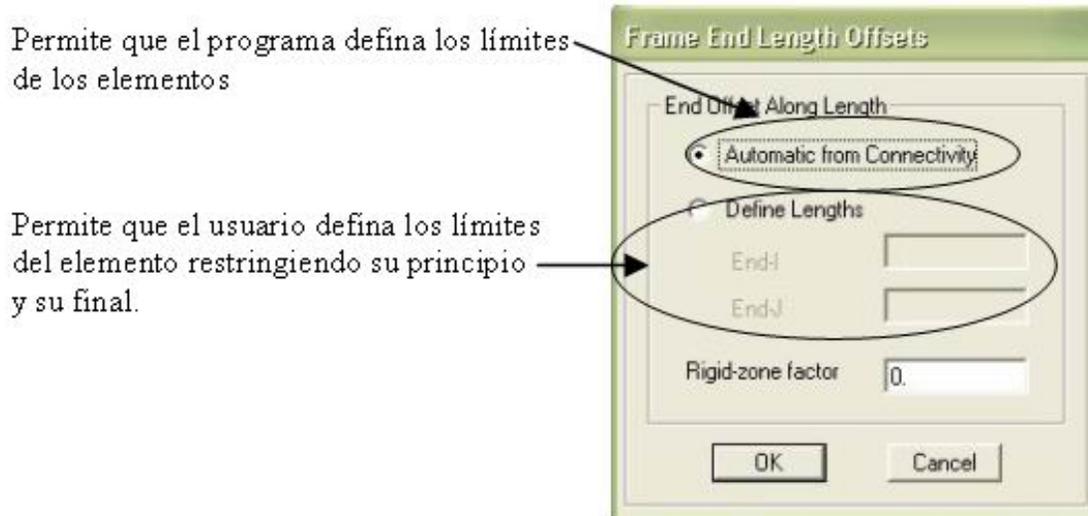


Figura 3.50. Aplicación de la delimitación “*End Offset*”.

○ *Cargas de los miembros del edificio*

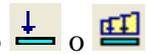
Después de asignar las condiciones de comportamiento a los elementos se procede a cargar a los miembros del edificio, debido a que se han dibujado las losas del edificio se cargarán las mismas por cargas vivas, muertas, sobrecargas distribuidas por m^2 de área permitiendo que el programa distribuya las cargas a las vigas de forma automática. En

caso de que no se hubieran dibujados las losas, se cargarían las vigas de forma manual haciendo uso del método tradicional de áreas tributarias para la distribución de las cargas hacia las vigas. Es importante recordar que en el procedimiento manual deben incluirse la carga viva instantánea para obtener el peso sísmico de la estructura.

Para la asignación de las cargas distribuidas por área de superficie se hace uso del comando *Assign / Shell/Area Loads / Uniform* ó por medio del icono de acceso directo



, con el que se presentará una ventana como la que se muestra en figura 3.51, para el caso de querer cargar vigas primarias se hace uso del comando *Assign / Frame/Line Loads / Point* ó *Assign / Frame/Line Loads / Distributed* para asignar cargas puntuales o distribuidas, asimismo se puede hacer uso de los iconos de acceso directo



respectivamente.

- Permite escoger el tipo de carga de entre los que se crearon con el comando *Define / Static Load Cases* con el que se asignará un valor de carga a la losa.
- Permite escribir el valor numérico de la carga por unidad de superficie
- Permite escoger la dirección en la cual se aplicará la carga en definición.
- Permite escoger entre tres opciones las cuales permiten agregar la carga en creación a un valor previamente agregado, reemplazar el valor de cualquier carga previa y colocar el que se esta creando y por último eliminar cualquier valor de carga existente en el área a la que se le esta asignando la carga y no asigna valor alguno.

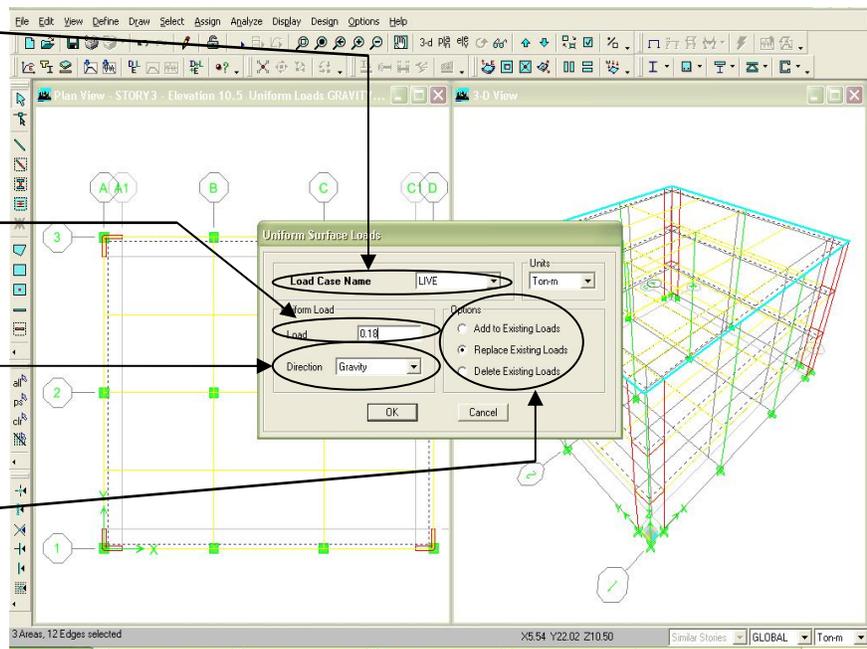


Figura 3.51. Cuadro de dialogo correspondiente para cargar losas.

Cuando se selecciona un tipo de carga en la ventana antes mencionada (ver figura 3.51) se presenta una ventana como la de la figura 3.52. En este caso para una carga muerta por unidad de superficie de 0.65 Ton/m²:

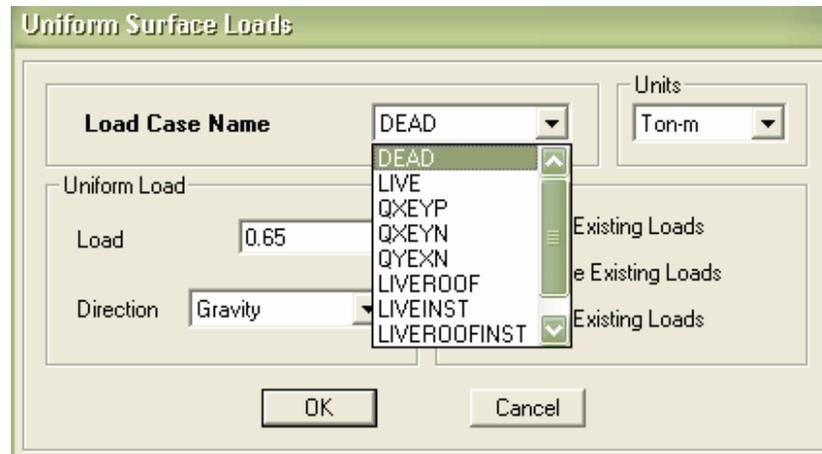


Figura 3.52. Asignación del tipo de carga básica.

Al seleccionar el tipo de unidades de trabajo para asignar un valor de carga en las unidades que se han estimado, se presenta una ventana como la de la figura 3.53.

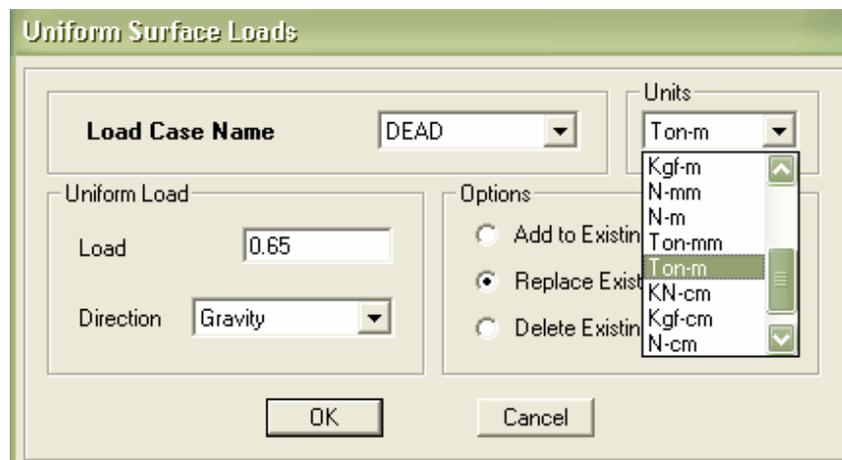


Figura 3.53. Asignación del sistema de unidades de la carga aplicada y de su magnitud.

Por último al seleccionar la dirección a tomar por la carga a aplicar se presentará una ventana como la de la figura 3.54.

Igual procedimiento debe realizarse para la carga viva que será introducida en el modelo del edificio, dicha carga viva será de 0.25 Ton/m².



Figura 3.54. Asignación de la dirección de la carga aplicada (X, Y ó Z).

Después de haber asignado el valor y tipo de carga al que estará sometida el área escogida, se obtendrá un resultado como el que se presenta en la figura 3.55.

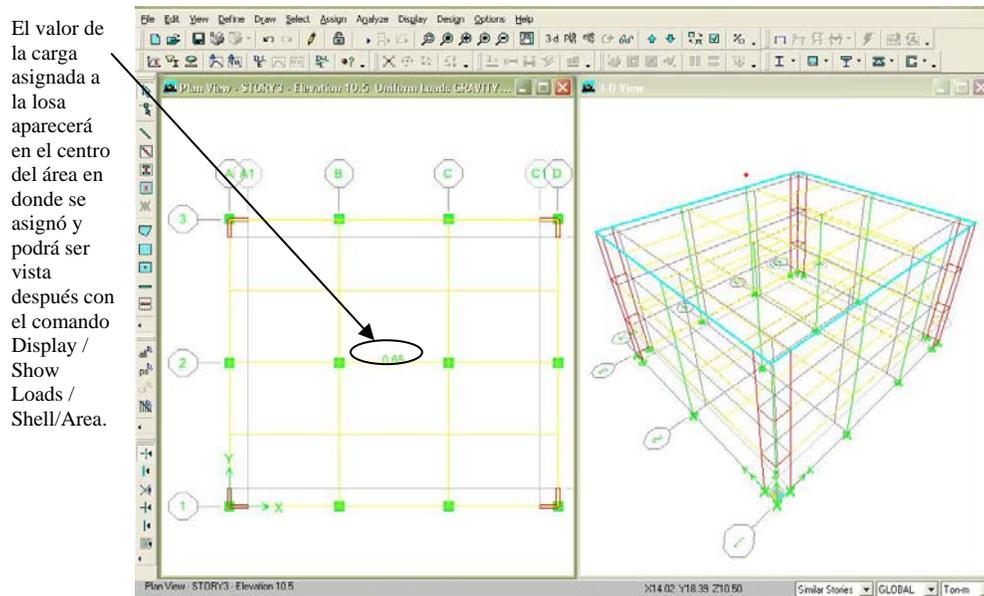


Figura 3.55. Resultado de la aplicación de la carga.

En caso de haberse cargado los elementos uno por uno, tanto insertando sus cargas puntuales como distribuidas; es necesario poder comprender la forma como se realizará la introducción de dicha información, se presenta a continuación unos ejemplos prácticos.

Se procederá con la introducción de una carga puntual al nudo ubicado en el tercer nivel en la intersección del eje 3 y eje A, la carga a aplicar será lateral de tipo sísmica en la dirección X positivo como se muestra en la figura 3.56 y con un valor de 20 ton. Antes de cargar el elemento es necesario seleccionarlo, después de su selección se hará uso del comando *Assign / Joint / Point Load / Force* ó por medio del icono de acceso directo , esta opción nos permite cargar las cargas laterales debidas a sismo para cada punto asignado si el procedimiento que se sigue es el método manual; para el caso de utilizar el procedimiento empleando el código del UBC 94 este paso no debe de realizarse pues el programa lo realiza automáticamente; con el comando mencionado se despliega una ventana como la que se muestra en la figura 3.56.

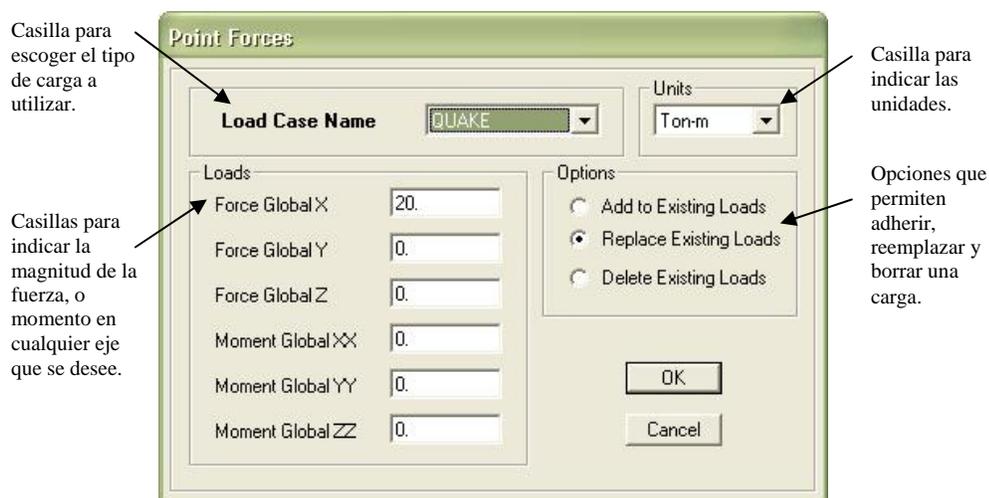


Figura 3.56. Asignación de una carga puntual.

Una vez ingresado el valor de la carga, esta se mostrará en la ventana de trabajo como se presenta en la figura 3.57.

Si se necesitará ingresar una carga distribuida sobre un elemento se tendrá que hacer uso del comando *Assign / Frame / Line Loads / Distributed*, ó por medio del icono de acceso directo , dentro de esta opción debe agregarse el peso correspondiente a paredes y ventanas del entrepiso; tal opción despliega una ventana como la de la figura 3.58.

En la ventana para vistas en plano se observa la carga lateral que ha sido creada.

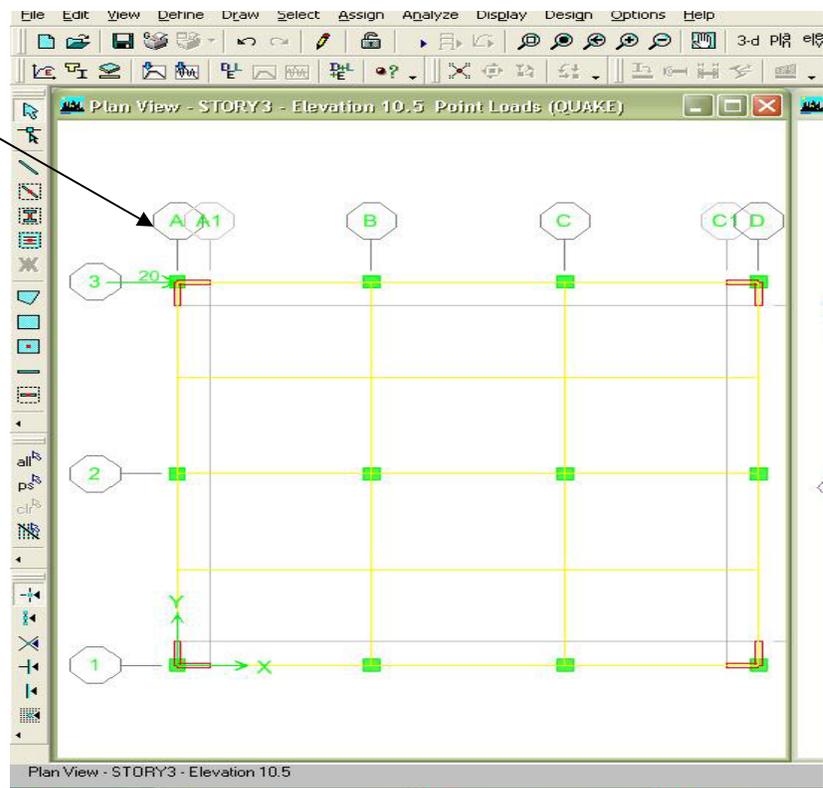


Figura 3.57. Visualización de la carga puntual asignada.

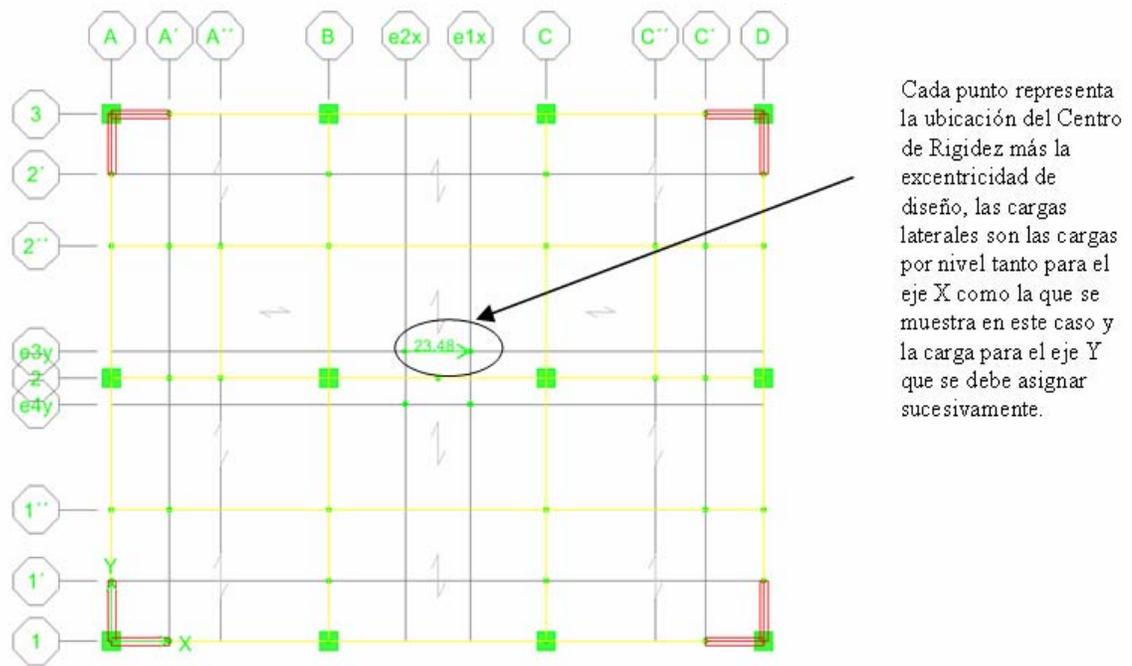


Figura 3.58 Esquema de carga lateral aplicada a la excentricidad del centro de rigideces.

Casilla para indicar el tipo de carga que será utilizada.

Sección que permite elegir el tipo de carga sea una fuerza o momento, así como la dirección.

Casilla para indicar la magnitud de la carga de acuerdo a la distancia, puede hacerse con unidades absolutas y también con unidades relativas o porcentuales.

Figura 3.59. Asignación de una carga uniformemente distribuida.

Con este comando se pueden asignar cargas uniformemente distribuidas, de forma trapezoidal, triangulares y cargas distribuidas de diferentes valores en un mismo elemento, para todas las cargas que no sean uniformes se hace uso del recuadro llamado *Trapezoidal Loads* dentro de la ventana que se muestra en la figura 3.59; supóngase que se requiere introducir una carga que tenga forma trapezoidal, la cual inicie con un valor de cero en el punto de inicio, a dos metros del elemento llega con un valor de 15 Ton/m, a cuatro metros adquiere un valor de 25 Ton/m, y termina con un valor de 25 Ton/m al final de la longitud del elemento, en este caso el elemento a cargar será el que se encuentra en el 3er nivel en el eje 2 entre los ejes B y C (ver figura 3.60). Obteniendo como resultados lo que se muestra en la figura 3.61.

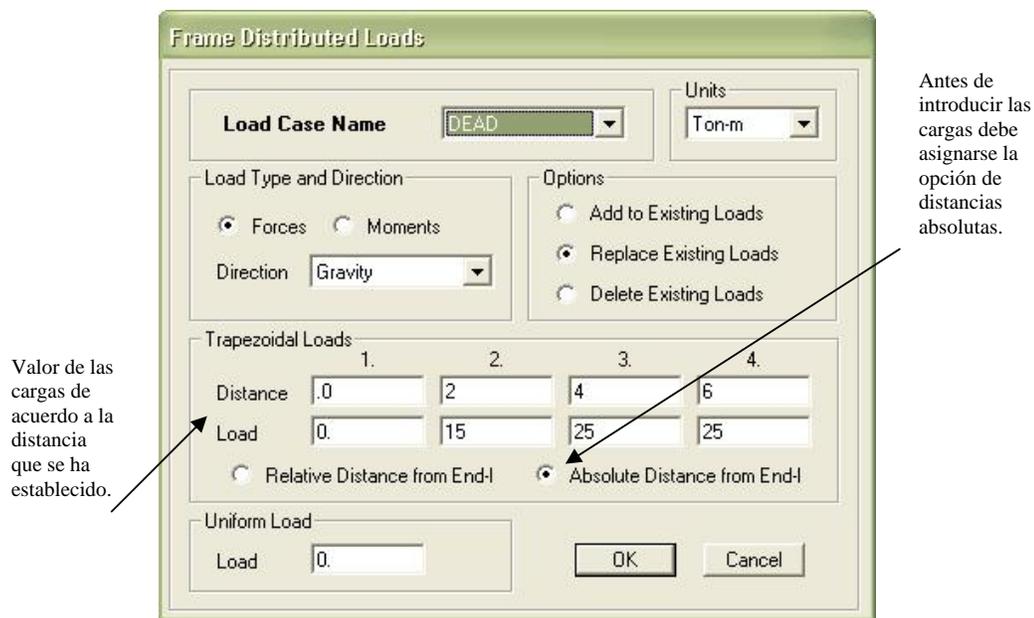


Figura 3.60. Aplicación de una carga distribuida no uniforme.

De forma similar se procede en el caso de introducir una carga puntual en un elemento lineal, para lo cual se hará uso del comando *Assign / Frame/Line Loads / Point*, desplegando una ventana como la que se muestra en la figura 3.62.

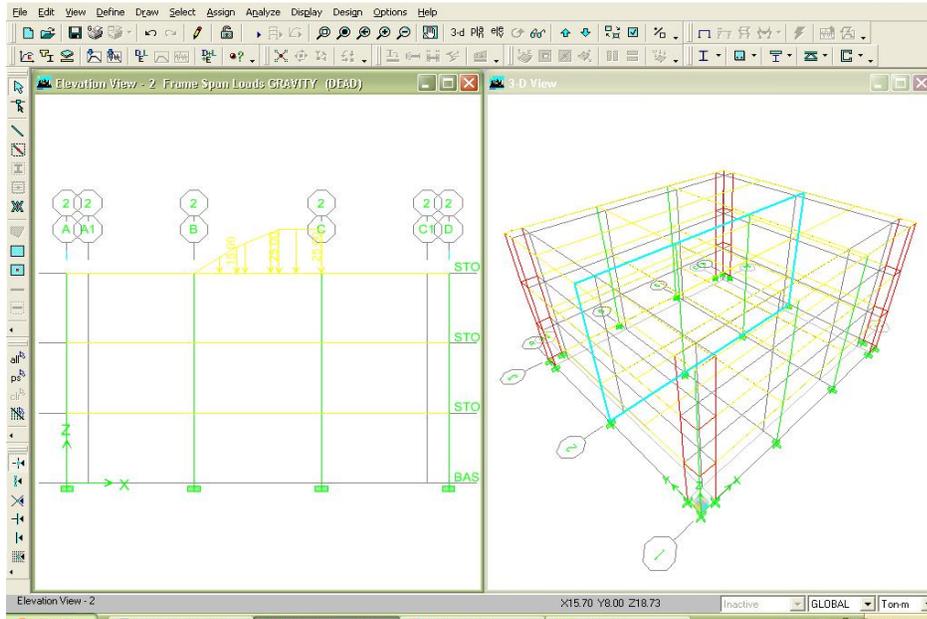
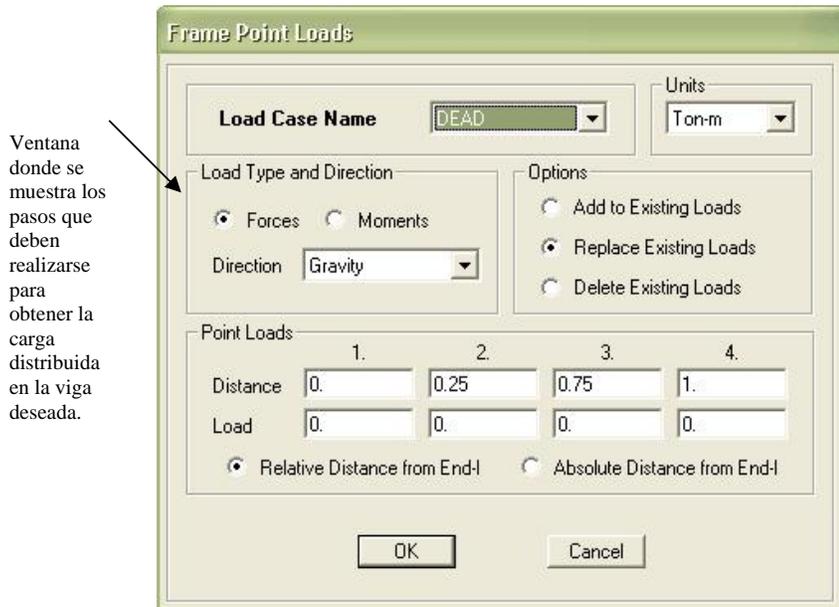


Figura 3.61. Visualización de una carga distribuida no uniforme.



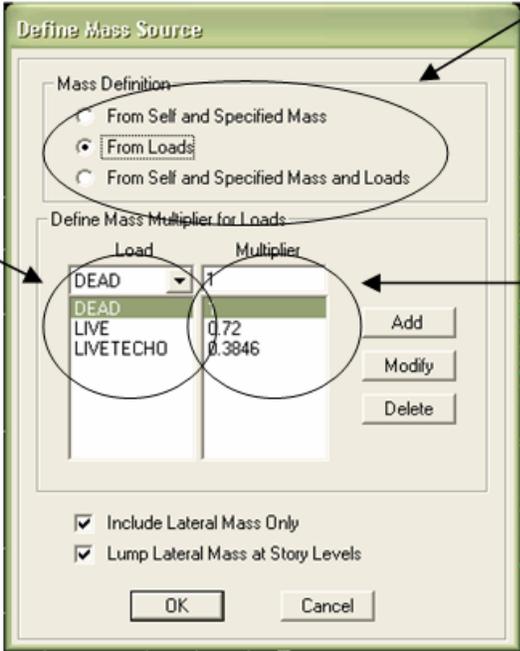
Ventana donde se muestra los pasos que deben realizarse para obtener la carga distribuida en la viga deseada.

Figura 3.62. Ventana para la aplicación de una carga puntual.

○ *Definición de origen de masa o Mass Source*

Esta opción es siempre útil para cuando se utiliza un código de diseño por sismo, pues es mediante este comando donde se establece si se considerará si las cargas se tomarán solo debido a el bajado de cargas o incluirán además el peso de la estructura sismorresistente entre otras opciones. Para acceder a dicho comando se realiza el siguiente proceso:

Define/Mass Source o por su icono de acceso directo  al ingresar a este comando se presenta la ventanilla de la figura 3.63:



Casilla donde se introducen las cargas que se desea el programa reconozca dentro del análisis del edificio, en este caso carga muerta, carga viva para el primer y segundo entrepiso y carga de techo para el último entrepiso.

Opción donde se indica el origen de las cargas que se desean incluir bien sea de una misma y masa especificada, de las cargas o desde la combinación de ambas.

En esta casilla se adiciona, modifica y borra si así es deseado el factor que tendrá la carga que se esta agregando en el origen de las cargas para el caso de la carga viva el factor es el producto de la carga viva instantánea entre la carga viva pura para el edificio.

| Load | Multiplier |
|-----------|------------|
| DEAD | 1 |
| LIVE | 0.72 |
| LIVETECHD | 0.3846 |

Figura 3.63. Ventana para la aplicación de una carga puntual.

○ *Configuración de las opciones de análisis*

Una vez cargados los elementos del edificio se procede a configurar las opciones de análisis, luego a correr el cálculo del análisis y verificar los resultados. (Ver figura 3.64.)

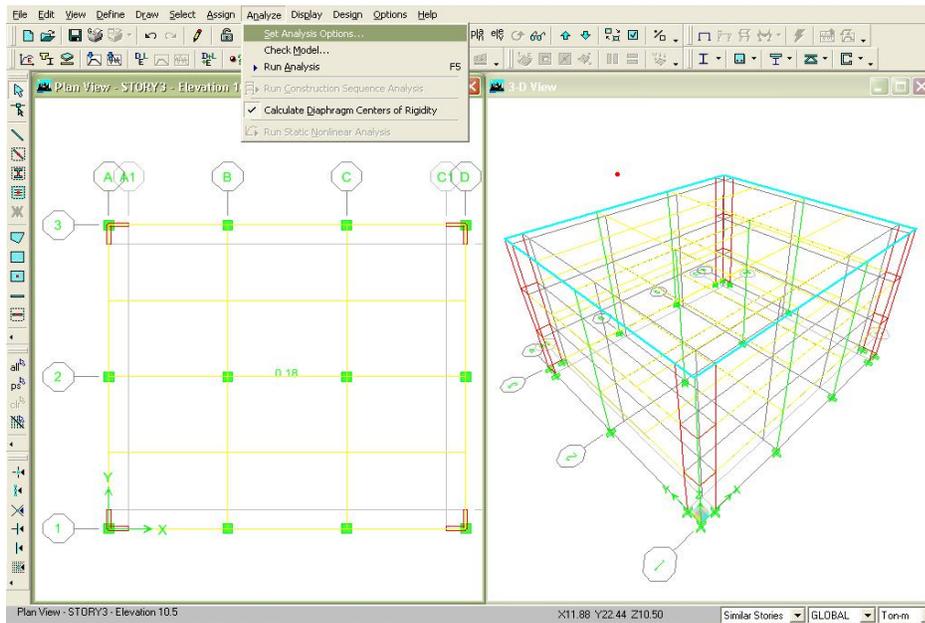


Figura 3.64. Ubicación del comando “Analyze”, en la barra de menus.

Para configurar las opciones de análisis se hace uso del comando *Analyze / Set Analysis Options*, comando que despliega una ventana como la que se muestra en la figura 3.65.

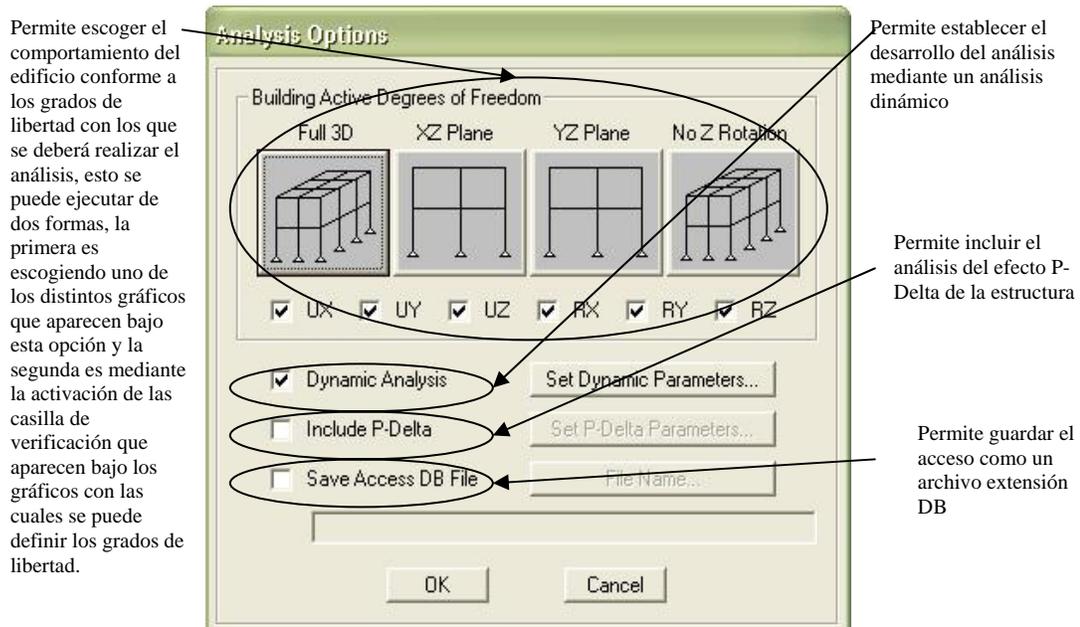


Figura 3.65. Cuadro de dialogo que muestra las opciones de análisis.

Una vez definidas las opciones de análisis se procede a ejecutar el análisis haciendo uso del comando *Analyze / Run Diseño* (ver figura 3.66), ó mediante el icono de acceso directo .

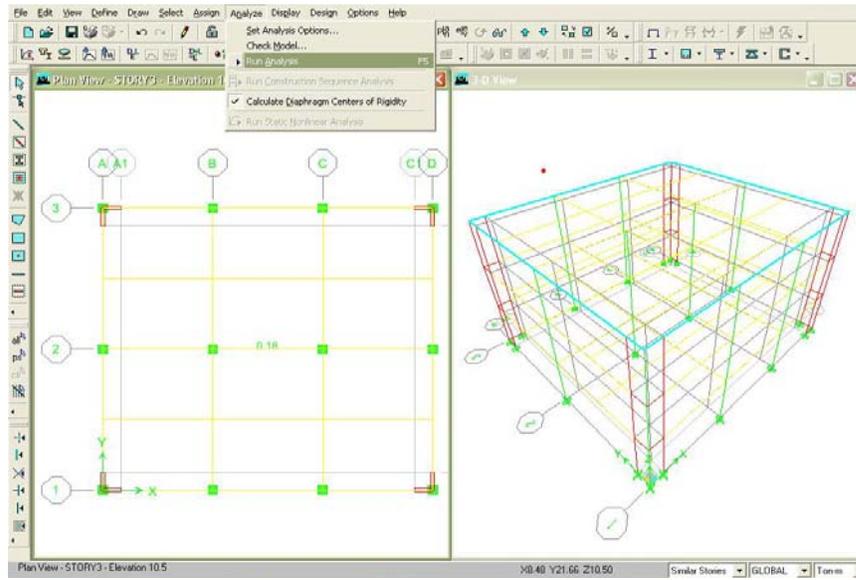


Figura 3.66. Ubicación del comando “Run Analysis”.

Al seleccionar esta opción aparece una ventana de la que se selecciona el comando *Run* para iniciar el análisis del edificio (ver figura 3.67).

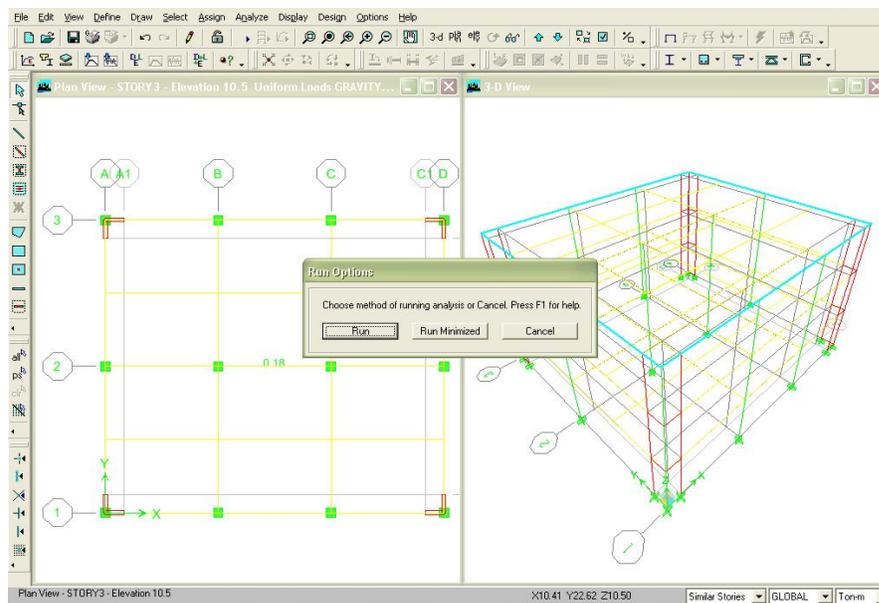


Figura 3.67. Ejecución del análisis de la estructura.

Posterior a la corrida del análisis la ventana del programa tendrá una apariencia como la que se presenta en la figura 3.68, la cual puede cambiar dependiendo las opciones de vistas activadas en cada una de las ventanas de trabajo.

- *Despliegue de la información resultante del análisis.*

Por último, para realizar la revisión de los valores que el programa da como resultado del análisis realizado, se hará uso de los comandos que aparecen en la figura 3.69, en la ventana desplegada por el menú *Display / Show Member Forces / Stress Diagrams*.

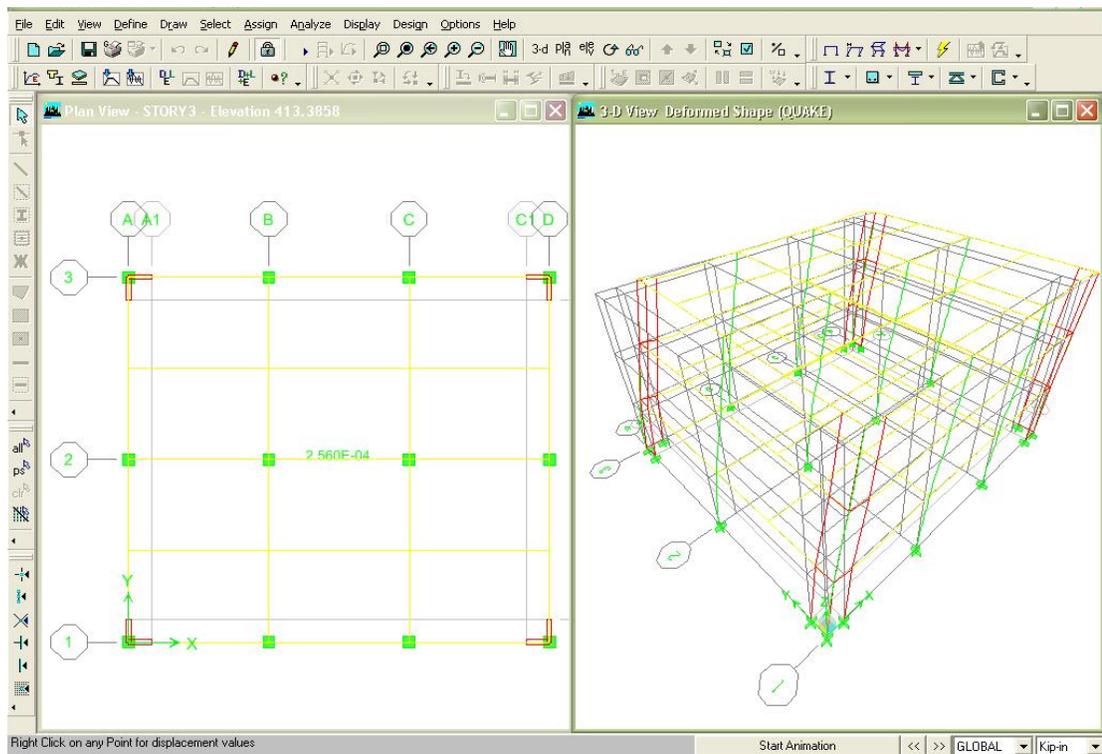


Figura 3.68. Ventana presentada después de la ejecución del análisis.

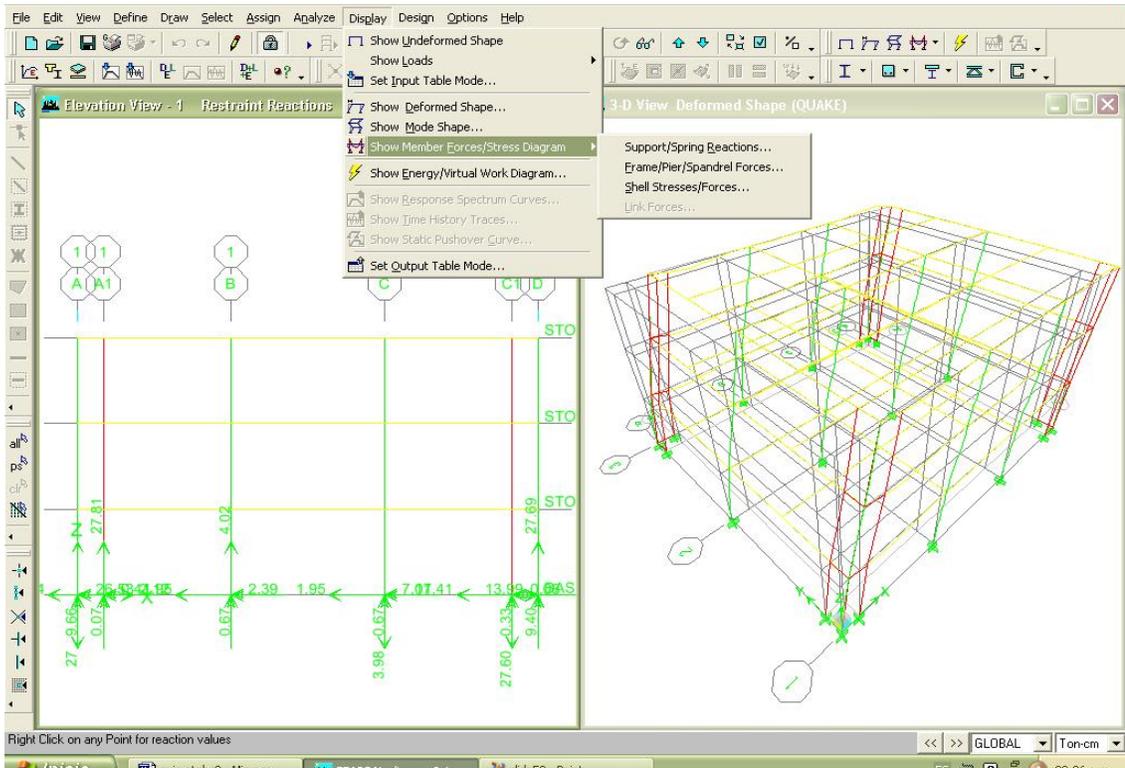


Figura 3.69. Ubicación del comando que nos muestra los diferentes diagramas de fuerza.

Si se hace uso del comando *Frame / Pier / Spandrel Forces*, se podrá ver en pantalla los diagramas de momento o fuerzas cortantes debidas a la aplicación de las cargas que se definieron anteriormente, presentando a su vez una ventana como la de la figura 3.70, en la que se escoge el tipo de carga del cual se busca presente en pantalla el comportamiento que tienen los elementos del edificio ante dicho tipo de carga.

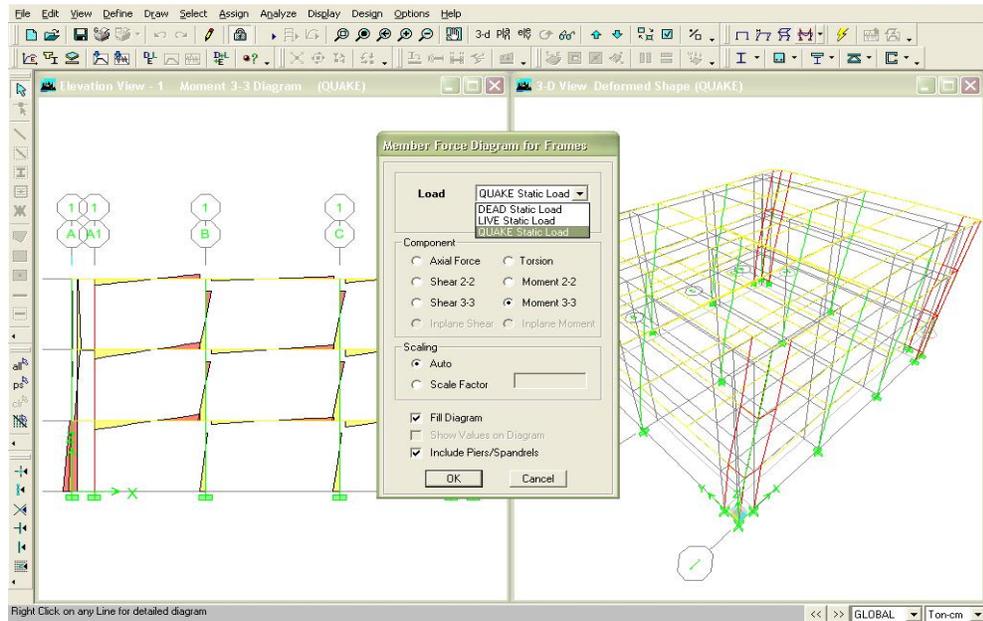


Figura 3.70. Selección de los diagramas de fuerzas según los tipos de carga deseados.

Una vez realizado este paso se obtendrán visualizaciones como la que aparece en la figura 3.71.

Si necesitamos más información sobre un determinado diagrama que se encuentre en cualquier miembro de la estructura podemos hacer un clic derecho con el puntero y se obtendrá una ventana como la de la figura 3.72.

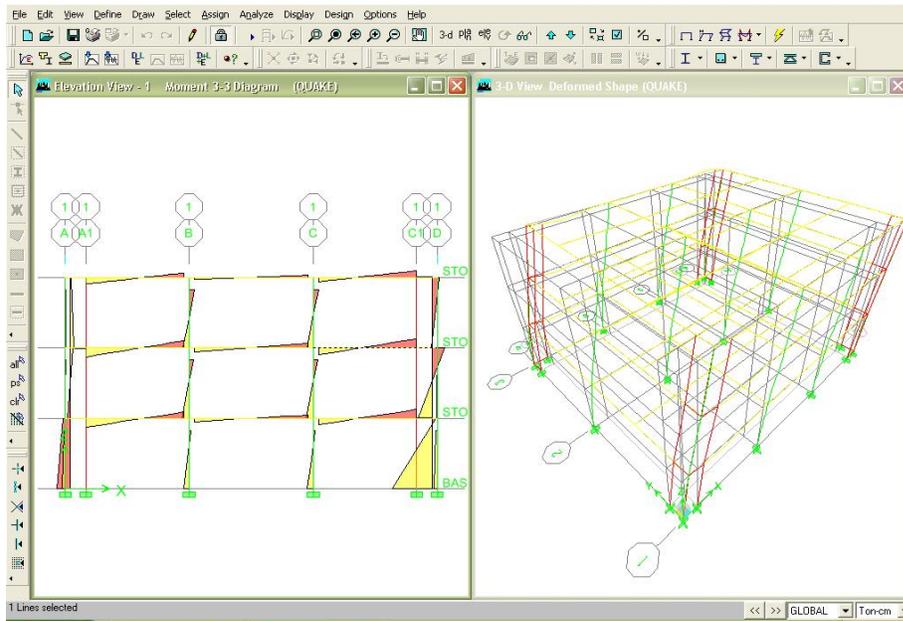


Figura 3.71. Visualización tipo de un diagrama de fuerzas en los elementos de la estructura.

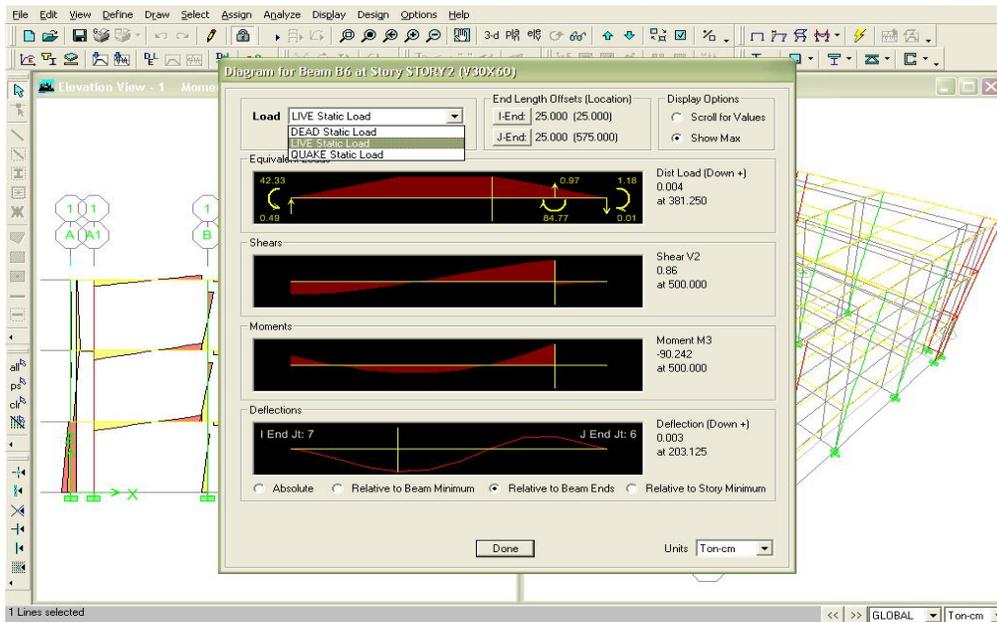


Figura 3.72. Visualización con mayor detalle de los diagramas de un elemento en particular.

Para poder apreciar los diagramas de momento, cortante, y la deflexión de un eje que no aparece en la ventana que muestra el modelo en el plano se puede hacer uso de el comando *Set elevation view* del menú *View*, ó mediante el icono de acceso directo , así también puede emplearse los comandos *Move up in List* y *Move down in List*, que aparecen en la barra de herramientas , con los cuales se puede desplazar de nivel a nivel o de eje a eje del edificio de acuerdo a la selección elegida, sea esta en planta o en elevación, para este caso en particular estos comandos permitirán el desplazamiento de ejes en elevación.

Si lo que se necesita es conocer las reacciones en la base del edificio para proceder luego con el diseño de las cimentaciones, se hace uso del comando *Support / Spring Reaction* y se obtiene una visualización como la de la figura 3.73.

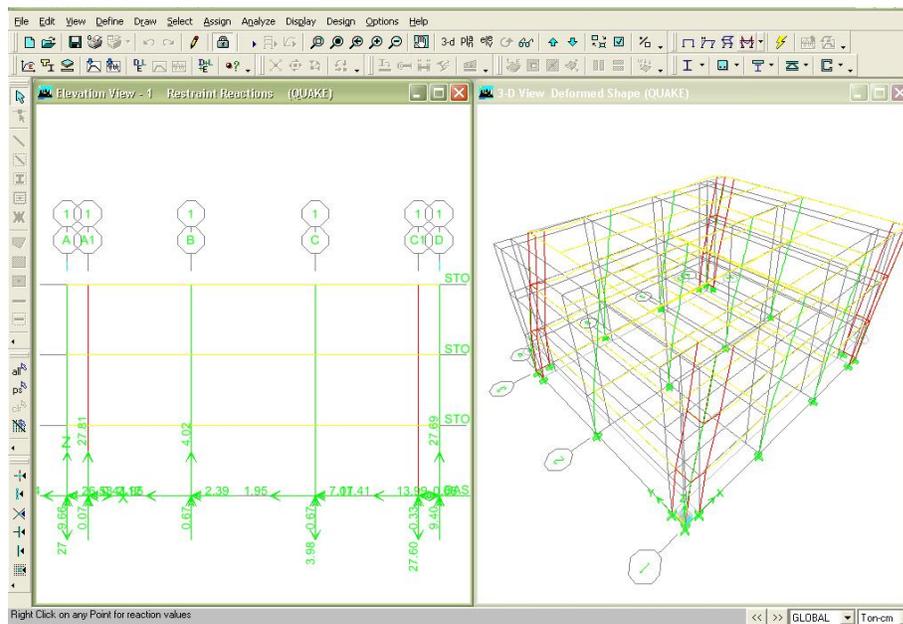


Figura 3.73. Presentación de los valores de reacciones en los soportes de la estructura.

Si se busca analizar el comportamiento de los elementos de área como losas o paredes, es importante recordar que este programa, para el caso de losas no elabora ningún diseño ya que estos elementos son utilizados únicamente para elaborar una distribución de las

cargas hacia las vigas, incluyendo el peso propio del elemento, en el caso de las paredes se presentan valores correspondientes a esfuerzos en la superficie del elemento con ayuda del comando *Shell Stresses / Forces*, obteniendo resultados como los de la figura 3.74.

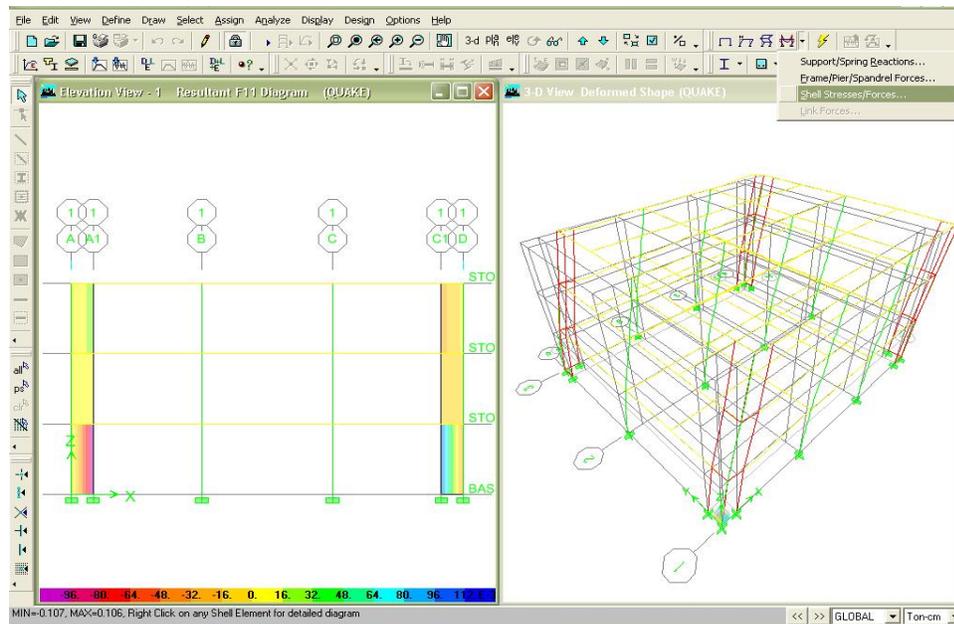


Figura 3.74. Mapa de esfuerzos en elementos de paredes.

Otra forma de verificar resultados es haciendo uso del comando *Display / Set Output Table Mode*, comando que presenta una ventana como la de la figura 3.75, en donde se puede seleccionar el tipo de reacción sobre elementos del edificio que se desee.

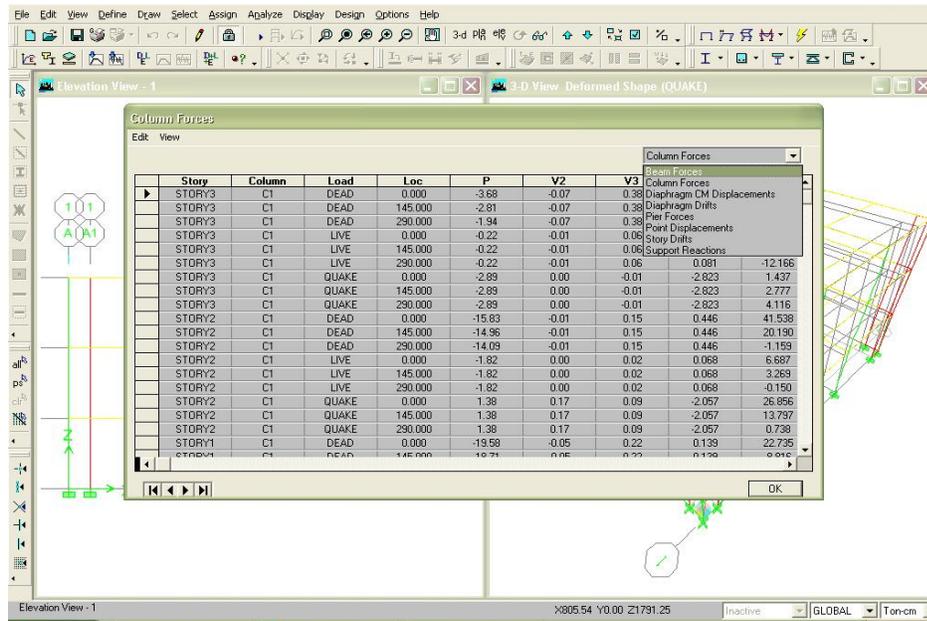


Figura 3.75. Visualización de los datos de salida.

En caso de ser necesario se pueden revisar todos los datos con los que se desarrolló el análisis por medio del comando *Display / Set Input Table Mode*, comando que presenta una ventana como la de la figura 3.76.

Para poder tener una mejor visión del modelo creado así como también una herramienta para la presentación del diseño realizado, se hace uso del comando *Create OpenGL View* del menú *View* el cual al ser activado presenta una ventana con el modelo mediante la cual pueden utilizarse diversos comandos de presentación como se muestra en la figura 3.77:

Con dichos comandos se pueden obtener diversas vistas del modelo creado, dicha ventana se presenta mediante la figura 3.78.

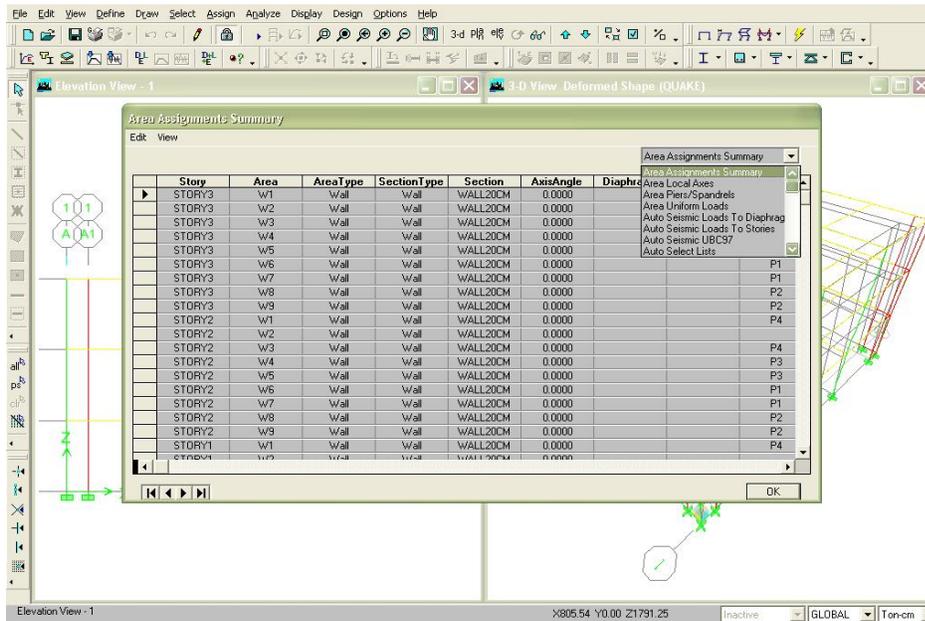


Figura 3.76. Visualización de los datos de entrada

Son muchas las herramientas que pueden utilizarse en esta ventana, pero entre las más importantes podemos mencionar el comando *Move Camera* el cual nos permite observar el modelo del edificio creado desde diferentes vistas como la de la figura 3.79.



Figura 3.77. Herramientas disponibles en la visualización de “OpenGL”.

Ventana que aparece al utilizar el comando Create OpenGL View del menú View, en dicha ventana pueden utilizarse los comandos Save Imagen, Reset and Refresh View, Light Control, Modif. Light Source, Modify Dinamic Movement Speed, Move Camera, Pam, Comandos de Zoom, Rotate, Walk, Side View y Color Control

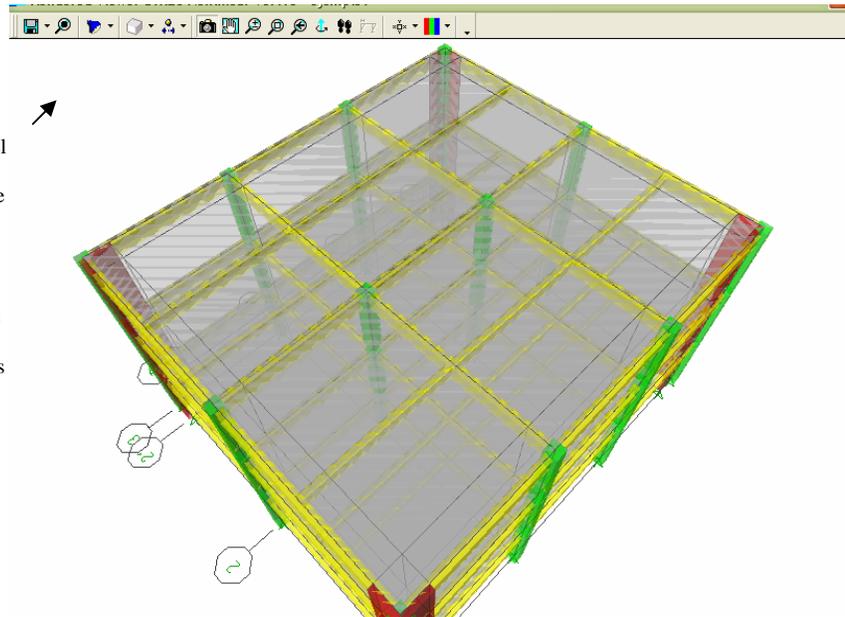


Figura 3.78. Vista correspondiente a las visualizaciones de “OpenGL”.

Ventana que se muestra al utilizar el comando Move Camera el cual al seleccionarlo, permite mediante arrastrar el ratón en la ventana la visualización del modelo desde cualquier vista que se desee. Vistas que pueden ser grabadas utilizando el comando Save Imagen de la barra de herramientas de esta ventana.

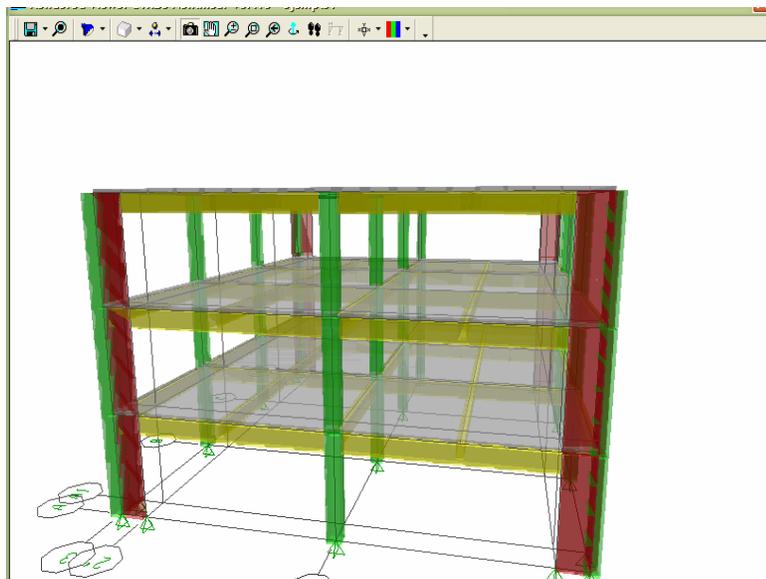


Figura 3.79. Aplicación del comando “Move Camera”.

- Diseño estructural del modelo analizado

Para poder realizar el diseño de un elemento estructural del modelo analizado se utiliza el comando Design del menú de comandos, seguidamente se elige la opción Concrete Frame Design utilizando el menú del comando o por su icono de acceso directo , la cual al seleccionar con el puntero del ratón muestra un menú en cascada donde se elige la opción Start Design/Check of Structure, proceso que se ejemplifica con la figura 3.80a.

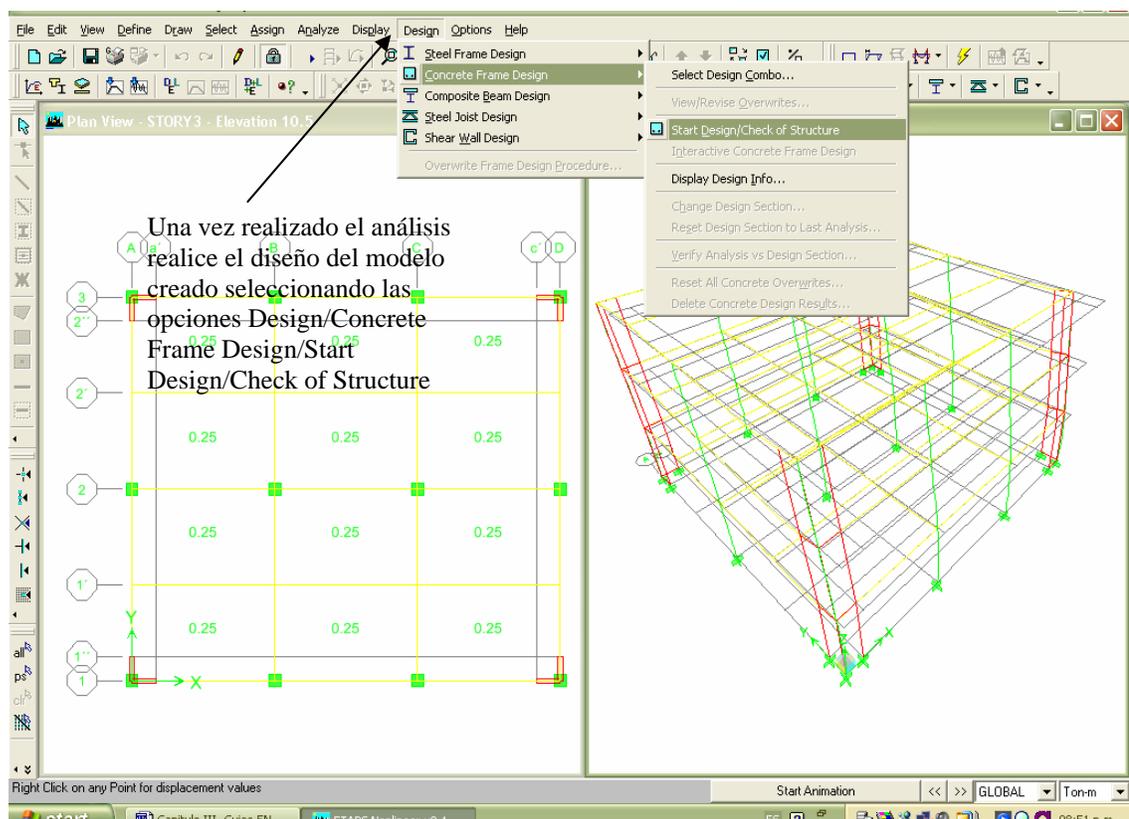


Figura 3.80a. Proceso para diseñar el modelo creado.

Al realizar los pasos mencionados anteriormente el programa inicia automáticamente el diseño de la estructura en conjunto y al concluir los cálculos presenta los resultados del diseño mostrando los valores del acero de refuerzo total por sección, tal como se muestra en la figura 3.80b. Para el caso en el que se requiera revisar el acero por cortante que se encuentra en los elementos tenemos que realizar lo siguiente, usar la opción *Display*

Design Info del menú *Design/Concrete Frame Design*, ver figura 3.80c, en donde, además de poder ver el acero de cortante se puede volver a revisar el acero de refuerzo longitudinal, tal y como se muestran en las figuras 3.80d1, 3.80d2 y 3.80e.

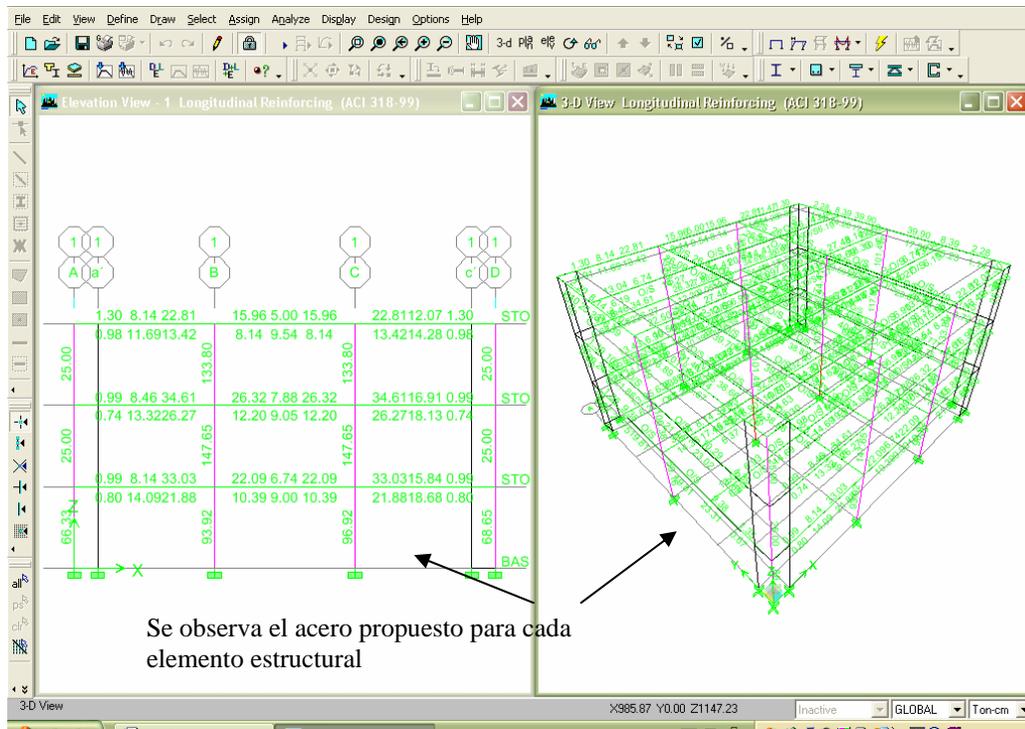
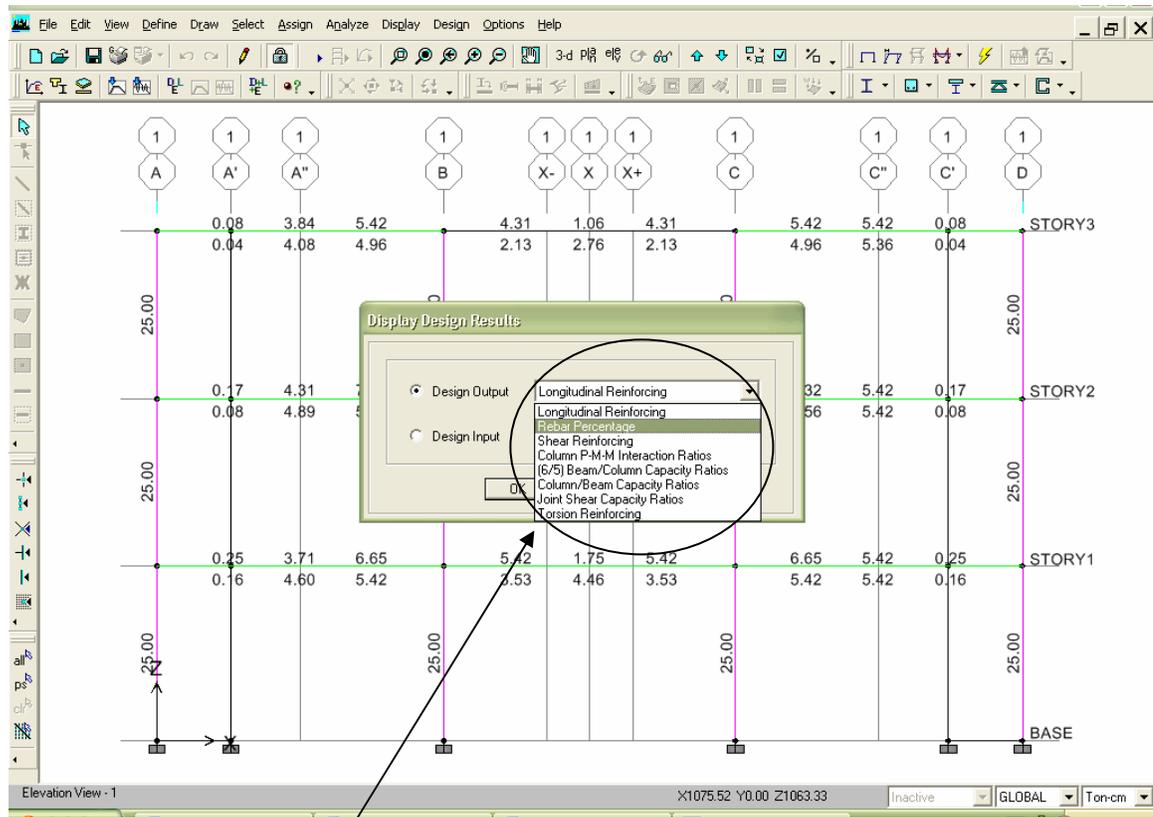


Figura 3.80b. Presentación del diseño del modelo creado



El comando Display Design Info, muestra el cuadro de dialogo que se ve en la figura, en donde, se puede seleccionar cualquiera de los menús que aparecen en esta, entre los que se pueden seleccionar Longitudinal Reinforcing o Shear Reinforcing, refuerzo longitudinal o de cortante respectivamente, estos son los únicos comandos que se explicaran en esta guía, los demás comandos quedan para investigación del usuario, se puede usar el mismo procedimiento para analizar dichos comandos.

Figura 3.80c. Cuadro que despliega el comando Display Design Info, para mostrar en pantalla el acero de refuerzo longitudinal y de cortante o transversal.

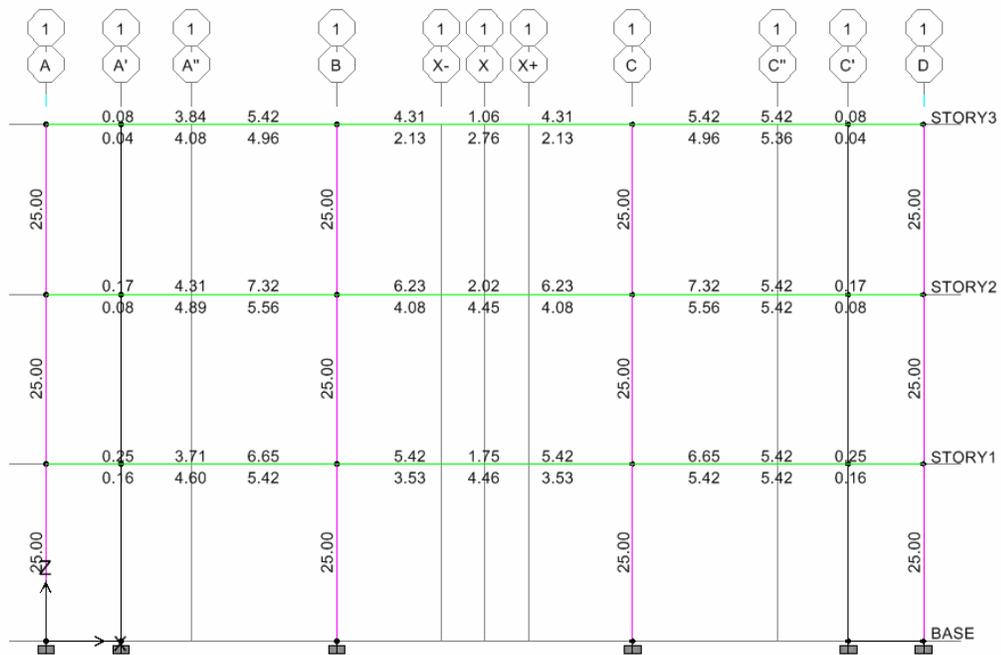


Figura 3.80d1. Presentación del acero de refuerzo longitudinal de un eje, en unidades de ton.cm, el acero se encuentra expresado en cm²

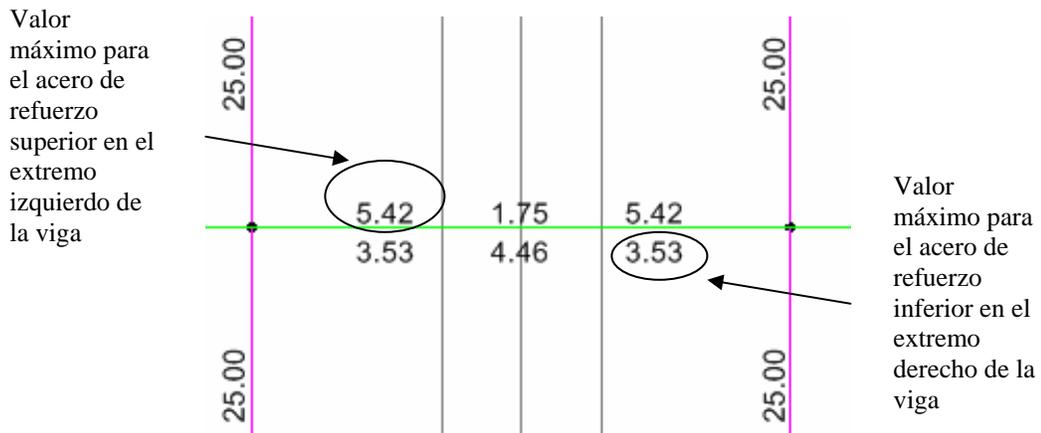


Figura 3.80d2. Detalle de refuerzo longitudinal en una viga, para este caso en particular el acero se muestra en cm².

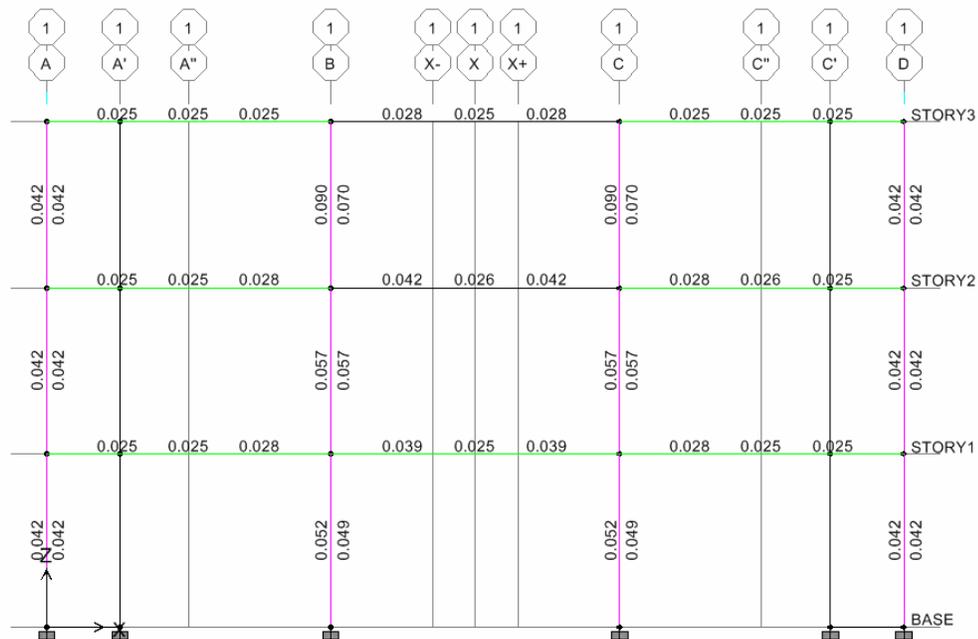


Figura 3.80e1. Muestra el acero de refuerzo por cortante o transversal en unidades de área por unidad de longitud Para este caso en particular la figura se muestra en unidades globales de ton.cm

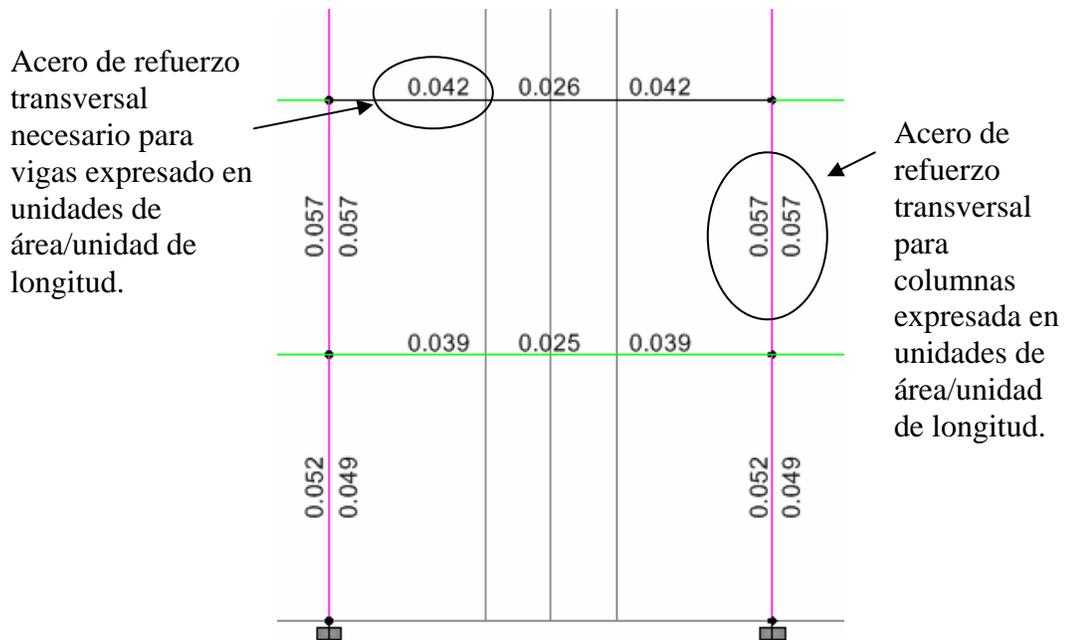


Figura 3.80e2. Muestra el acero de refuerzo por cortante para viga y columnas en unidades de área/unidad de longitud. Para este caso en particular la figura se muestra en unidades globales de ton.cm.

Para conocer ubicación exacta de la posición de los momentos desplegar tabla de resultados haciendo un clic derecho sobre la viga, la cual desplegará la información como se muestra en la figura 3.80f.

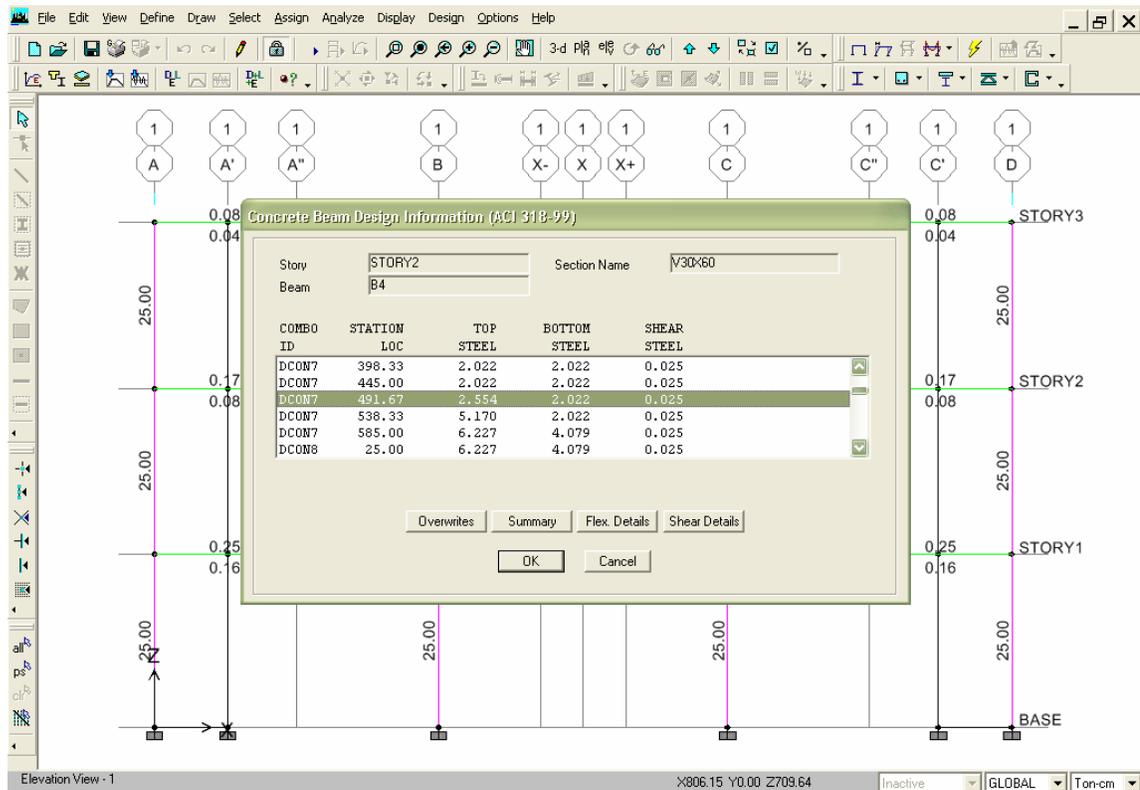


Figura 3.80f. Cuadro de dialogo que se muestra al hacer clic derecho sobre un elemento con acero de refuerzo, después de correr el diseño.

Para el caso de las paredes de cortante el procedimiento de diseño es similar únicamente se seleccionan las paredes, luego se elige la opción Design/Shear Wall Design/Start Design/ Check of Structure y el programa realiza el mismo procedimiento descrito anteriormente para realizar el procedimiento de diseño en este caso para las paredes de cortante se muestra a continuación el procedimiento para aplicar la opción de diseño de las paredes de cortante en la figura 3.80g, y en la figura 3.80h se muestran los valores de diseño del acero por metro lineal para las paredes de cortante.

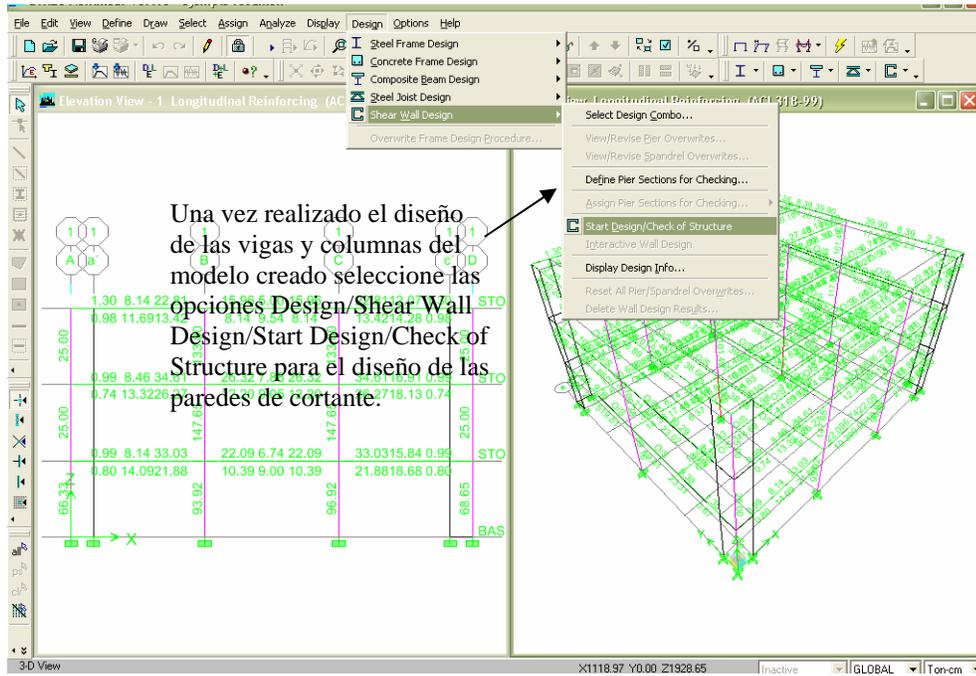


Figura 3.80g. Proceso del diseño de las paredes de cortante del modelo creado

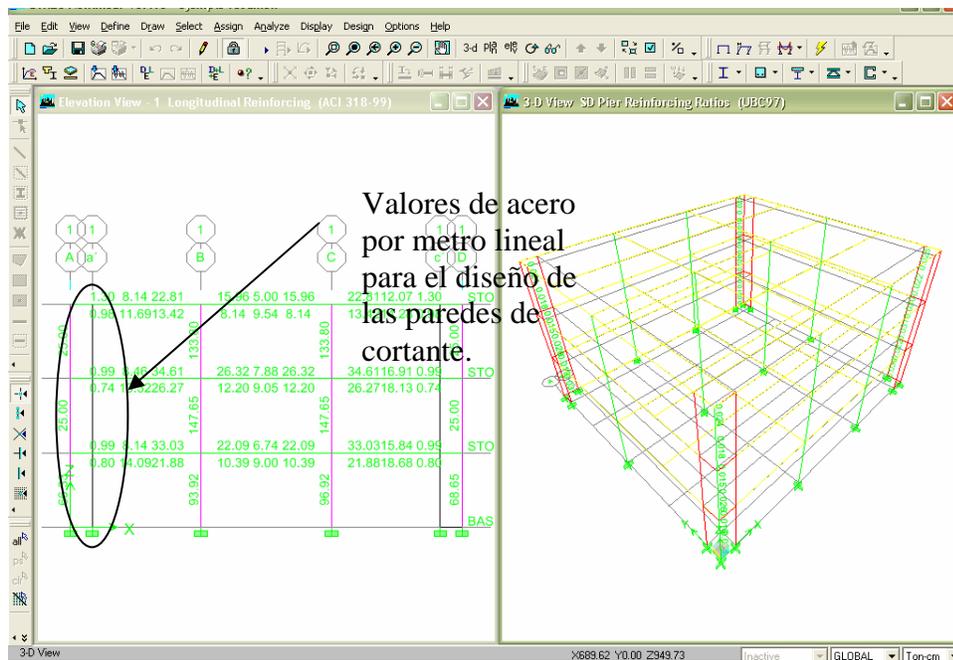


Figura 3.80h. Presentación del diseño de las paredes de cortante del modelo creado

3.3 GUÍA PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS UTILIZANDO EL PROGRAMA DE COMPUTADORA SAP2000.

El desarrollo de la presente guía para el programa SAP2000 se realizará mediante la exposición práctica de los pasos básicos necesarios para elaborar el modelo de un edificio, siguiendo la metodología que se utilizó para la elaboración de la guía del programa ETABS, con el objetivo de lograr uniformizar los puntos más relevantes que es necesario realizar al momento de generar el modelo de un edificio utilizando dicho programa de computadora. Para el caso de SAP2000 no se realizará el proceso de diseño ya que los capítulos posteriores se centrarán en el uso de ETABS para diseño pues es el programa especializado en el análisis y diseño de edificios.

En la figura 3.81 se observa el formato que presenta el programa SAP2000 en la pantalla de la computadora cuando se inicia el programa, en esta figura se remarcan las diferentes barras de herramientas, opciones de pantalla e iconos de acceso directo que muestra el programa.

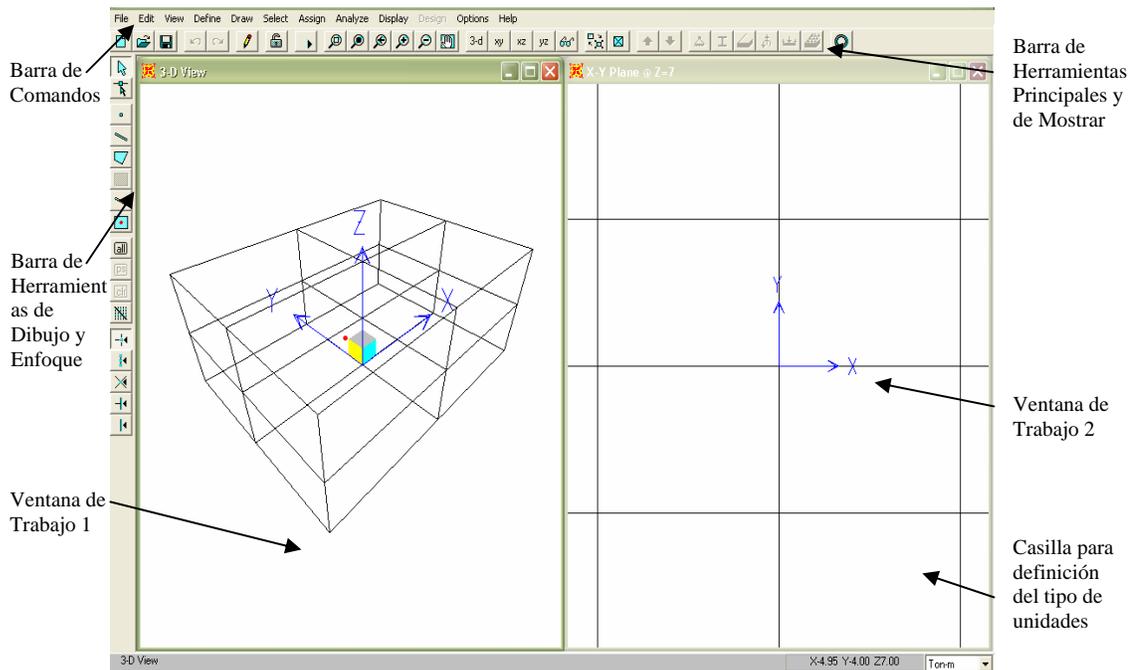


Figura 3.81. Pantalla de inicio correspondiente a SAP2000

○ *Creación de un modelo nuevo*

Procedemos a explicar el uso del programa de forma practica con la creación de un modelo nuevo, utilizando el comando “file” de la barra de comandos seleccionando la opción “New Model”, ó simplemente seleccionando el icono de acceso directo  de la barra de herramientas principales y de mostrar; al momento de crear un nuevo modelo el programa cierra el modelo en el que se esta trabajando y todas las opciones que se le habían activado, y despliega una ventana tal y como se muestra en la figura 3.82.

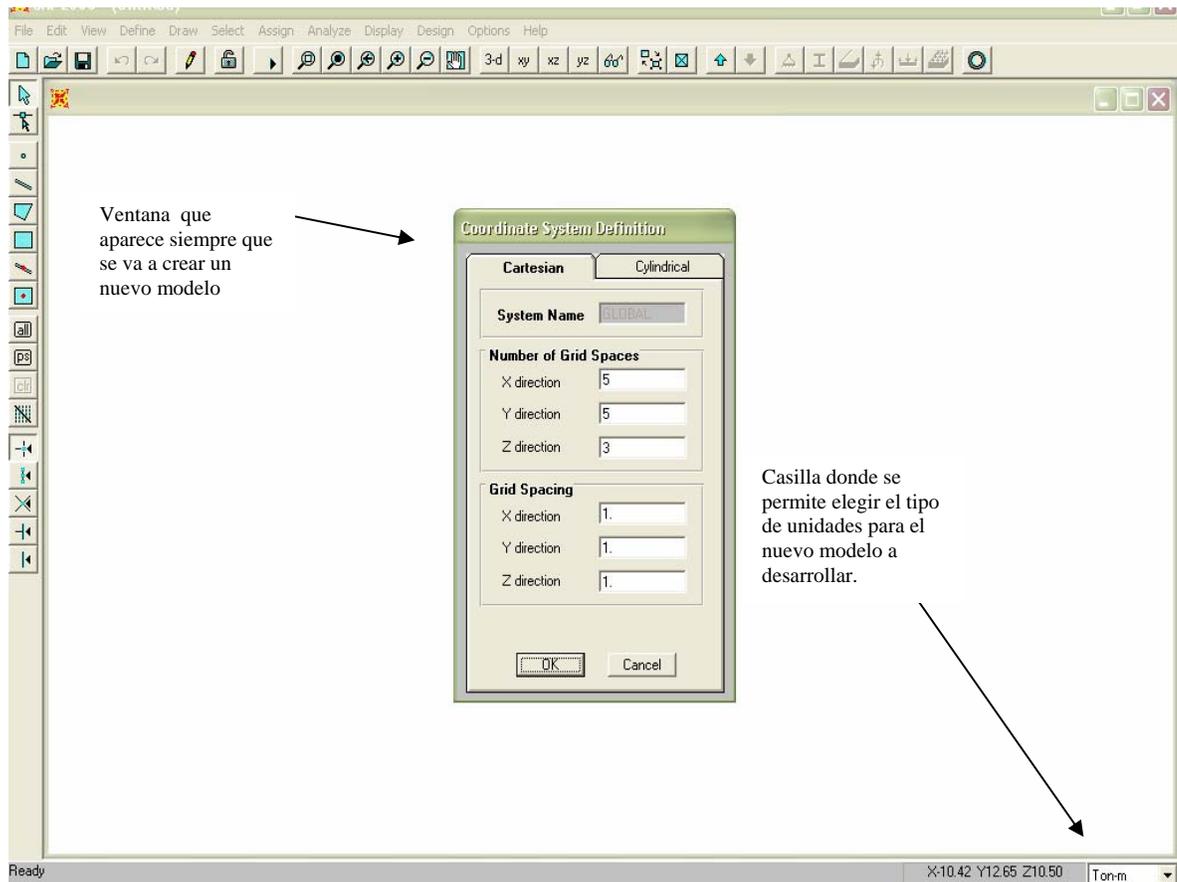


Figura 3.82. Datos de ingreso al momento de crear un archivo nuevo.

Al crear el nuevo modelo se despliega una ventana como la que se muestra en la figura 3.79, en donde se introducen los datos para definir los valores que deberá presentar la malla de líneas guías para el modelado del edificio.

La ventana que se muestra al iniciar un modelo nuevo presenta la información que aparece en la figura 3.83, la cual deberá llenarse para la ejecución del modelo a elaborar.

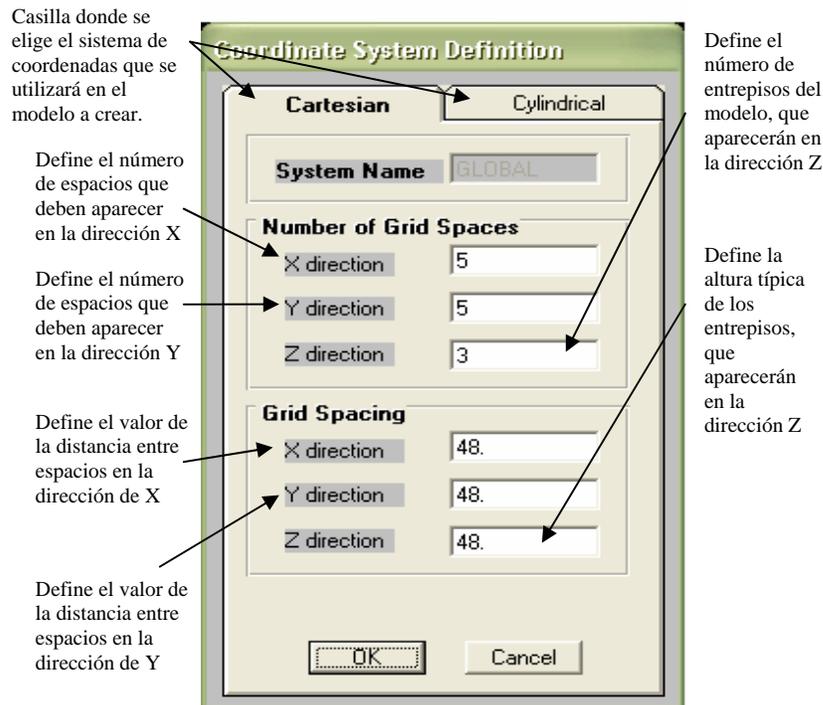


Figura 3.83. Mayor detalle de los datos de entrada para un nuevo modelo.

El programa SAP2000 posee dos tipos de ejes de coordenadas para referencias, uno global y otro local, el primero corresponde al eje X, eje Y y eje Z, donde el eje X está orientado en la posición horizontal apuntando hacia la derecha, el eje Y está orientado a 90 grados del eje X en el plano, apuntado hacia el fondo de la pantalla, por último el eje Z se encuentra orientado en la vertical apuntando hacia arriba; el segundo proporciona los ejes de coordenada dependiendo de la posición y tipo de elemento que se está analizando en ese momento, se relacionan a su vez a los ejes de coordenadas globales, los ejes locales quedan definidos como eje 1, eje 2 y eje 3.

Para el caso de los elementos que forman vigas el eje 1 esta contenido en la longitud del elemento, el eje 2 esta contenido en la dirección del peralte de la viga, y el eje 3 corresponde a la dirección de la base; para las columnas los ejes locales quedan definidos para el eje 1 paralelo a la altura del elemento, el eje 2 en la dirección coincidente con el eje global X y el eje 3 coincidente con el eje global Y; para losas los ejes locales 1 y 2 quedan contenidos en el plano de la losa dejando al eje 1 coincidir con el eje global X y el eje 3 coincidiendo con el eje global Z; en el caso de las paredes los ejes locales quedan definidos de la siguiente manera el eje 1 contenido en el eje horizontal apuntando hacia la derecha, el eje 2 contenido en el eje vertical hacia arriba, y el eje 3 apunta siempre hacia afuera de la pantalla, en dirección al usuario. Es importante recordar que tanto los ejes de coordenadas para referencias globales y locales siempre cumplen con la ley de la mano derecha.

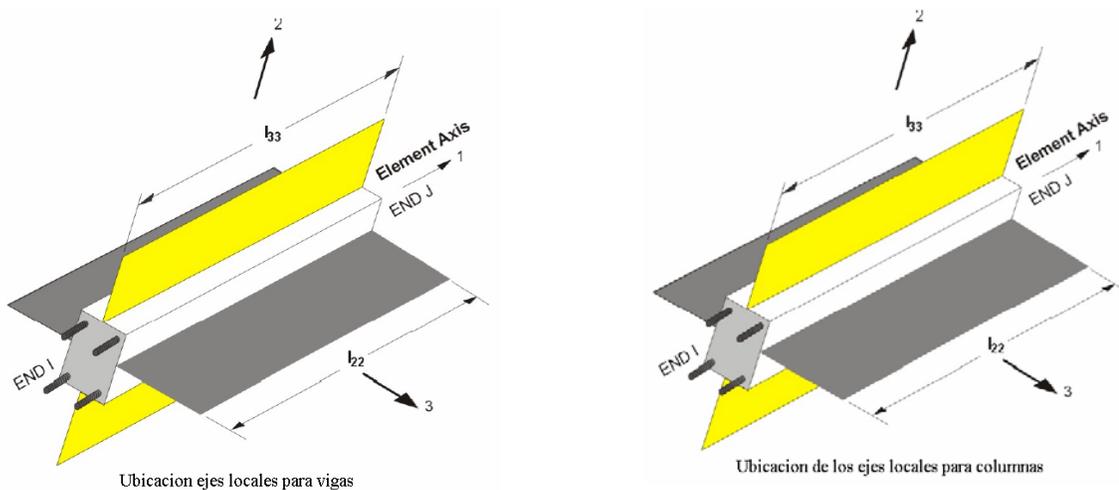
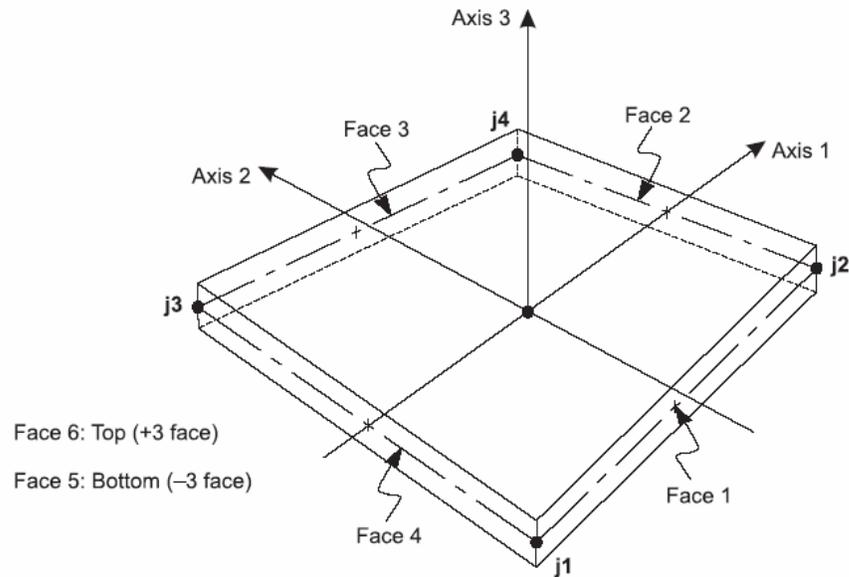


Figura 3.84 Representación de ejes principales para una viga



Elemento reticular cuadrilátero de cuatro nudos

Figura 3.85 Representación de ejes principales en una losa

Para el desarrollo del ejemplo, se supondrá que se tiene un edificio que posee 3 claros en la dirección “X” y 2 en la dirección “Y”, con una distancia entre claros de 6.0 y 8.0 m respectivamente, además de presentar 3 entrepisos con una altura entre ellos de 3.5 m; estos datos se introducen en las casillas que se presentaron en la figura anterior, estableciendo primeramente las unidades de trabajo en Ton/m en la casilla para la definición del tipo de unidades, para ingresar los datos de distancias en metros; una vez introducidos todos los datos el cuadro se presentará como se muestra en la figura 3.86.

En el caso de que el edificio a modelar presentara claros de diferentes dimensiones y entrepisos con diferentes niveles se puede hacer uso del comando *Draw / Edit Grid*; en la figura 3.86 se presenta la ubicación de este comando, en la figura 3.88 aparece como se pueden realizar las modificaciones según como se encuentre la planta arquitectónica del edificio a diseñar.

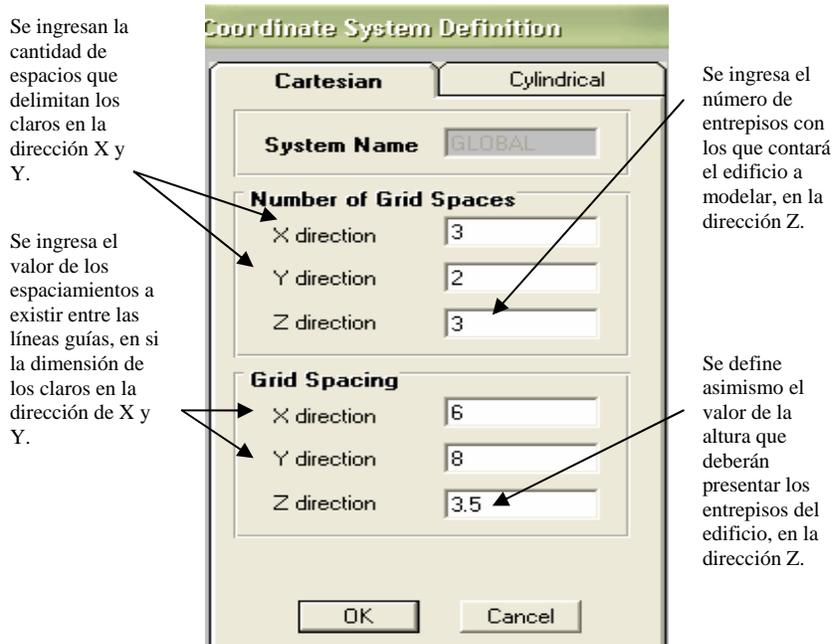


Figura 3.86. Ingreso de datos para ejemplificación de uso del programa.

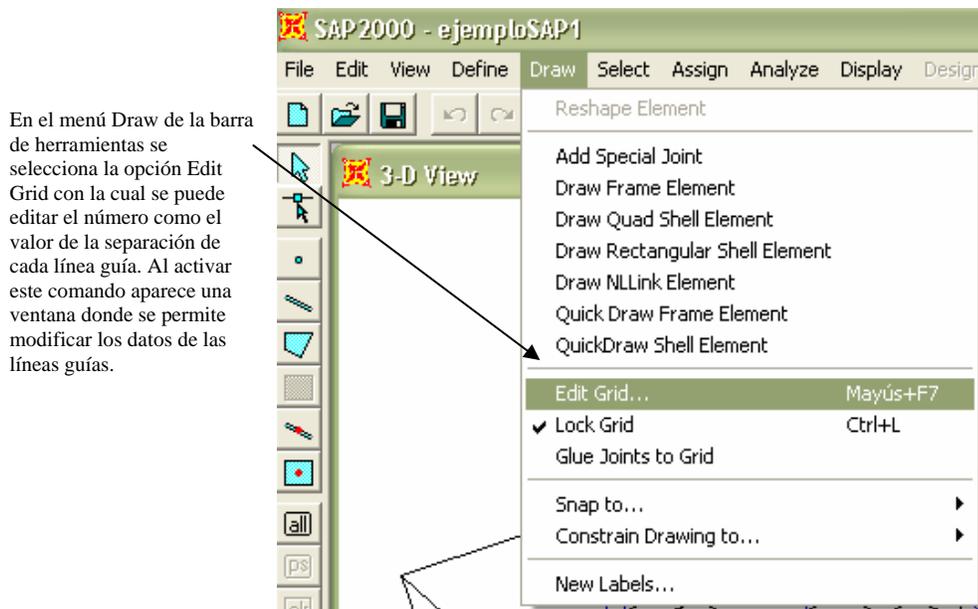


Figura 3.87. Ubicación del comando “Edit Grid”.

Al seleccionar este comando aparece la ventana de dialogo siguiente que permite editar las líneas guías.

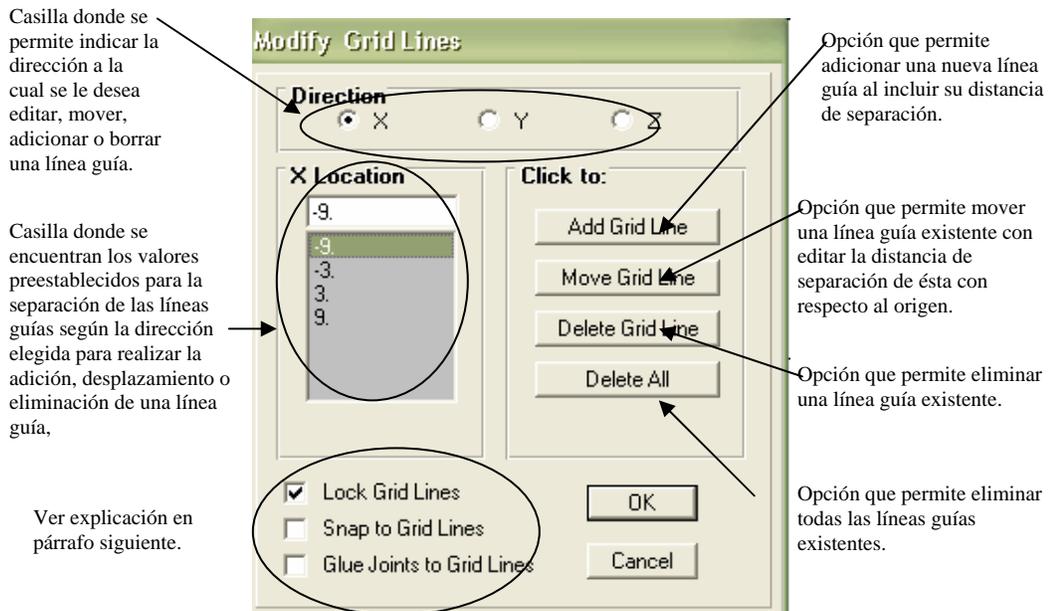


Figura 3.88. Opciones disponibles al momento de editar la malla de líneas guías.

De la figura anterior la casilla de verificación que lee Lock Gris Lines es la opción que permite unir las líneas guías. La opción Snap to Gris Lines es aquel que permite resaltar el puntero en posiciones específicas de la línea guía, por último Blue Joints to Grid Lines es aquella que permite la unión de los puntos a la línea guía.

Una vez llenos todos los datos, se procede a generar el modelo haciendo un clic en el botón *OK* y obtendremos un resultado como el de la figura 3.89.

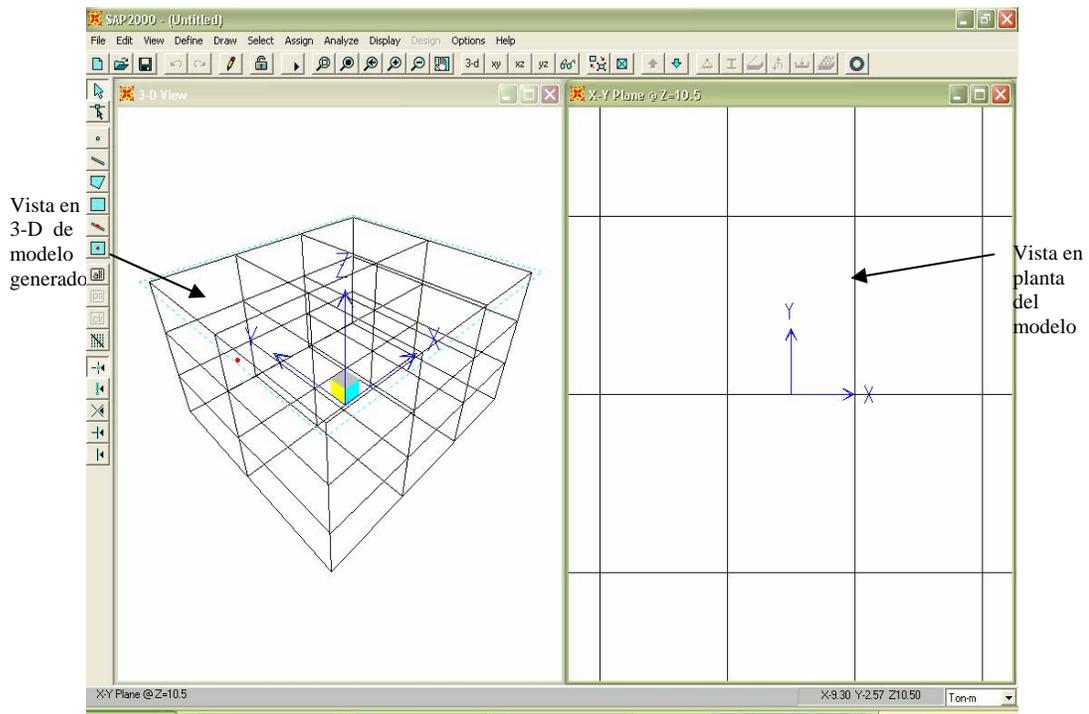


Figura 3.89. Presentación del modelo después de editar las líneas guías.

○ *Definición de materiales*

Una vez definidas las líneas guías que delimitan el modelo a generar, procedemos con la definición del tipo de material con el que se trabajará, es necesario realizar una pequeña verificación sobre el tipo de unidades con el que se está trabajando, lo que aparece en la esquina inferior derecha de la pantalla del programa, ver figuras 3.90 y 3.91

Para la definición de los materiales se selecciona el comando "Define" de la barra de comandos y luego se selecciona la opción "Material..." que aparece en el menú desplegado por el comando Define

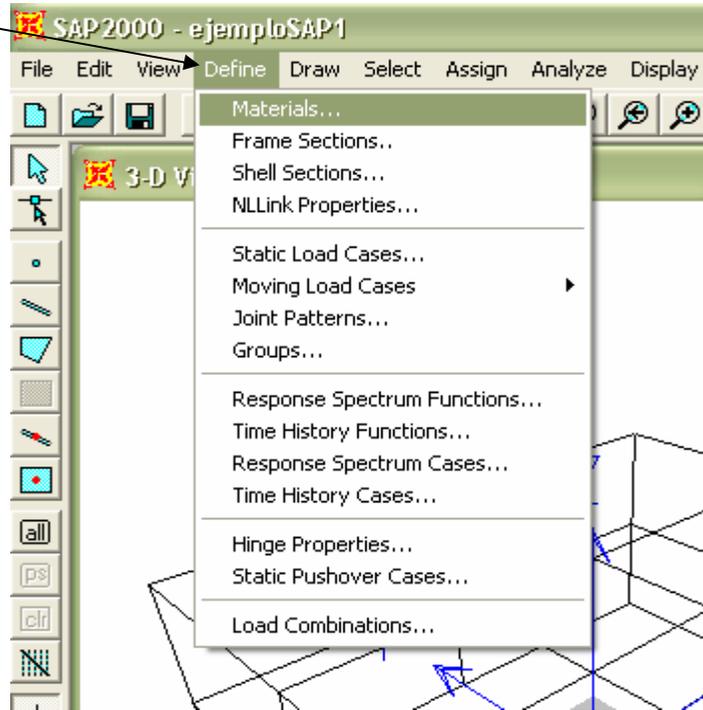
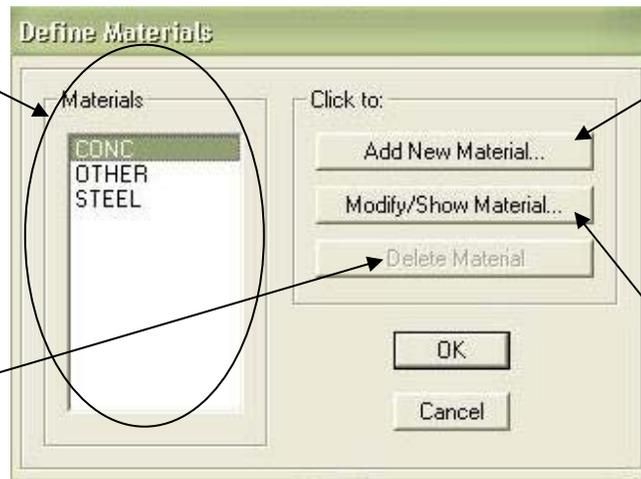


Figura 3.90. Ubicación del comando "Define Materials".

Muestra los diferentes materiales disponibles entre los cuales pueden seleccionarse en este cuadro

Borra un material seleccionado del cuadro de materiales



Comando que permite crear un nuevo material y establecer sus propiedades

Comando que permite modificar un material que se haya seleccionado de los que aparezcan en el cuadro de materiales.

Figura 3.91. Ventana disponible al acceder al comando "Define Materials".

Se creará un material el cual llamaremos "CONC280", el cual será del tipo concreto con resistencia de 280 Kg. /cm² a la compresión, acero de refuerzo con una resistencia a la Tensión de 4,200 Kg. /cm² y acero de refuerzo con una resistencia al cortante de 2,800

Kg. /cm², para esto se llenará la caja de diálogo de la figura 3.92 con los datos definidos anteriormente como sigue.

Material Property Data

Material Name CONC280

Type of Material
 Isotropic Orthotropic

Type of Design
 Design Concrete

Analysis Property Data

| | |
|----------------------------|-----------|
| Mass per unit Volume | 0.7981 |
| Weight per unit Volume | 7.8334 |
| Modulus of Elasticity | 20389019 |
| Poisson's Ratio | 0.3 |
| Coeff of Thermal Expansion | 1.170E-05 |
| Shear Moduli | 7841930. |

Design Property Data

| | |
|----------------------------------|-------|
| Reinforcing yield stress, fy | 42000 |
| Concrete strength (Cylinder), fc | 2800 |
| Shear steel yield stress, fys | 28000 |
| Concrete shear strength, fcs | 2800 |

Permite definir el tipo de material de diseño

Asigna el valor de fy del acero de refuerzo para cortante

Asigna el valor de fy del acero de refuerzo longitudinal

OK Cancel

Figura 3.92. Creación del material CONC280 para la ejemplificación.

Debe tenerse especial cuidado en los datos de propiedades de diseño, pues deben introducirse los valores correctos para el concreto de acuerdo a las unidades que se hayan establecido previamente. Una vez creado el nuevo material aparecerá el cuadro como el que se muestra en la figura 3.93.



Figura 3.93. Comprobación de la creación del material CONC280.

○ *Definición de secciones*

Después de creado el material con el que se trabajará se procede a definir los tipos de secciones con las que se crearán las vigas primarias, vigas secundarias, columnas, paredes de cortante y losas del edificio a modelar. (Ver figura 3.94)

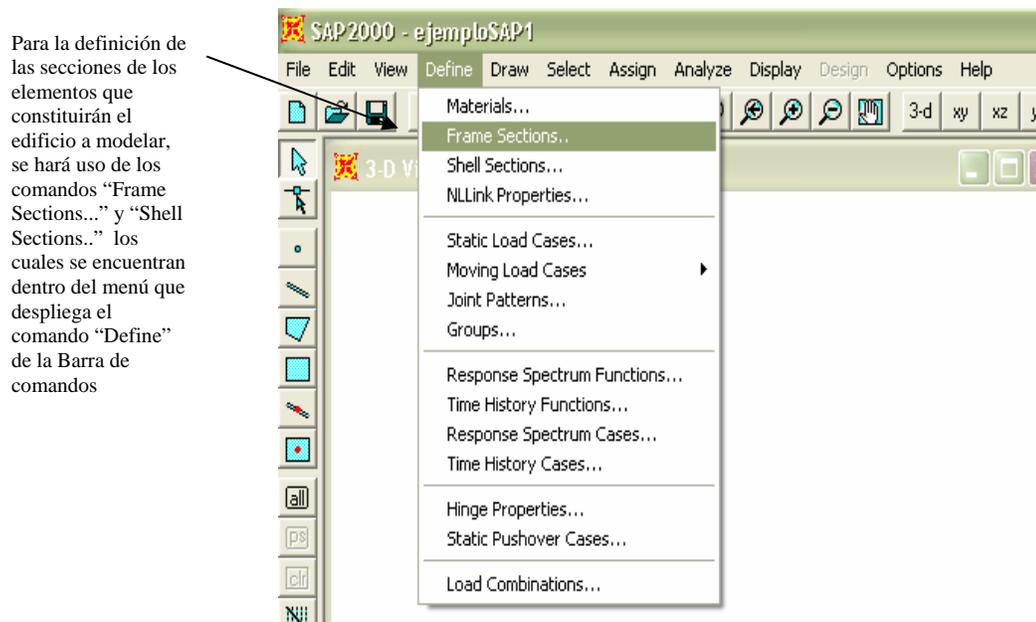


Figura 3.95. Ubicación del comando para definir las secciones de los elementos.

Los elementos de este edificio presentarán las siguientes dimensiones:

Las columnas serán de 50x50 cm.

Las vigas primarias serán de 30x60 cm.

Las vigas secundarias serán de 25x50 cm.

Las paredes de cortante serán de un espesor de 20 cm. y un largo de 1.00 m

Las losas tendrán un espesor de 12 cm.

Se procederá a crear los elementos que forman el marco mediante el comando *Define / Frame Sections*, desplegando una ventana tal y como se muestra en la figura 3.96; antes de activar este comando es necesario hacer una revisión del tipo de unidades en el que se está trabajando con el fin de introducir valores correspondientes a las unidades que aparecen en la esquina inferior derecha de la ventana del programa.

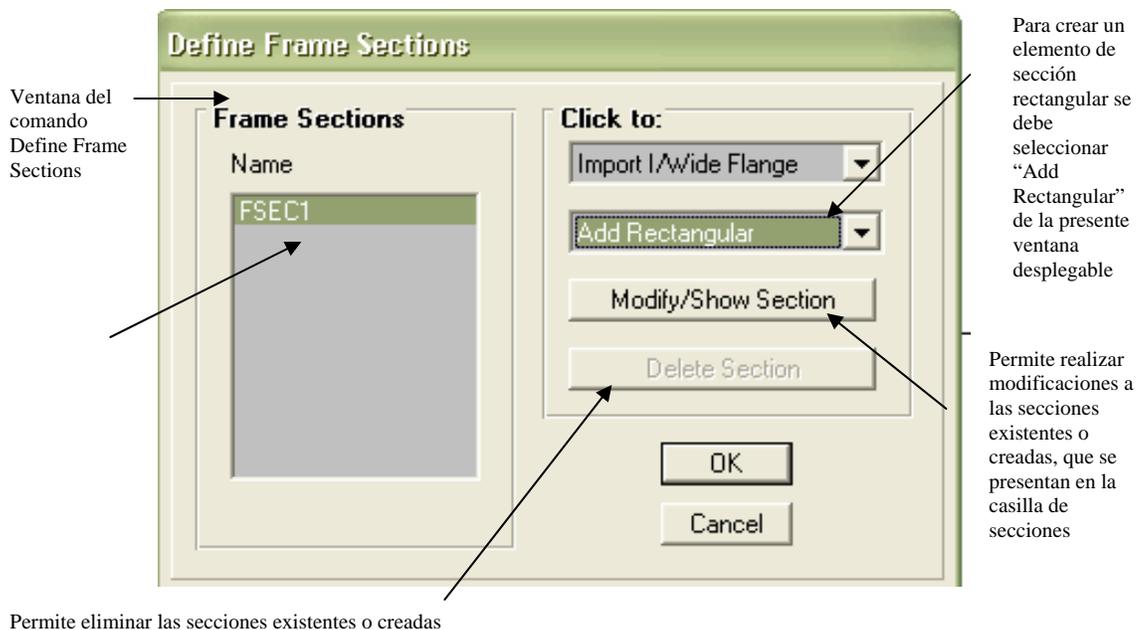


Figura 3.96. Ventana del comando "Define Frame Sections".

El comando "Add Rectangular" (comando que se activa al pulsar la caja desplegable con el puntero del ratón) permite definir la sección de la columna o viga que se desea

crear, las ventanas de dialogo que muestran este comando son las que aparecen en la figura 3.97 y en la figura 3.98.

Para el caso de columnas aparecerá la opción de Reinforcement al darle clic con el puntero del ratón se desplegará una ventana igual a la que se muestra en la figura 3.98

Los pasos anteriores se repetirán para la creación de cada una de las secciones de vigas y columnas que constituirán al edificio, se propone que para nombrar las secciones estas vayan acompañadas de la inicial del elemento seguidas de las dimensiones del ancho por el alto para facilitar tanto su reconocimiento al momento de asignarlas como para identificarlas en las tablas de salidas de datos.

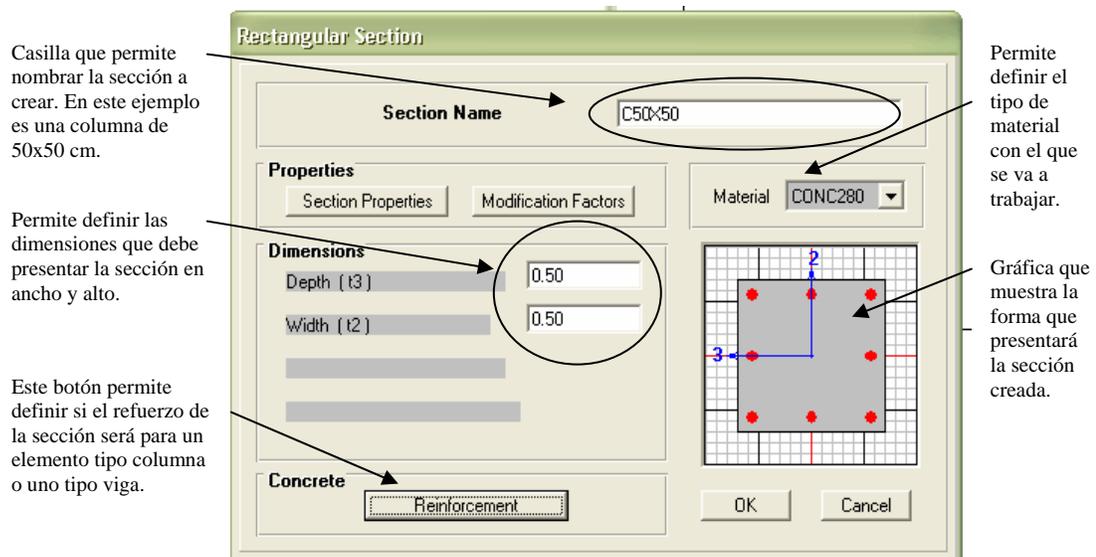


Figura 3.97. Ventana de dialogo del comando "Add Rectangular".

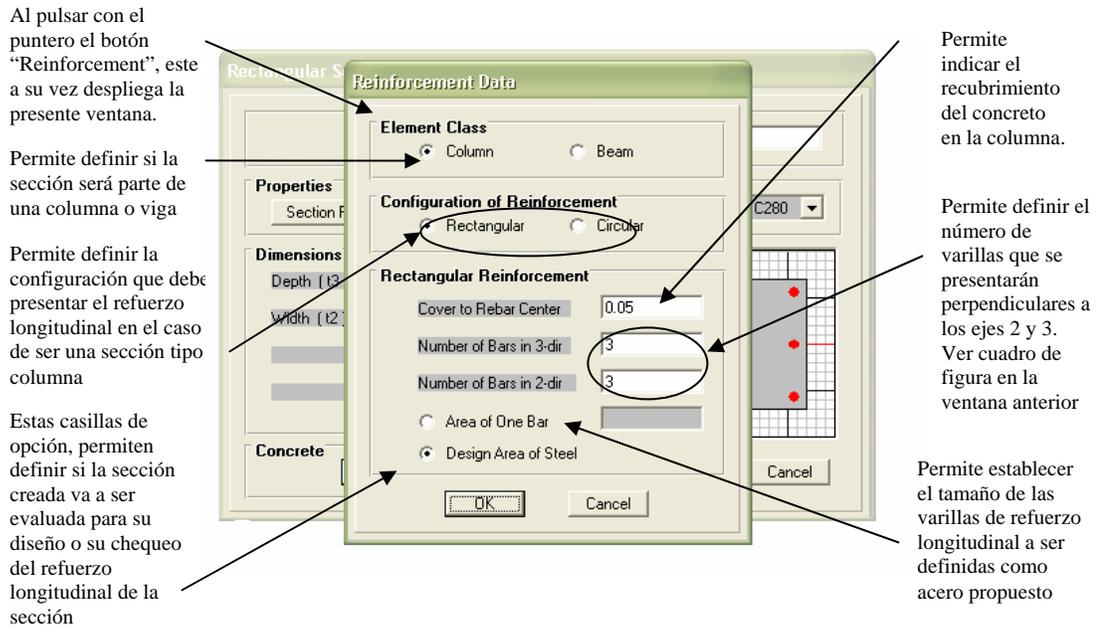


Figura 3.98. Opciones del comando "Reinforcement".

Una vez definidas todas las secciones que formarán los elementos de los marcos y vigas primarias, se pasará a definir las losas que conforman nuestro modelo, usando el comando *Define / Shell Sections*, desplegando una ventana como la que se presenta en la figura 3.99.

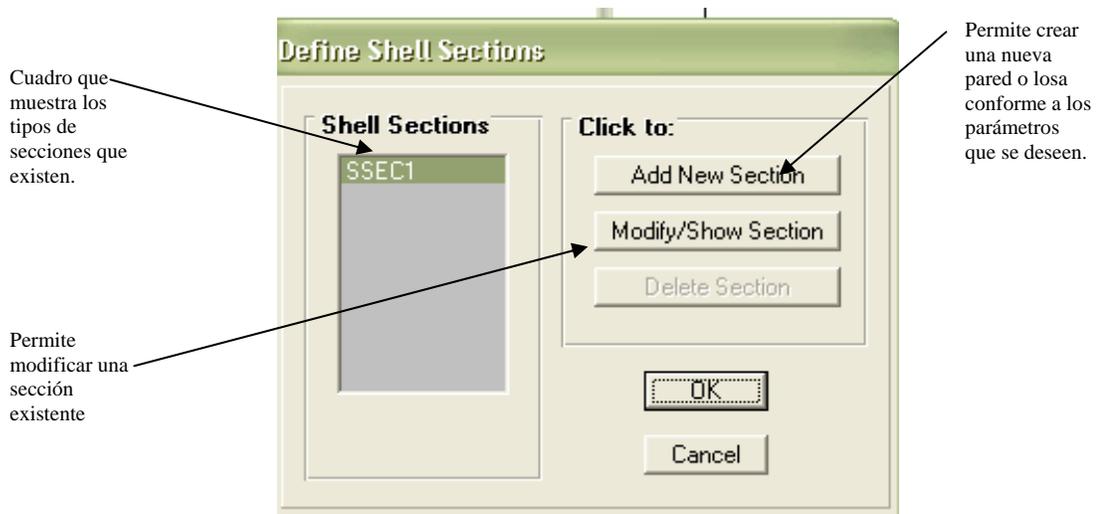


Figura 3.99. Comando "Define Shell Sections".

Para crear una losa es necesario seleccionar de la ventana desplegable que aparece en la figura 3.99 la opción *Add New Section*, pulsando con el puntero sobre este comando se despliega la ventana que se muestra en la figura 3.100.

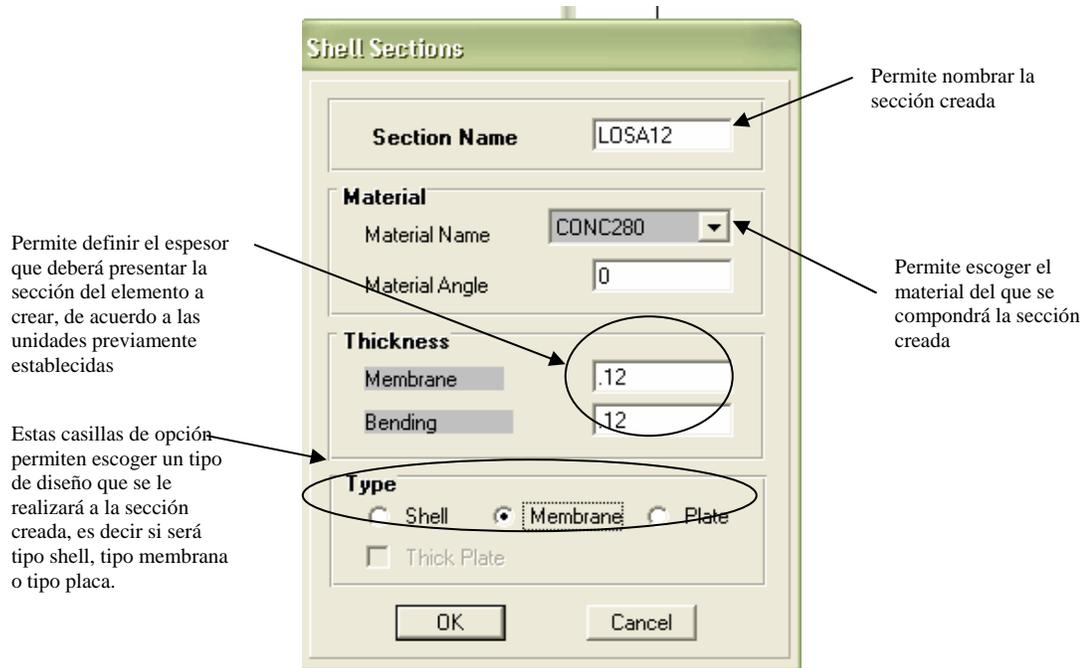


Figura 3.100. Opciones disponibles para editar una losa y/o pared.

El tipo de diseño con la opción Membrana es empleado para revisar la rigidez de elementos solo en el plano y además me permite cargar todos los nudos que conforman el elemento. La opción tipo Shell permite revisar la rigidez de elementos dentro y fuera del plano, distribuye la fuerza dependiendo de el número de retículas o elementos que se le han atribuido, es un diseño basado en elementos finitos. La opción Plate se utiliza para aquellos elementos de un gran espesor como zapatas o losas de fundación.

Debe especificarse el espesor tanto en la casilla de Membrana para el caso de diseño tipo Membrana o Plate y la casilla Bending para un diseño tipo Shell.

En la figura 3.100 se puede observar que el nombre que se le coloca a la sección de losa refleja en cierta medida el espesor de la misma, además es recomendable cuando se

define la sección de una losa densa, se utilice el diseño de la sección como tipo membrana porque se considera que la losa es infinitamente rígido y que la rigidez solo se debe analizar en el plano por lo que solo transmite las cargas de un nivel a otro, además de que los programas de diseño y diseño así lo recomiendan. De forma similar se procederá a definir las paredes de cortante de nuestro modelo, con la única diferencia que se escogerá un diseño de la sección tipo Shell, porque estas se analizan como elementos que poseen rigidez tanto dentro como fuera del plano.

- *Casos de carga estática*

Posterior a la definición de todas las secciones de los elementos que conformarán el edificio en modelación, se procede a definir los casos de carga estática por medio del comando *Define / Static Load Cases* (ver ubicación en la figura 3.100).

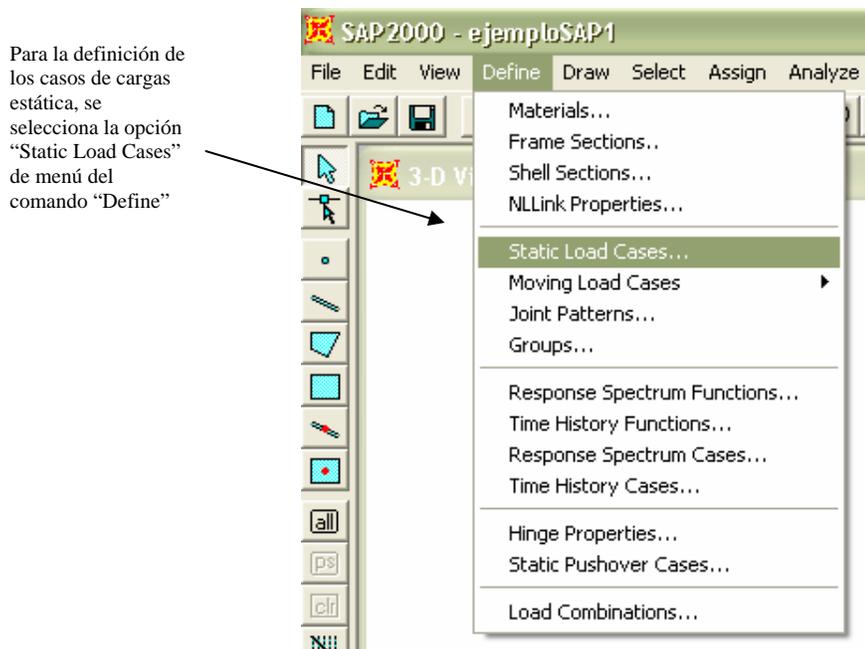


Figura 3.100. Ubicación del comando "Static Load Case".

Una vez seleccionado el comando *Static Load Cases*, el cual muestra una ventana como la que se presenta en la figura 3.101, se procede a introducir los tipos de cargas con los

que se va a trabajar (ver figura 3.102), en este caso tendremos Carga Muerta (DEAD), Carga Viva (LIVE) y Carga Sísmica (EARTHQUAKE), para cada caso de carga primero se define el nombre de la misma, luego se selecciona el tipo de carga al que pertenece, como caso particular puede ser una carga sísmica y por lo tanto se nombrará QUAKE, posteriormente se determinará si esta carga deberá incluir el peso propio de los elementos del edificio y por último se realizará el diseño sísmico haciendo uso de la NTDS, con el auxilio de un código ó un reglamento de diseño sísmico; o si se hará de forma manual, realizando el cálculo de las rigideces para realizar la distribución del cortante basal total correspondiente tanto a entresijos como ejes que forman el edificio y proceder a la consecuente asignación de cargas de forma manual una por una, según ejes y entresijos; hecho esto, se procede a dar clic en la casilla *Add New Load* para que la carga introducida sea almacenada en la base de datos del programa; así sucesivamente se procede con las demás cargas que se considerarán para el diseño.

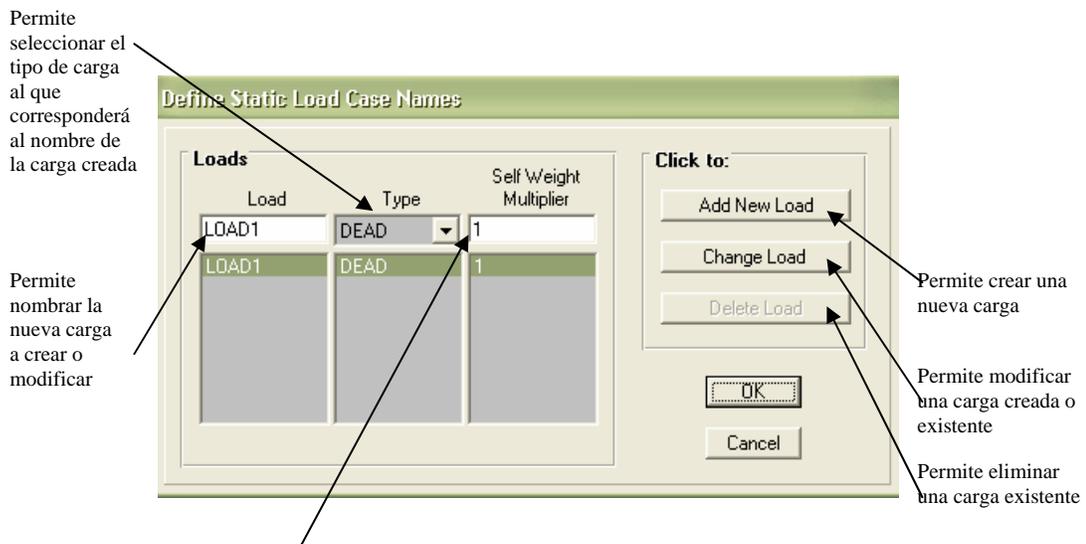
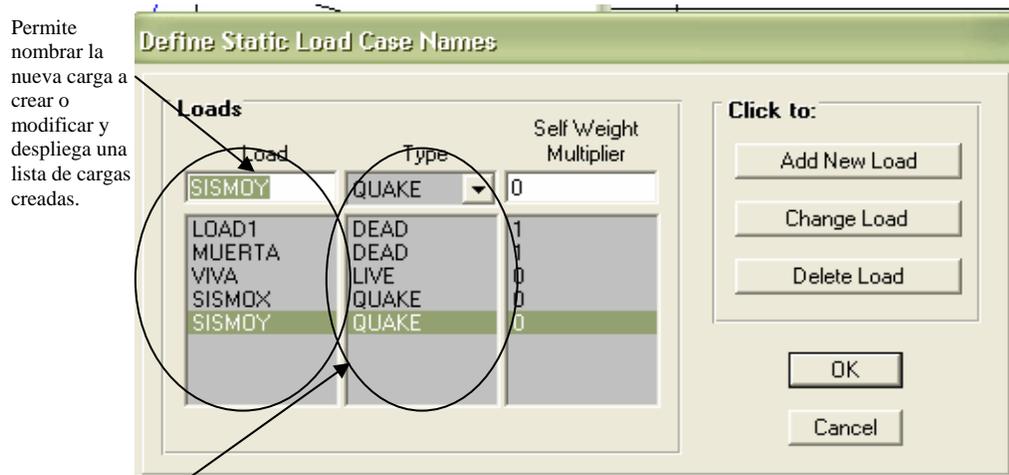


Figura 3.101. Definición de cargas básicas.

Como nota importante debe reconocerse que el sismo actúa en direcciones ortogonales (en este caso se interpreta tanto en dirección X como en dirección Y) según lo establece la NTDS. Para que el diseño que se realiza sea aplicable a la normativa de nuestro país, se utilizará para este ejemplo la metodología que propone la normativa de nuestro país para el cálculo de las fuerzas sísmicas actuantes en el edificio.



Se muestran todos los tipos de cargas que existen, entre las cuales se pueden escoger para definir la carga a crear o modificar.

Figura 3.102. Selección del tipo de carga.

- *Combinaciones de cargas*

Una vez cargado el edificio se procede a determinar las combinaciones de carga para poder realizar el diseño de la estructura basándose en lo que establece la Norma Técnica de Diseño por Sismo.

Para el diseño sísmico es necesario evaluar las cargas introducida en los marcos mediante las siguientes combinaciones de carga:

$$U1 = 1.4 D$$

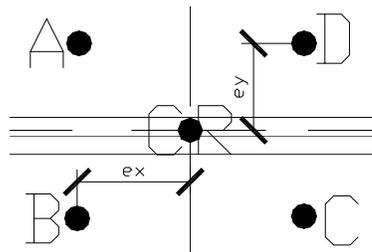
$$U2 = 1.4 D + 1.7 L$$

$$U3 = 0.75 (1.4 D + 1.7 L) \pm 1.405 E$$

$$U4 = 0.9 D \pm 1.43 E$$

Es necesario para poder representar las cargas laterales debidas a las fuerzas sísmicas encontrar el centro de masa, este punto puede determinarse si inicialmente solo probamos la estructura con una combinación de carga muerta y viva y al obtener resultados, se solicita al programa que proporcione información sobre el Centro de Masa de la estructura mediante la opción de *Display / Set Output Table Mode*, que se explicará con mayor detalle en el transcurso de esta guía, ó simplemente calculando por cuenta propia el punto de ubicación del centro de masa.

En este caso particular, para que el programa elabore la evaluación sísmica de forma similar al diseño manual se aplicarán cuatro tipos de sismos, a los que llamaremos sismo A, sismo B, sismo C y Sismo D, los mismos se encuentran aplicados tanto en la dirección X como Y , el primero será colocado en la posición $(X_{CM} - 0.05Lx)$ y (Y_{CM}) ; el segundo será colocado en la posición (X_{CM}) y $(Y_{CM} - 0.05Ly)$; el tercero será ubicado en $(X_{CM} + 0.05Lx)$ y (Y_{CM}) ; por último el cuarto se ubicara en (X_{CM}) y $(Y_{CM} + 0.05Ly)$, donde CM es el centro de masa de la estructura, para este diseño las combinaciones de carga para cada uno de los casos quedara conformada como sigue:



$$U1 = 1.4 D$$

$$U2 = 1.4 D + 1.7 L$$

$$UA3 = 0.75 (1.4 D + 1.7 L) + 1.405 (EA_x + 0.30EA_y)$$

$$UA4 = 0.75 (1.4 D + 1.7 L) + 1.405 (EA_x - 0.30EA_y)$$

$$UA5 = 0.75 (1.4 D + 1.7 L) - 1.405 (EA_x + 0.30EA_y)$$

$$UA6 = 0.75 (1.4 D + 1.7 L) - 1.405 (EA_x - 0.30EA_y)$$

$$UA7 = 0.9 D + 1.43 (EA_x + 0.30EA_y)$$

$$UA8 = 0.9 D + 1.43 (EA_x - 0.30EA_y)$$

$$UA9 = 0.9 D - 1.43 (EA_x + 0.30EA_y)$$

$$UA10 = 0.9 D - 1.43 (EA_x - 0.30EA_y)$$

$$UA11 = 0.75 (1.4 D + 1.7 L) + 1.405 (EA_y + 0.30EA_x)$$

$$UA12 = 0.75 (1.4 D + 1.7 L) + 1.405 (EA_y - 0.30EA_x)$$

$$UA13 = 0.75 (1.4 D + 1.7 L) - 1.405 (EA_y + 0.30EA_x)$$

$$UA14 = 0.75 (1.4 D + 1.7 L) - 1.405 (EA_y - 0.30EA_x)$$

$$UA15 = 0.9 D + 1.43 (EA_y + 0.30EA_x)$$

$$UA16 = 0.9 D + 1.43 (EA_y - 0.30EA_x)$$

$$UA17 = 0.9 D - 1.43 (EA_y + 0.30EA_x)$$

$$UA18 = 0.9 D - 1.43 (EA_y - 0.30EA_x)$$

El planteamiento de las combinaciones de cargas se formulará de igual forma para los otros sismos, llevando a un total de 66 combinaciones de carga para todo el edificio.

Dichas combinaciones se ingresan al edificio a modelar mediante el comando *Define / Load Combination*, tal como se muestra en las figuras 3.103 y 3.104. Se muestra en la figura 3.100 el listado de todas las combinaciones, que en total son 66 ecuaciones.

○ *Dibujo de los elementos*

Después de haber definido todos los casos de carga estática a los que será sometida la estructura, se procede con el dibujo de los elementos que conforman a la misma, para tal efecto se hará uso de las herramientas de dibujo, tanto las que se encuentran en el

comando “Draw” de la barra de comando, como las que aparecen como iconos de acceso directo en la “Barra de Herramientas de Dibujo y Enfoque”.

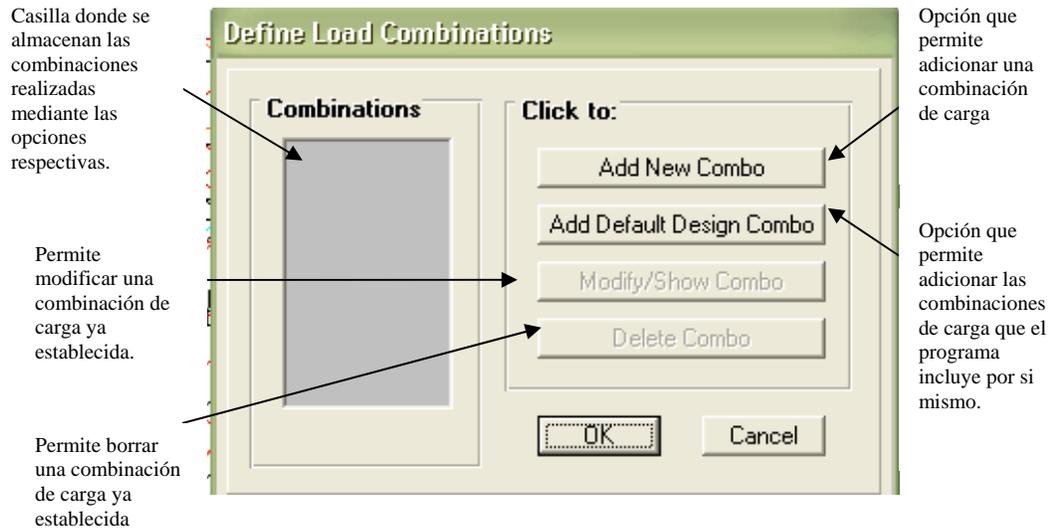


Figura 3.103. Comando “Define Load Combinations”.

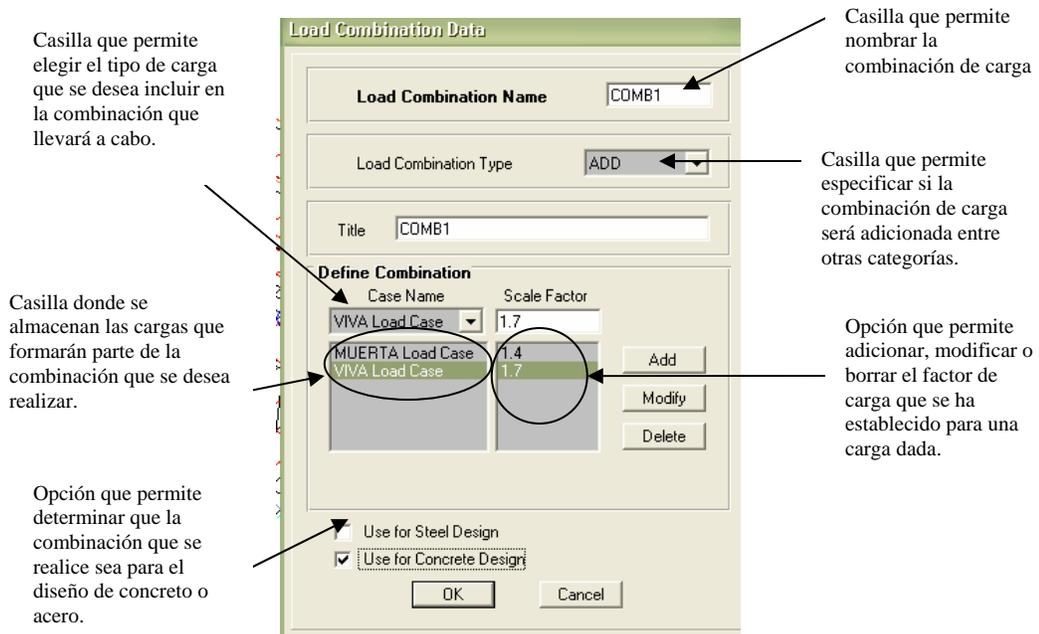


Figura 3.104. Opciones dentro del comando “Load Combinations”.

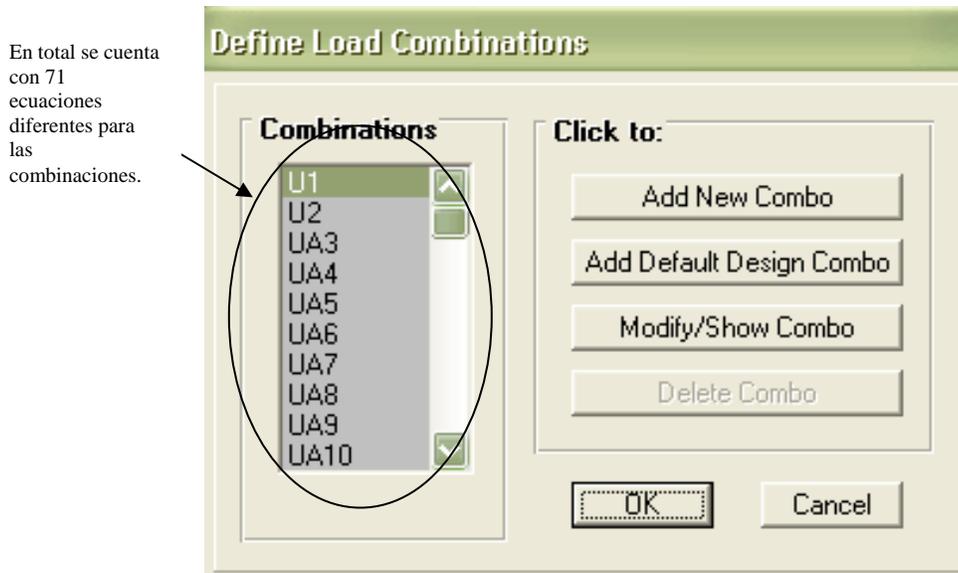


Figura 3.105. Listado de combinaciones de carga disponibles para la ejemplificación.

Se comenzará por dibujar las vigas primarias haciendo uso del comando *Draw / Draw Frame Element (Plan, Elevation, 3D)*, ó usando el icono de acceso directo , (que permite dibujar una línea mediante la selección de dos puntos uno inicial y el otro final), ó haciendo uso del icono de acceso directo *Quick Draw Frame Element*  (el cual dibuja una línea cuando se pulsa con el puntero sobre una línea guía que esta confinada por otras líneas guías que cortan a la línea seleccionada).

Para este caso en particular activando el icono de acceso directo *Quick Draw Frame Section*  se procede a seleccionar uno por uno de las líneas guías que conformarán las vigas primarias del edificio a modelar (ver figura 3.106). Para facilitar la tarea de dibujar los elementos estructurales del edificio a modelar, en el caso de las vigas es aconsejable trabajar en la ventana de trabajo en planta activando la vista XY mediante el icono de acceso directo de la barra de herramientas principales y de mostrar , así sucesivamente deben dibujarse las vigas para cada nivel por lo que una vez terminado de dibujar las vigas del tercer nivel se procede a dibujar las vigas del segundo nivel y así

sucesivamente. Para poder visualizar la vista en planta del segundo nivel ó del primer nivel, se puede hacer uso del icono de acceso directo *Down One Grid Line* de la barra de herramientas principales y de mostrar , una vez realizado este paso se procede a efectuar nuevamente el dibujo de cada una de las vigas del segundo nivel y después las del primer nivel.

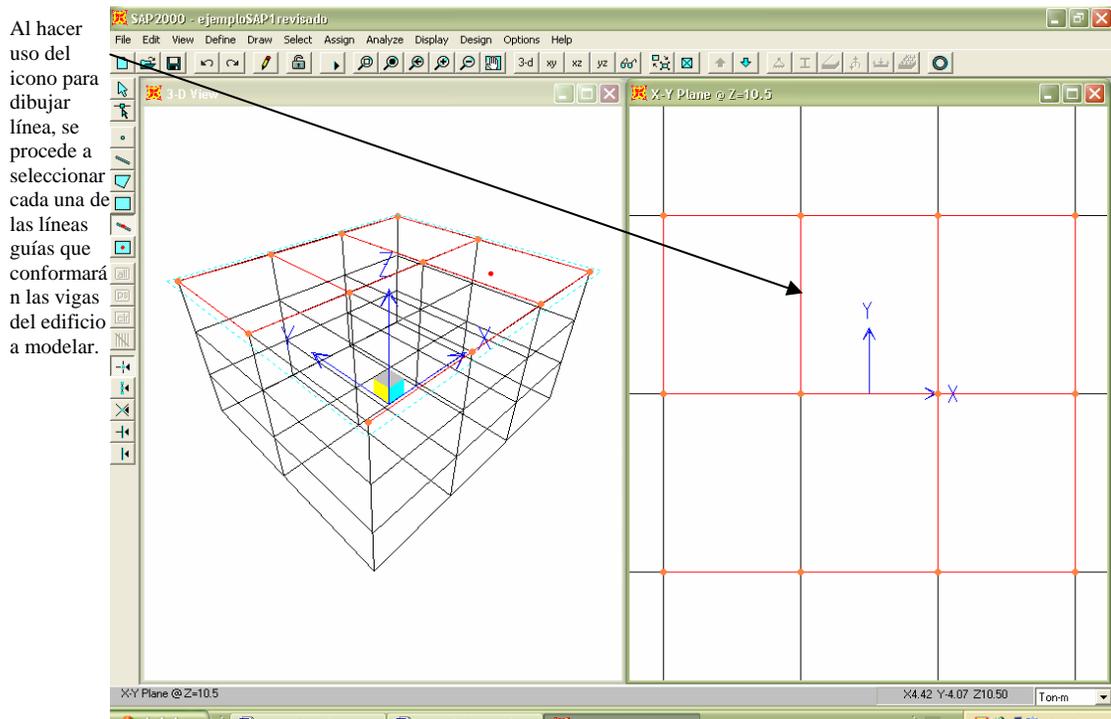


Figura 3.106. Elementos dibujados en el tercer entrepiso.

Una vez terminado de dibujar todas las vigas primarias se muestra el resultado como el de la figura 3.107.

Para efectos de aprendizaje en esta guía se procederá a explicar como agregar vigas secundarias al modelo, sin embargo solo se colocará una viga secundaria en el claro con respecto al eje X que está entre las vigas primarias del eje 2 y eje 3 (con respecto al eje Y de izquierda a derecha) y las vigas primarias del eje A y B (con respecto al eje X de arriba hacia abajo) para cada nivel. Para realizar dicho proceso se utiliza el comando

Draw / Edit Grid de la barra de comandos, al activar dicho comando se despliega la ventana que permite editar las líneas guías que se han trazado inicialmente, se selecciona el eje Y en el cuadro para el sistema de coordenadas, pues es el eje que sirve para referenciar la línea guía que permitirá dibujar la viga secundaria con respecto al eje X; tal como se muestra en la figura 3.108.

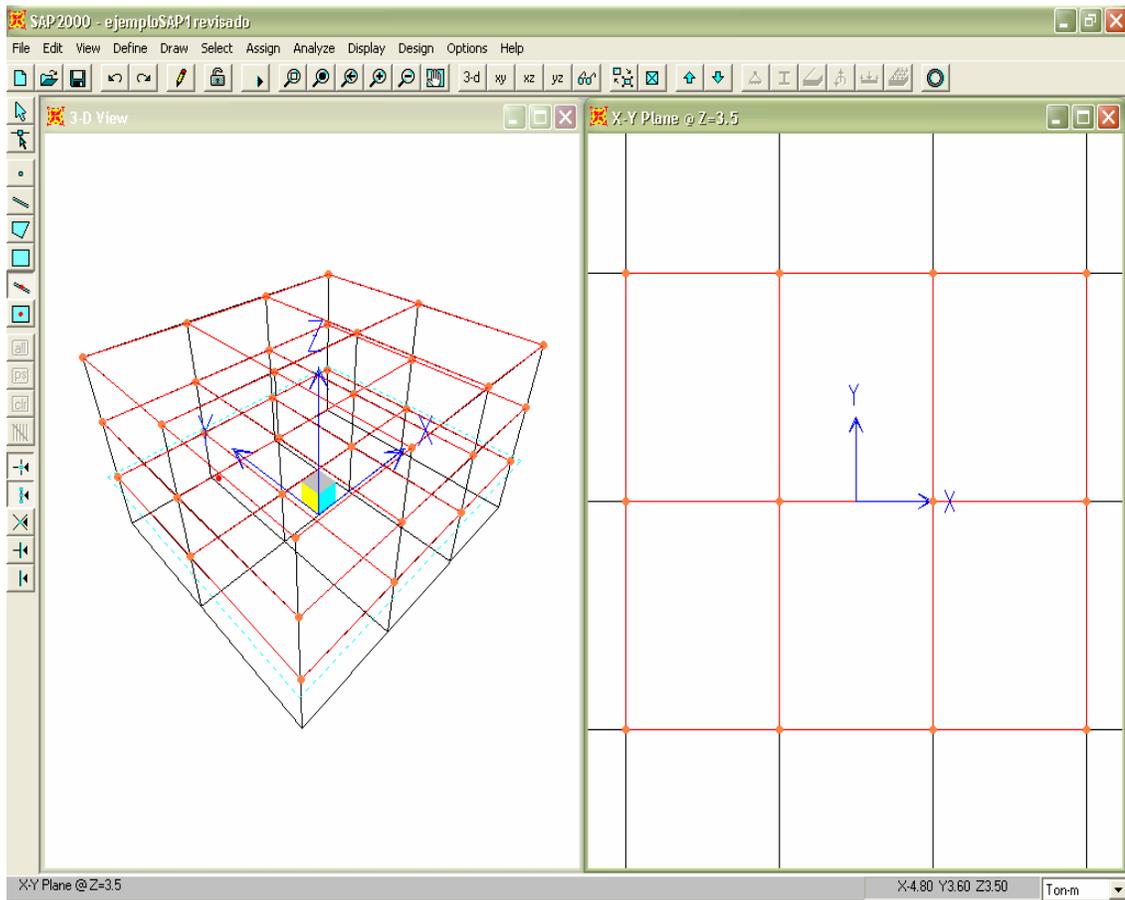
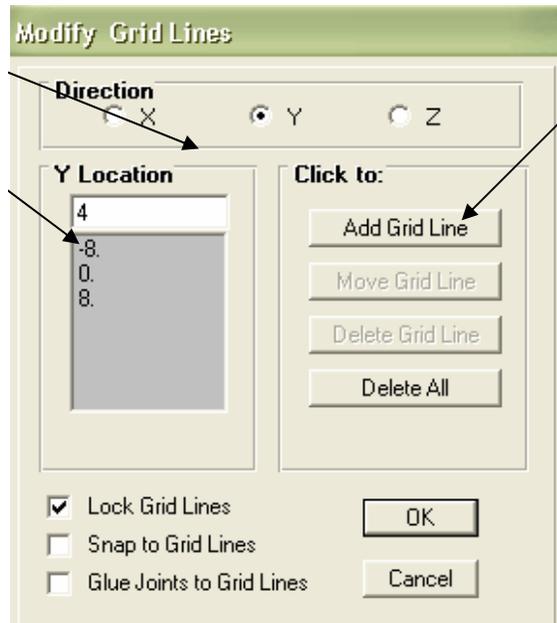


Figura 3.107. Resultado de dibujar todas las vigas primarias.

Casilla para elegir la dirección que permite editar o adicionar una nueva línea guía.

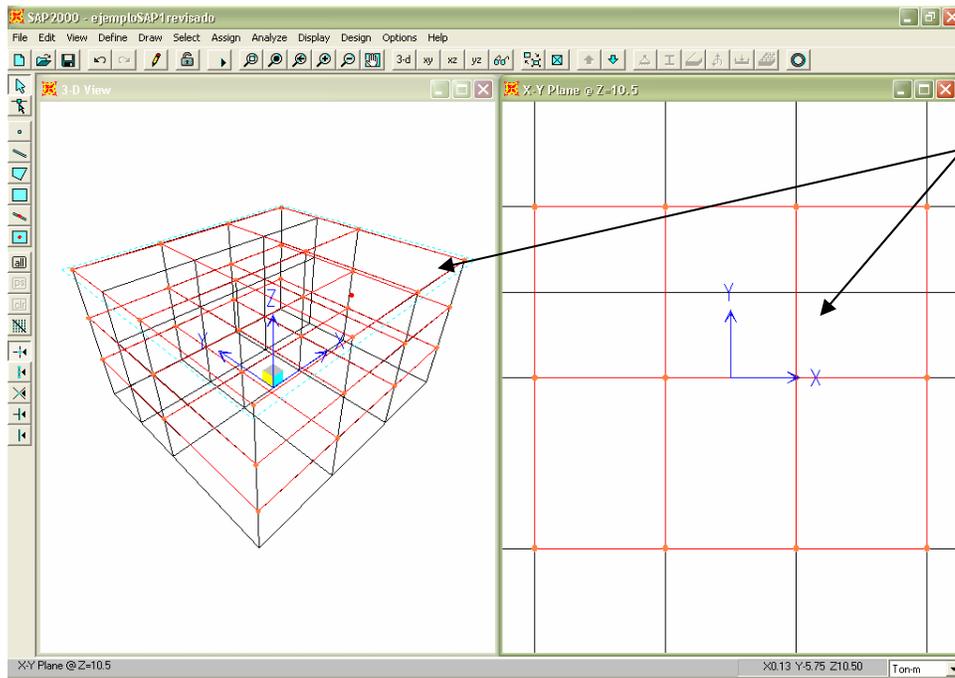
Casilla para introducir el valor que tendrá la separación de la línea guía con respecto al origen de coordenadas.



Opción que permite elegir adicionar una nueva línea guía

Figura 3.108. Introducción de vigas secundarias. (Procedimiento disponible a partir de la versión 8.0)

Al introducir la cantidad deseada para la separación de la línea guía, se ejecuta la operación, y el resultado se muestra en la figura 3.109.



Se observa la nueva línea guía agregada con respecto al eje X.

Figura 3.109. Introducción de líneas guías.

Realizada esta operación se procede a dibujar la viga secundaria utilizando para este caso el comando *Draw / Quick Draw Frame Element*, o su icono de acceso directo  en cada nivel respectivamente.

Para el caso del dibujo de las columnas, se hará uso del comando *Draw / Draw Frame Element (Plan, Elevation, 3D)* ó usando el icono de acceso directo , también puede utilizarse el comando *Draw / Quick Draw Frame Element (Plan, Elevation, 3D)* ó usando el icono de acceso directo . Se selecciona el icono de acceso directo de vista en planta en la dirección XZ de la barra de herramientas principales y de mostrar  para que se proceda a dibujar las columnas en cada eje, tanto en el primer como en el segundo nivel, y desplazándose en cada eje con el icono de acceso directo  que permite visualizar los diversos ejes del edificio en el plano XZ, este proceso se aprecia en la figura 3.110.

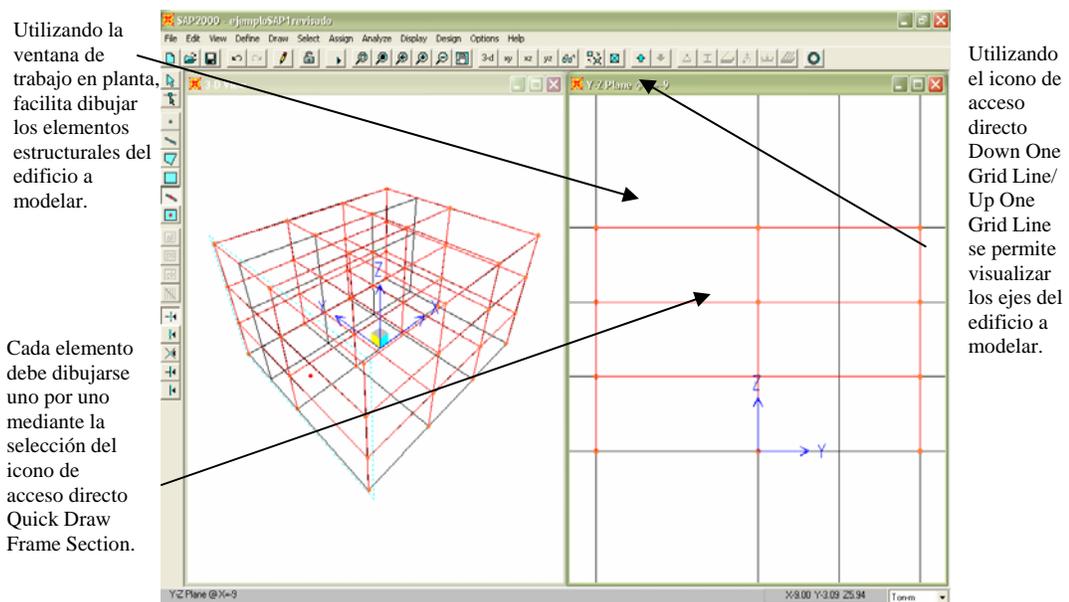


Figura 3.110. Presentación de todos los elementos de vigas y columnas dibujados.

Una vez dibujadas las vigas y las columnas que conformarán el edificio, se procede a dibujar las losas de cada nivel, para este caso se procede a utilizar el comando *Draw /*

Draw Rectangular Shell Element, o bien, el icono de acceso directo para este comando ; de manera alternativa, se puede utilizar el comando *Draw / Quick Draw Shell Element*, o su correspondiente icono de acceso directo . La diferencia que existe entre un comando con el otro, es que el primero permite dibujar el área de una losa rectangular del tamaño que se requiera, mientras el segundo permite dibujar una losa rectangular que se encuentre delimitada por líneas guías que la confinen en sus cuatro lados, además de estos comandos existe un tercer comando que permite dibujar una área, a diferencia de los otros, este comando permite dibujar un área de forma irregular, dicho comando se llama *Draw / Draw Quad Shell Element* y también puede ser activado mediante el icono de acceso directo .

Procederemos a utilizar el icono de acceso directo del comando *Draw Rectangular Shell Element*, el cual una vez seleccionado permite dibujar la losa del nivel con seleccionar el extremo superior izquierdo del área que conformará la losa y sin soltar el botón izquierdo del ratón arrastrarlo hasta alcanzar el extremo inferior derecho del área que conforma la losa, siguiendo el procedimiento explicado para pasar al siguiente nivel se procede a dibujar la losa correspondiente utilizando el mismo procedimiento, el resultado se observa en la figura 3.111.

La losa de entrespiso se dibuja utilizando el comando Draw/ Draw Rectangular Shell Element o Draw/Quick Draw Shell Element, o utilizando los iconos de acceso directo  o  respectivamente a los comandos previamente mencionados.

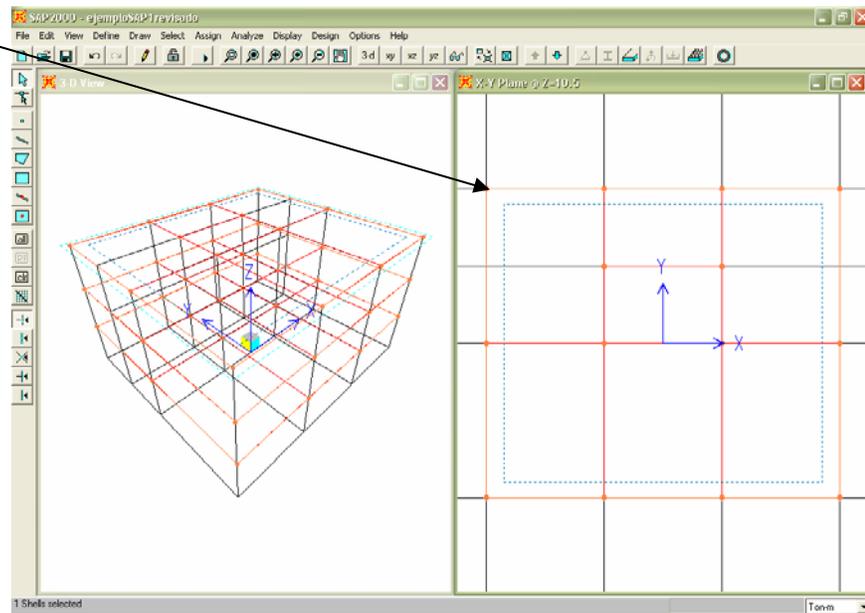


Figura 3.111. Herramientas disponibles para dibujar losas

Dibujadas las losas del edificio a modelar, se procede a dibujar las paredes de cortante. Para proceder a dibujar las paredes que serán incluidas en nuestro edificio, primero se deberán definir nuevas líneas guías que ayuden a delimitar la longitud y ubicación de las paredes, para tal efecto es necesario hacer uso del comando *Draw/Edit Grid*, el cual a su vez despliega una ventana tal y como se mostró en la figura antes descrita, siguiendo los mismos pasos para adicionar las líneas guías que se necesitan para dibujar las paredes, este proceso se observa en la figura 3.112.

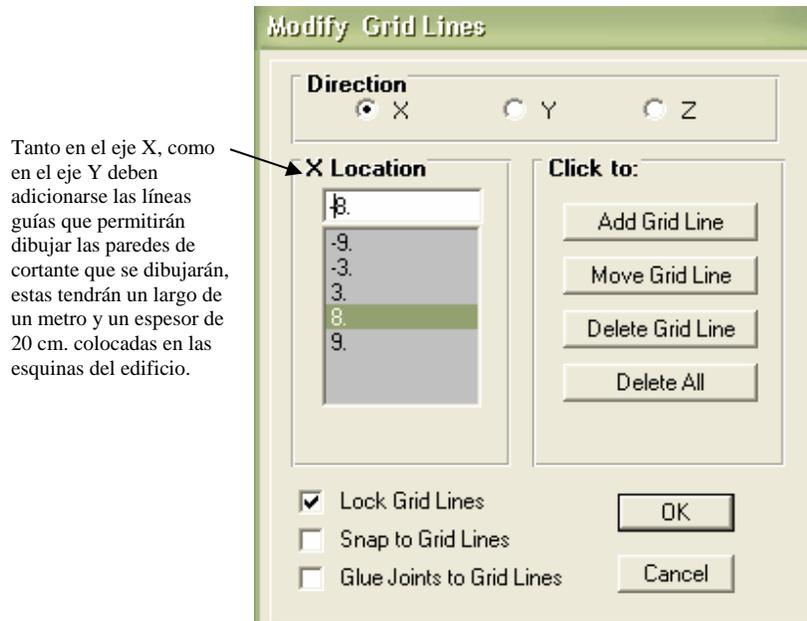


Figura 3.112. Edición de líneas guías para las paredes de cortante.

En este proceso se definen las líneas guías para poder dibujar las paredes de cortante, éstas permitirán representar el largo de las paredes de cortante para que después se dibujen dichos elementos con el comando *Draw / Quick Draw Frame Element*, tanto en el tercer nivel como en la planta baja, sucesivamente se utiliza el comando *Draw / Draw Rectangular Shell Element* para dibujar las paredes de cortante que tendrán un comportamiento tipo Shell debido a que analiza la pared para que posea rigidez tanto dentro como fuera del plano, realizado este proceso se obtiene el resultado que se muestra en la figura 3.113.

○ *Asignación de secciones*

Una vez que hayan sido dibujadas tanto las vigas, columnas, paredes y losas del edificio a modelar, se procede a asignar las secciones rectangulares para cada uno de estos elementos; para el caso de las vigas este paso se realiza seleccionando cada una de las vigas de los niveles que conforman el edificio, para el caso de las vigas primarias una vez seleccionadas todas se utiliza el comando *Assign / Frame / Section* o mediante el

icono de acceso directo **I**, el cual una vez seleccionado muestra una ventana de dialogo como la de la figura 3.114.

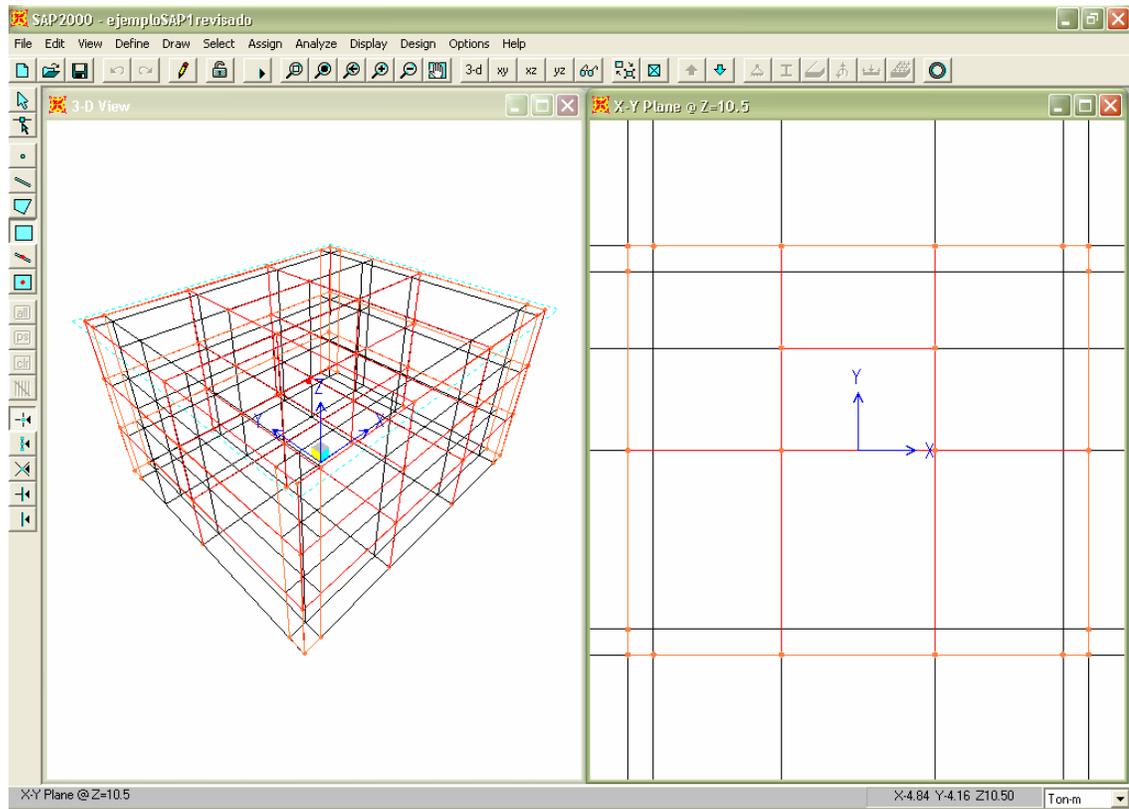
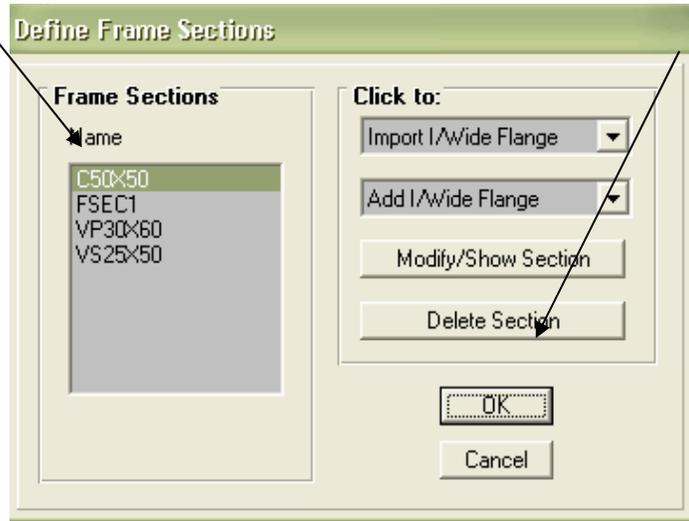


Figura 3.113. Asignación de paredes al modelo estructural.

Casilla donde se elige la sección que se desea asignar al elemento seleccionado previamente para este caso será la viga primaria VP60x30



Una vez elegido el tipo de sección transversal a utilizar para el elemento seleccionado se presiona la casilla OK con lo que inmediatamente se mostrará en la ventana de trabajo activa el nombre de la sección elegida para el elemento seleccionado.

Figura 3.114. Asignación de secciones a los elementos seleccionados.

Una vez realizado el proceso mencionado se muestran las vigas seleccionadas con el nombre de la sección transversal asignada como se muestra en la figura 3.115.

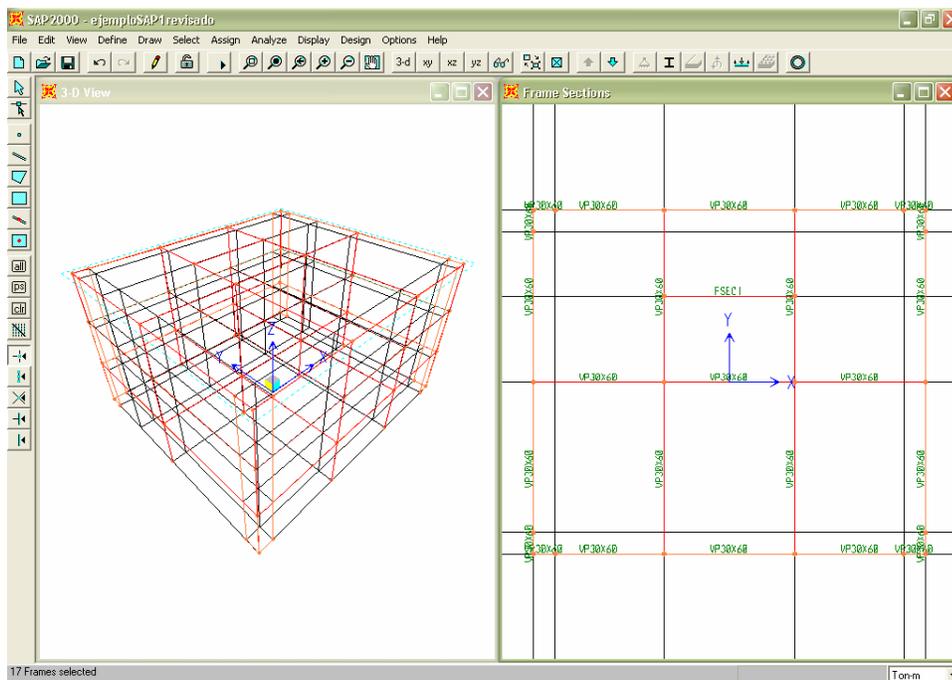


Figura 3.115. Visualización de las secciones asignadas a cada elemento.

El mismo procedimiento desarrollado para las vigas se realiza con las columnas, estas deben seleccionarse y posteriormente se les asigna un tipo de sección mediante el comando *Assign / Frame / Sections*; al ejecutar esta operación aparecerá una ventana de dialogo como la que se observó para las vigas, con lo cual se selecciona la sección deseada, en este caso C50x50 y se selecciona la Función *OK* para realizar la operación; para el caso de las losas, se selecciona la losa y seguidamente se utiliza el comando *Assign / Shell / Sections* o el icono de acceso directo , al realizar esta operación se muestra una caja de dialogo semejante a la que se muestra para las columnas y vigas, el modo de operar es también semejante, solo basta con seleccionar el tipo de sección deseado para la losa seleccionada, una vez realizada esta operación se muestra en la ventana de trabajo activa el nombre de la sección de placa asignada para la losa seleccionada. Igual procedimiento se realiza con las paredes de cortante. La figura 3.116 muestra el resultado obtenido al realizar dichas operaciones.

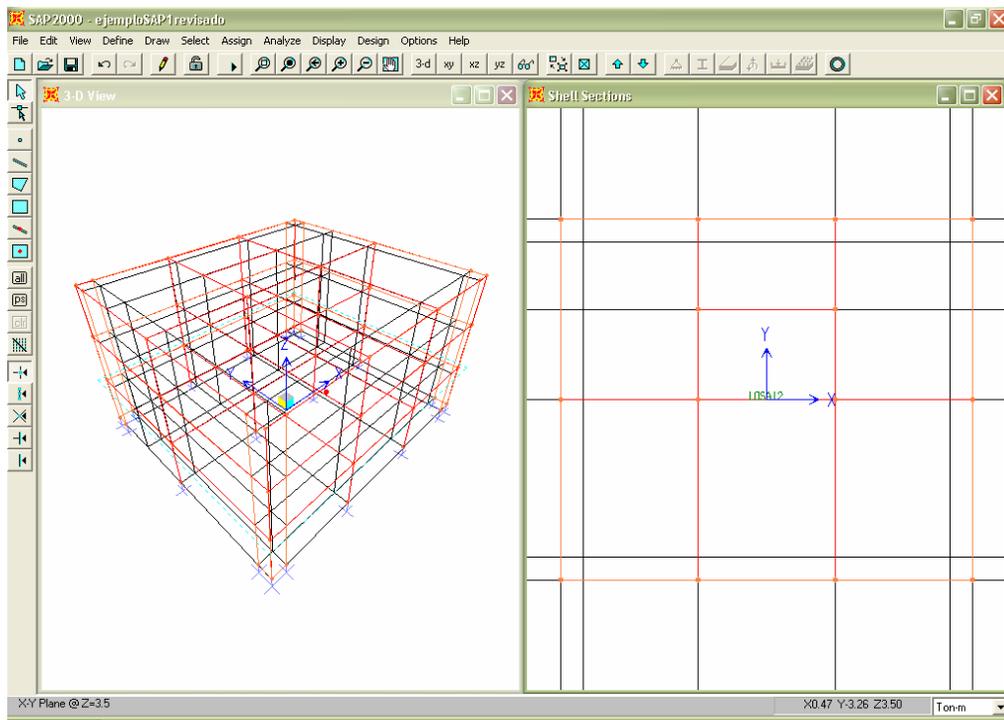


Figura 3.116. Resultado posterior a asignar vigas, columnas, losas y paredes.

- *Asignación del tipo de apoyo*

Después de haber asignado las vigas, columnas, paredes y losas del edificio, se procede a asignar el tipo de apoyo que el edificio tendrá en la base; para nuestro ejemplo, tal y como se menciona en la teoría se asumirá que la base es infinitamente rígida, por lo tanto otorga un comportamiento de apoyo tipo empotrado[‡]. Para la definición del comportamiento de la base del edificio se hará uso del comando *Assign / Joint / Restraints* ó por medio del icono de acceso directo ; este comando activa su uso cuando se seleccionan primeramente los nudos a los que se asignará este tipo de reacción. Es importante mencionar que la vista en planta del modelo debe estar en la base del edificio. Al ejecutar este comando se despliega una caja de dialogo donde se muestran las distintas restricciones que pueden tener los nudos; una vez elegida la restricción para este caso se ejecuta dicha acción y se muestra en la ventanas de trabajo la restricción seleccionada. (Ver figura 3.117 y 3.118).

[‡] Lo cual en la practica no es aplicable debido a que el suelo presenta distintas variaciones que hacen imposible que éste genere un comportamiento de empotramiento perfecto, ya que de una forma u otra permite ciertos movimientos y volteos que aunque son muy pequeños existen, esto no quiere decir que el apoyo de la base se comporta como un apoyo articulado o simple, simplemente se plasma en este párrafo lo que ha sido observado por los profesionales dedicados al diseño estructural sobre el comportamiento real del suelo. Debido a que este tema esta fuera del alcance del estudio realizado en este trabajo de graduación quedará planteado como una inquietud en el lector, quien podrá hacer una investigación más detallada sobre el tema.

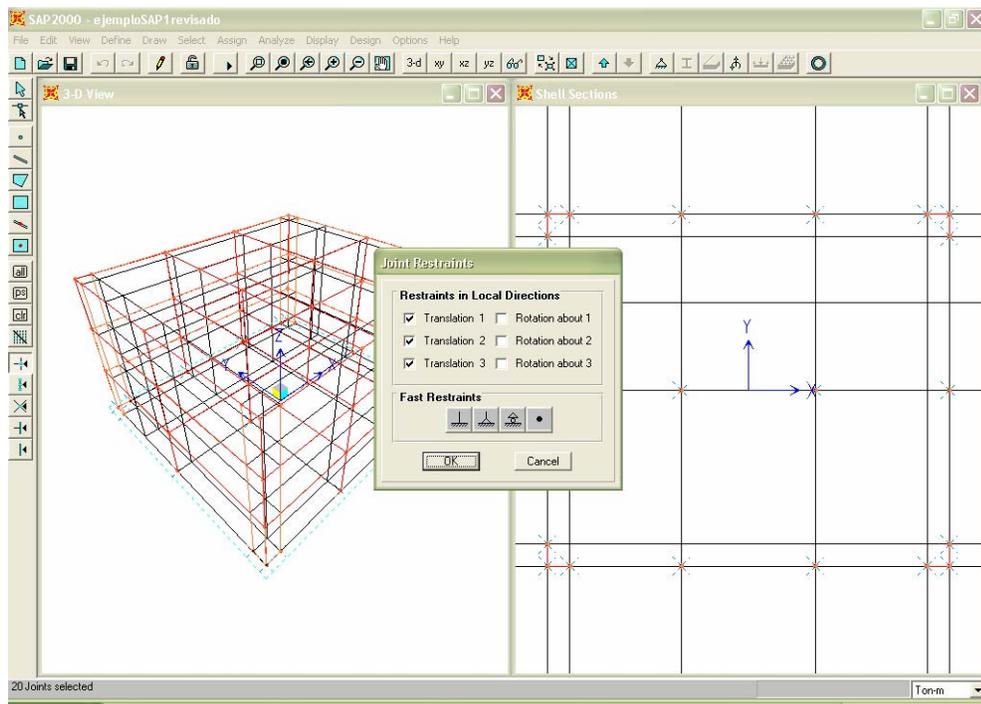


Figura 3.117. Tipos de apoyo disponibles, con sus respectivas restricciones.

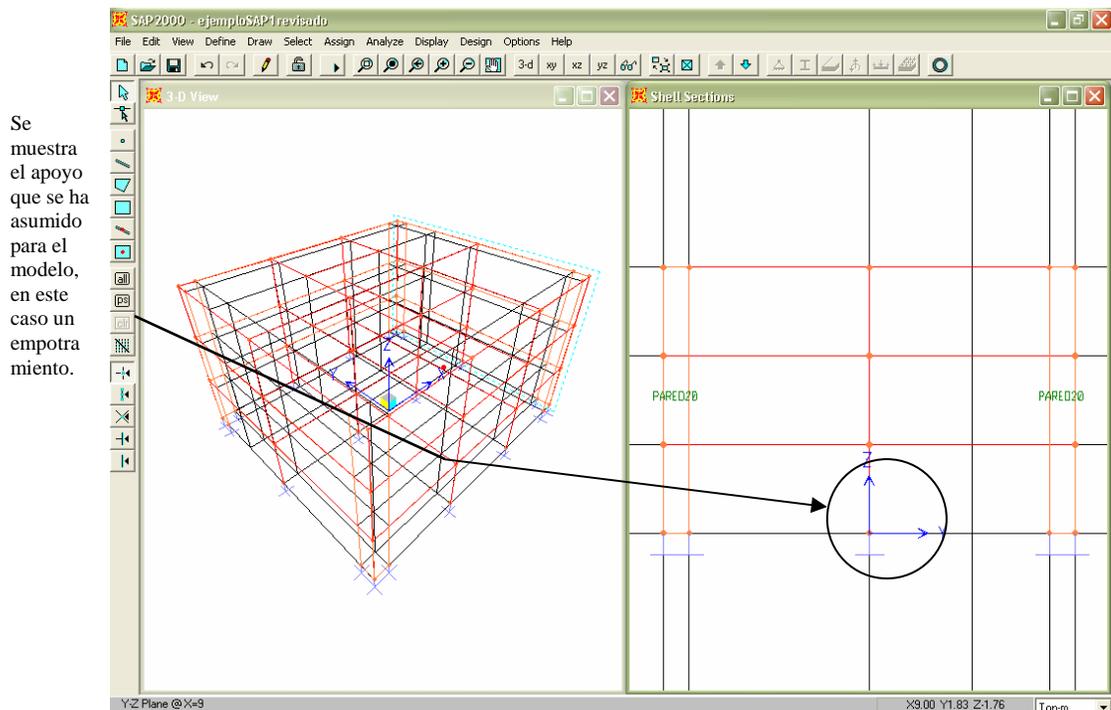


Figura 3.118. Aplicación del tipo de apoyo seleccionado.

Puesto que el proceso para la creación del nuevo modelo ya incluye muchos pasos realizados, es aconsejable guardar en archivo creado utilizando el menú *File / Save As* o simplemente el acceso directo para esta operación. 

- *Condiciones de comportamiento de los nudos de soporte de las columnas, paredes y de las losas del edificio*

Luego de asignar las secciones correspondientes a los elementos que conforman el edificio se procede a asignar las condiciones de comportamiento a los nudos de soporte de las columnas y paredes, así como el comportamiento de las losas del edificio y la colocación de etiquetas a las paredes de cortante para definir su comportamiento como pilares o dinteles, dado que este programa, necesita de esta definición para no cometer errores en el diseño de las paredes del edificio y modelar un comportamiento más fiel al real.

El tipo de comportamiento que se le asigna a las losas de entrepiso será de diafragma rígido, es decir, que todos los puntos dentro de la losa tendrán desplazamientos de placa rígida; para realizar esta operación se selecciona cada una de las uniones que conforman la losa, hecho esto se procede a activar el comando *Joint* del menú *Assign*, y luego a seleccionar el sub menú *Constraints*, al activar esta operación se despliega una ventana como la que se muestra en la figura 3.119.

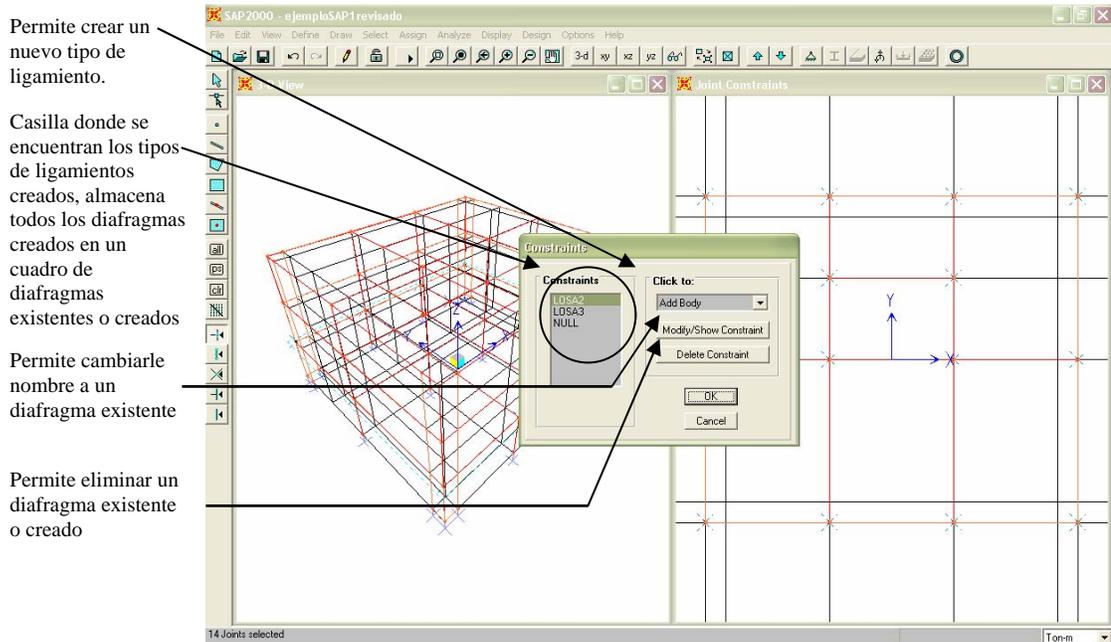


Figura 3.119. Asignación de diafragmas en los entresijos.

En la caja de dialogo para la creación de ligamientos se encuentra una casilla con una ventana desplegable donde se elige el tipo de ligamiento deseado, el cual puede ser de cuerpo rígido, diafragma rígido, placa, viga, etc.; para este caso será uno de tipo diafragma rígido (*Add Diaphragm*), al activar esta opción se despliega la ventana de dialogo que aparece en la figura 3.120.

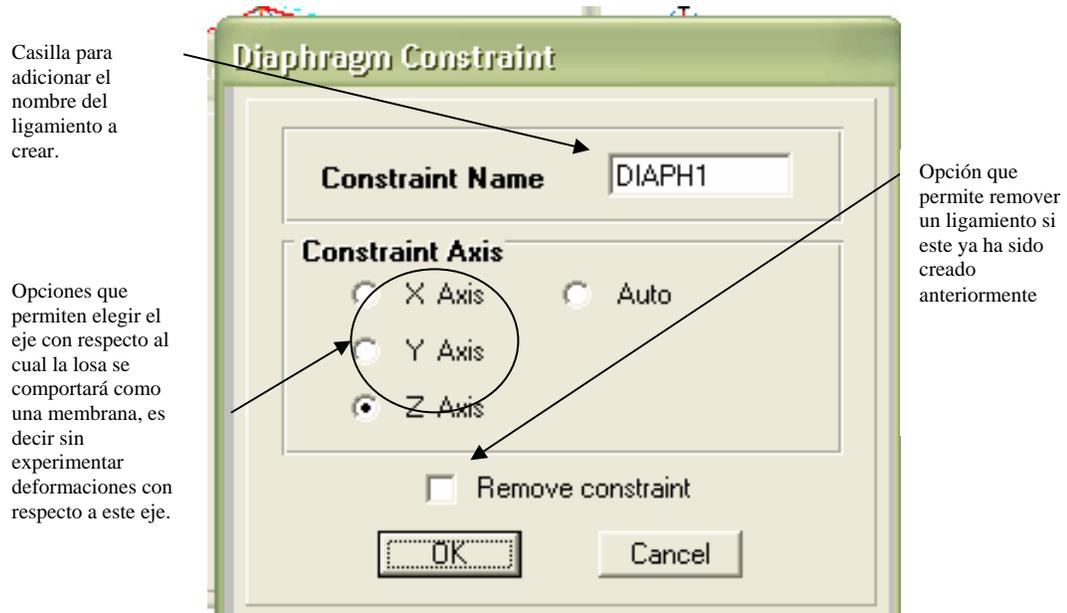


Figura 3.120. Edición de diafragmas rígidos.

Es necesario tener presente que se debe crear un tipo de diafragma por entrepiso, esto quiere decir que para el 1er entrepiso se le asignará un diafragma tipo *LOSA1* por ejemplo y para el 2do entrepiso será un tipo *LOSA2* y así sucesivamente.

A continuación se procede con la asignación del comportamiento que deben presentar las paredes de cortante, en este caso particular ninguna de las paredes de cortante presentan huecos, por lo que el comportamiento que se les asignará es el de pilares ya que no poseen ninguna sección que se comporte como viga al aire de gran peralte, la necesidad de hacer esto radica en que el programa necesita tener definido el comportamiento de las paredes ya que no lo puede realizar de forma automática y en cierta medida se asegura que los resultados se basen en la apreciación del diseñador. A cada pared de cortante será necesario asignarle una etiqueta diferente de comportamiento como pilar exceptuando aquellas paredes que se combinan para comportarse como un solo elemento.

○ *Vista de los elementos en forma sólida*

Luego de haber realizado los pasos anteriores se procederá a crear una vista de los elementos en forma sólida, tal y como si se hubiera construido el edificio, para tal efecto

haremos uso del comando *View / Set Elements* ó el icono de acceso directo , desplegando una ventana como la que se presenta en la figura 3.121.

Se procede a realizar la activación de las casillas de verificación “Fill Elements” y “Show Extrusion” que aparecen en el área de opciones, con el fin de tener una presentación sólida del edificio, si en dado caso no es requerido esto, se desactivan las opciones para regresar todo al estado normal

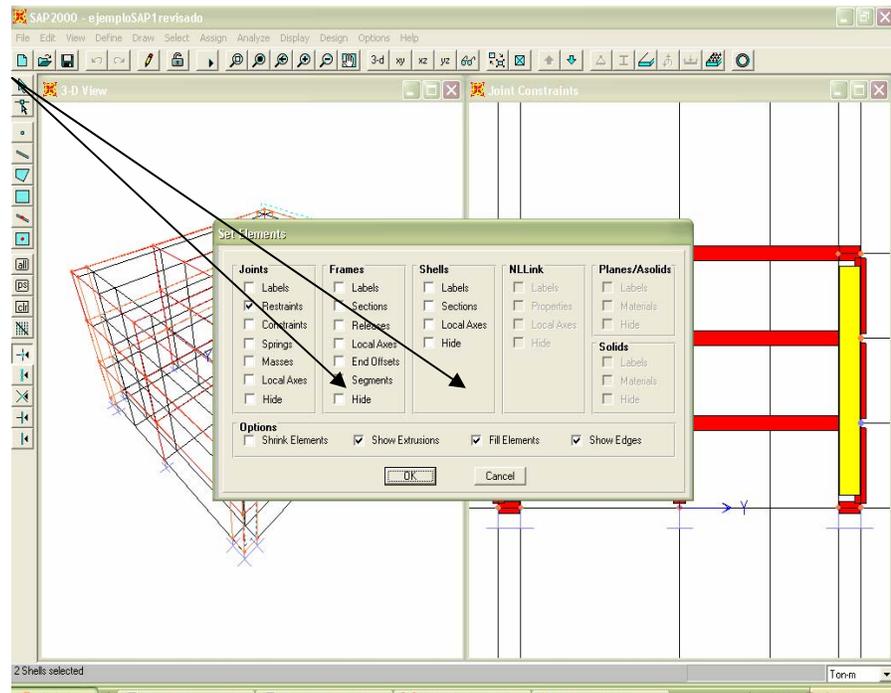


Figura 3.121. Opciones disponibles para generar las vistas de la estructura.

Una vez activadas las opciones disponibles en la ventana de la figura 3.121, se obtiene una presentación como la que muestra la figura 3.122.

- *Asignación de las delimitaciones de los elementos*

A continuación se procederá a la asignación de las delimitaciones de los elementos, lo cual se le conoce como *End Offset*, comando que se le asigna en particular a las vigas con el fin de que estas no se introduzcan en el área asignada para las columnas y paredes, para lo cual se hace uso del comando *Assign / Frame/ End Offset*, es necesario recordar que para hacer uso de este comando primero se tuvo que haber seleccionado todas las vigas, este comando despliega una ventana como la de la figura 3.123, en la cual se puede seleccionar que las terminaciones de los elementos sean determinadas por el programa de forma automática o definida por el usuario delimitando tanto el inicio como el final del elemento.

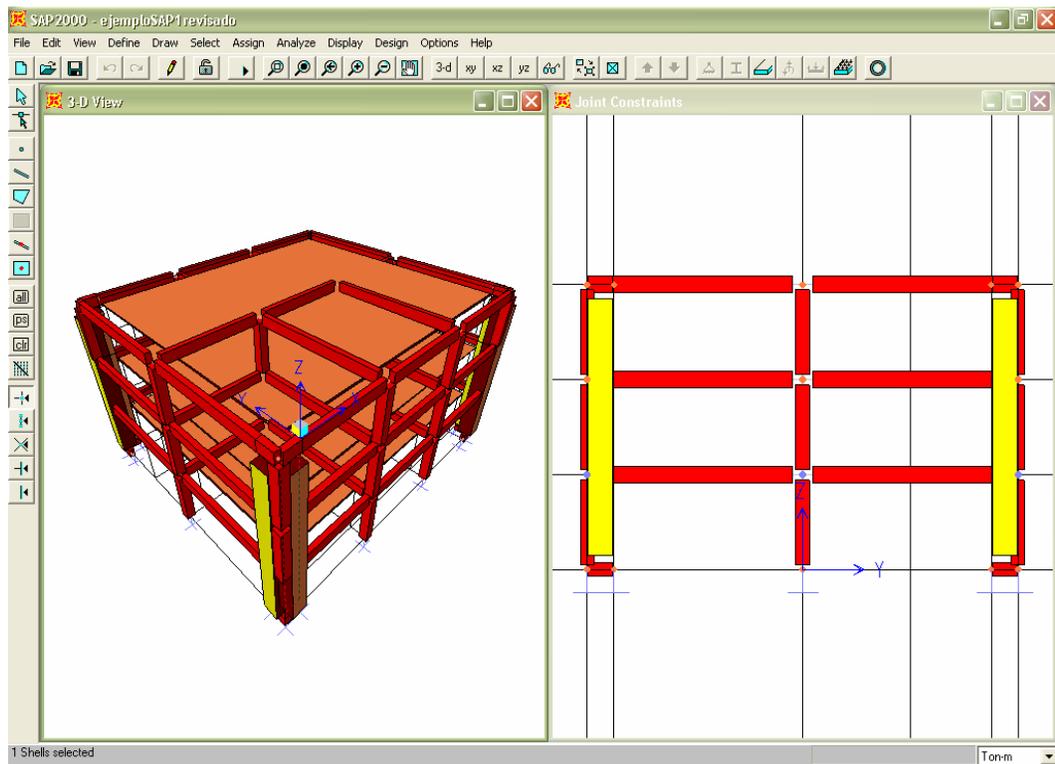


Figura 3.122. Visualización del sólido de la estructura.

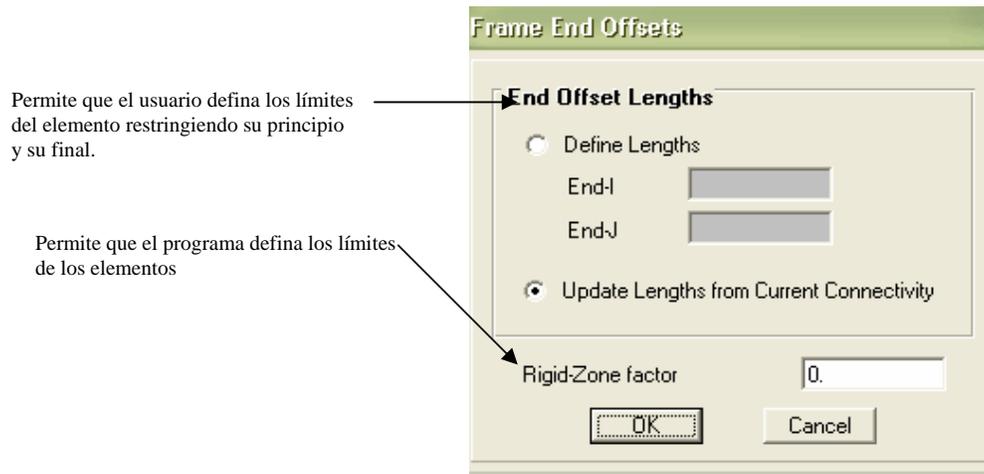


Figura 3.123. Opciones disponibles del comando “*Frame End Offset*”.

○ *Cargas de los miembros del edificio*

Después de asignar las condiciones de comportamiento a los elementos se procede a cargar a los miembros del edificio, debido a que se han dibujado las losas del edificio se cargarán las mismas por cargas vivas, muertas, sobrecargas distribuidas por metro cuadrado de área, permitiendo que el programa distribuya las cargas a los nudos de forma automática. En caso de que no se hubieran dibujados las losas, se cargarían las vigas de forma manual haciendo uso del método tradicional por anchos tributarios para la distribución de las cargas hacia las vigas.

Para la asignación de las cargas distribuidas por área de superficie se hace uso del comando *Assign / Shell Static Load / Uniform*, ó por medio del icono de acceso directo , con el que se presentará una ventana como la que se muestra en las figuras 3.124 y 3.125, para el caso de querer cargar vigas primarias se hace uso del comando *Assign / Frame Static Loads / Point and Uniform* para asignar cargas puntuales y uniformes, asimismo se puede hacer uso del comando *Assign / Frame Static Loads / Trapezoidal* para asignar cargas que varían en magnitud con la longitud.

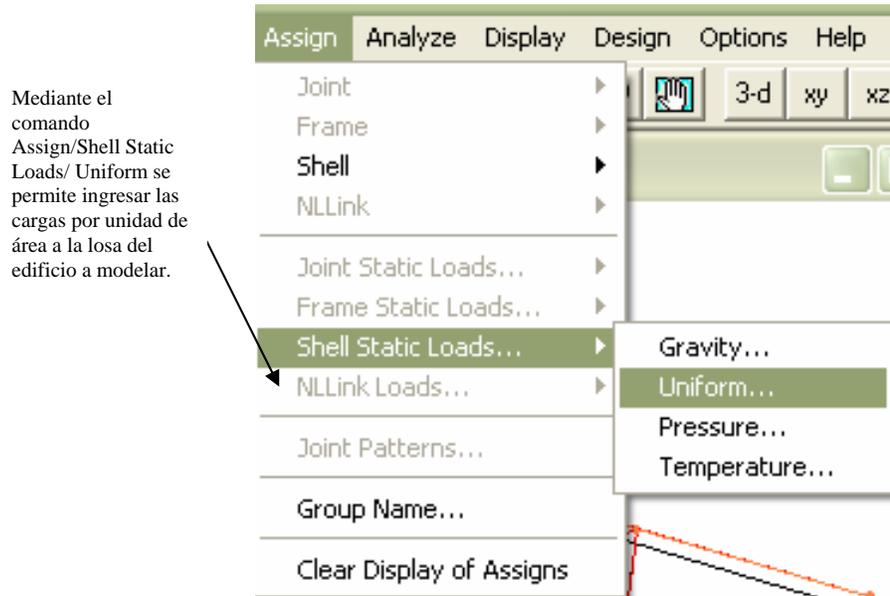


Figura 3.124. Comando “Assign / Shell Static Loads / Uniform”.

- Permite escoger el tipo de carga de entre los que se crearon con el comando Define / Static Load Cases con el que se asignará un valor de carga a la losa.
- Permite escribir el valor numérico de la carga por unidad de superficie
- Escoge la dirección en la cual se aplicará la carga en definición.
- Permite escoger entre tres opciones, dentro de las cuales tenemos agregar la carga en creación a un valor previamente agregado, reemplazar el valor de cualquier carga previa y colocar el que se esta creando y por último eliminar cualquier valor de carga existente en el área a la que se le esta asignando la carga y no asigna valor alguno.

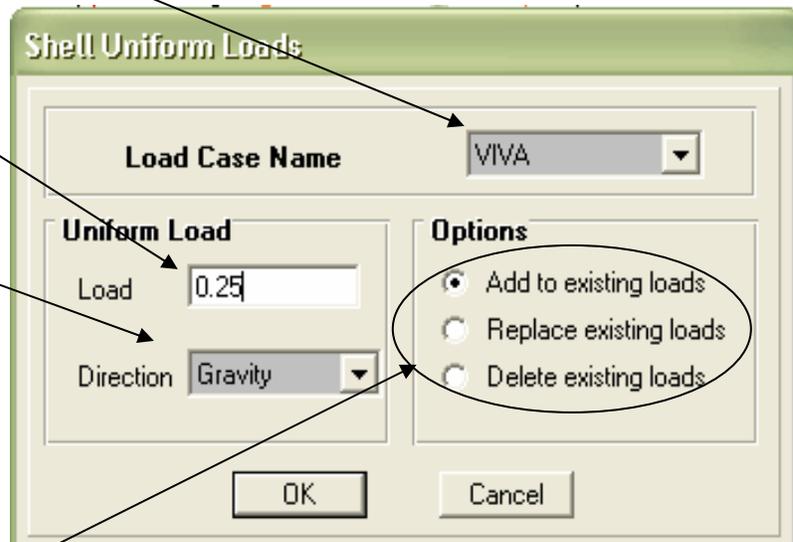


Figura 3.125. Selección del tipo de carga, para asignar la magnitud y dirección de ésta en cada elemento.

Cuando se selecciona un tipo de carga en la ventana de la figura 3.125, se presenta la ventana que aparece en la figura 3.126. En este caso para una carga viva por unidad de superficie de 0.25 Ton/m^2 :

El tipo de unidades de trabajo esta unido con las unidades que inicialmente se asumieron al modelo por lo que debe tenerse cuidado de colocar los valores de carga viva en Ton/m^2 . Por último al seleccionar la dirección a tomar por la carga a aplicar se presentará la ventana que aparece en la figura 3.127.

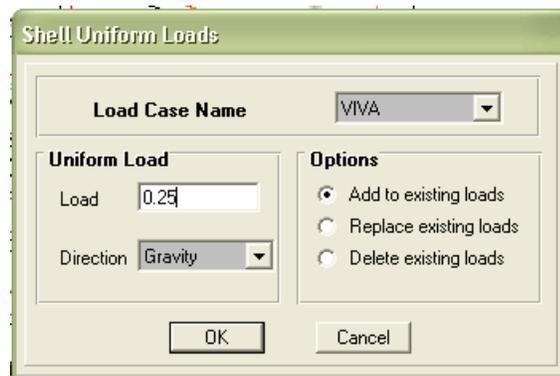


Figura 3.126. Introducción de la magnitud de carga en nuestro ejemplo.

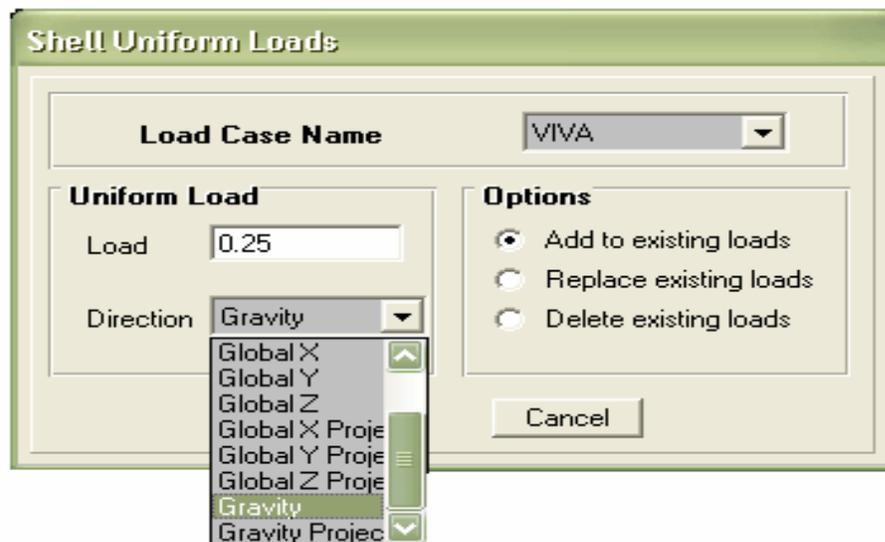


Figura 3.127. Introducción de la dirección de carga en nuestro ejemplo.

Igual procedimiento debe realizarse para cualquier otra carga adicional. Después de haber asignado el valor y tipo de carga al que estará sometida el elemento de área escogida, se obtendrá un resultado como el que se presenta en la figura 3.128.

El valor de la carga asignada a la losa aparecerá en el centro del área en donde se asignó y podrá ser vista después con el comando Display / Show Loads / Shell.

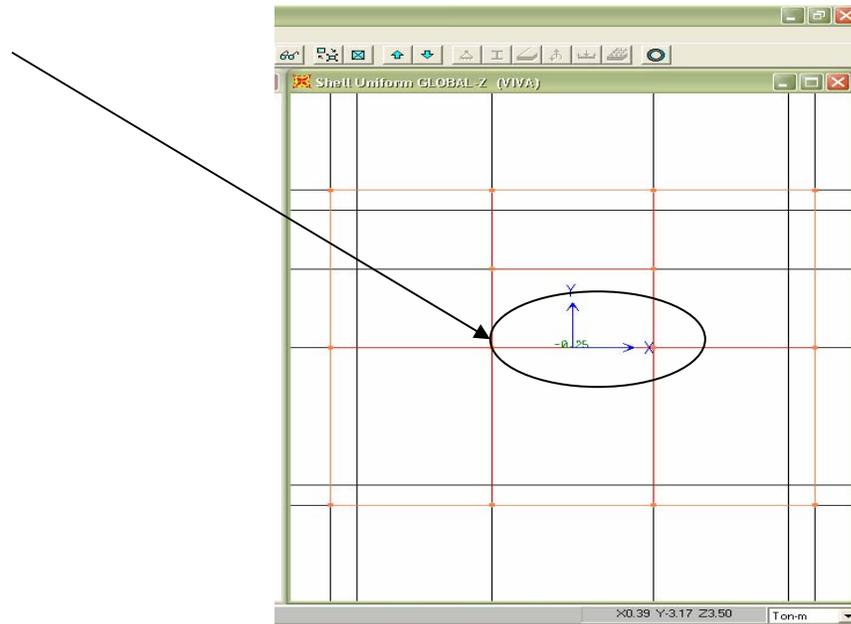


Figura 3.128. Visualización de la carga asignada a una losa en particular.

Se presenta a continuación un ejemplo práctico para el caso de cargar los elementos uno por uno.

Se inicia con la introducción de cargas laterales a los nudos del modelo como una manera de representar cargas sísmicas, estas se aplicarán tanto en el eje X, como en el eje Y, para este ejemplo solo se ilustrará como introducir cargas laterales, pero para un modelo real, debe tenerse en cuenta que es necesario cargar el modelo de manera que experimente la variación de las cargas en ejes ortogonales, de acuerdo a las excentricidades de diseño. Se aplicarán cargas laterales que variarán en cada nivel tanto en el eje X como en el eje Y, los valores de las cargas serán los siguientes:

Tabla 3.1 Valores de fuerzas laterales.

| Nivel | Carga en X | Carga en Y |
|---------------------------|------------|------------|
| 1 ^{er} entrepiso | 33.21 Ton | 30.26 Ton |
| 2 ^{do} entrepiso | 26.08 Ton | 24.08 Ton |
| 3 ^{er} entrepiso | 15.50 Ton | 14.75 Ton |

Puesto que en SAP 2000 se deben agregar las fuerzas laterales manualmente deben identificarse primeramente los cuatro puntos que definen la ubicación de las cargas laterales; los cuales se obtienen de combinar el centro de Rigidez más la excentricidad de diseño, para realizar este paso debemos agregar al modelo las líneas guías que delimitarán dichos puntos mediante el comando *Draw/Edit Grid*, y de esta manera poder observar los puntos de interés, a cada punto debe de asignársele la característica de un nudo para poder ingresar cargas en este.

Antes de cargar el punto es necesario seleccionarlo, después de su selección se hará uso del comando *Assign / Joint Static Load / Forces* ó por medio del icono de acceso directo , comando que a su vez despliega una ventana como la que se muestra en la figura 3.129, seguidamente debe aplicarse la correspondiente carga tanto en la dirección de X como en la dirección Y para cada punto; esta carga se introduce al cien por ciento, pues previamente se han realizado ya las combinaciones que relacionan el cien por ciento de una carga con el treinta por ciento de la carga ortogonal aplicada a dicho punto.

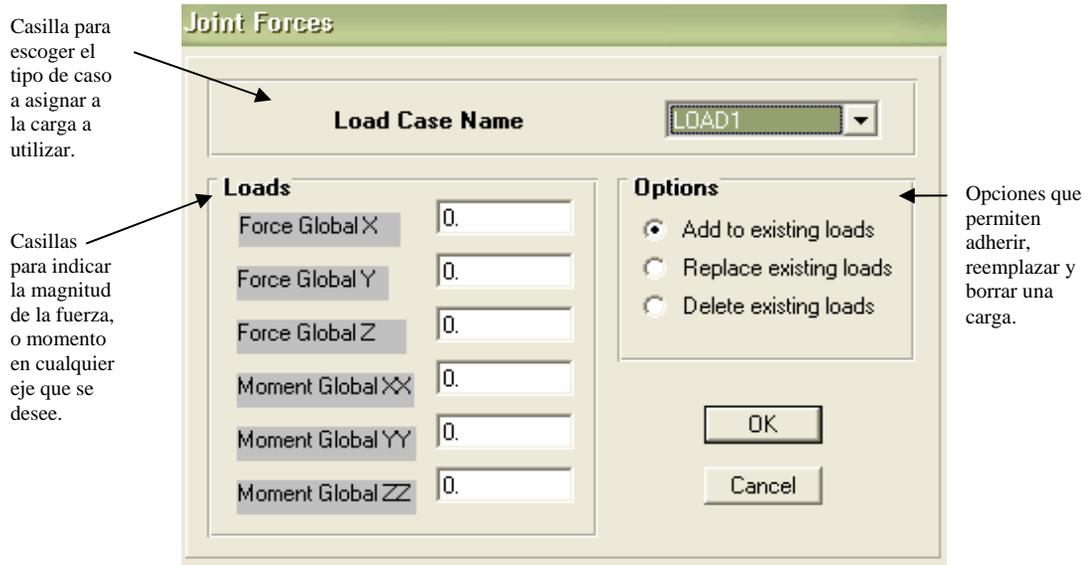


Figura 3.129. Cuadro de dialogo disponible al momento de cargar los nudos de la estructura.

Una vez ingresados los valores de las cargas, se mostrará el modelo cargado en la ventana de trabajo como se presenta en la figura 3.130.

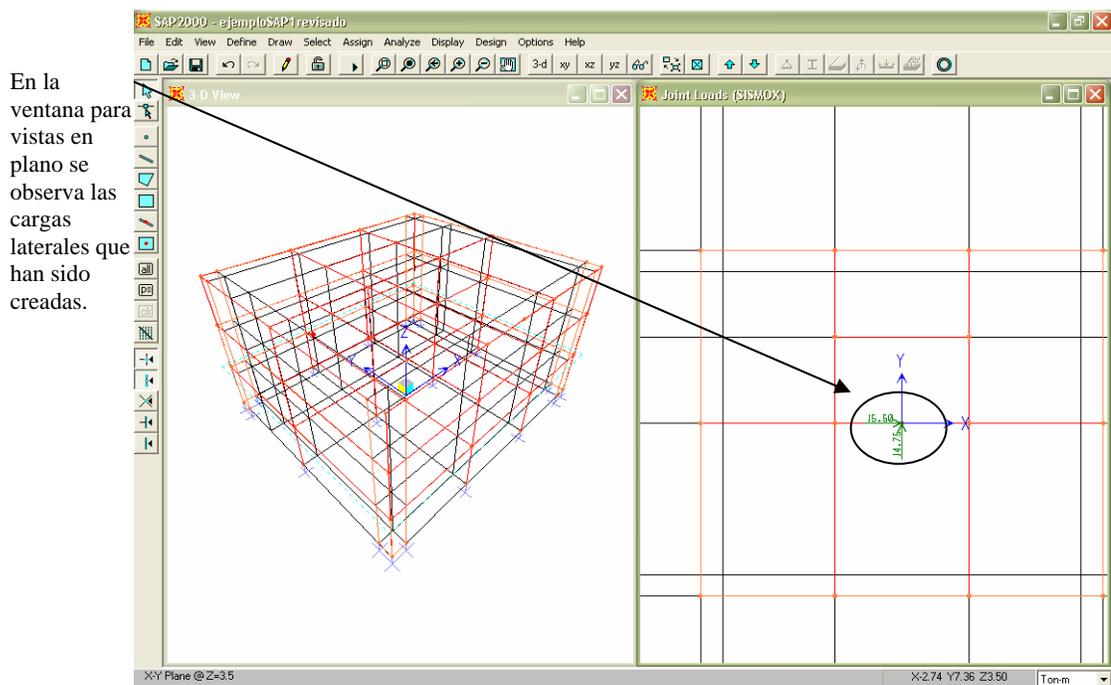


Figura 3.130. Estructura mostrando las cargas laterales.

Una vez ingresadas las cargas en los cuatro puntos correspondientes deben seleccionarse nuevamente y asignarles la característica de formar parte del diafragma rígido pues de no realizarlo, no se podrán obtener resultados del diseño para las cargas laterales aplicadas.

Si se necesitará ingresar una carga distribuida sobre un elemento, se tendrá que hacer uso del comando *Assign / Frame Static Loads / Point and Uniform* ó por medio del icono de acceso directo , desplegando a su vez una ventana como la de la figura 3.131.

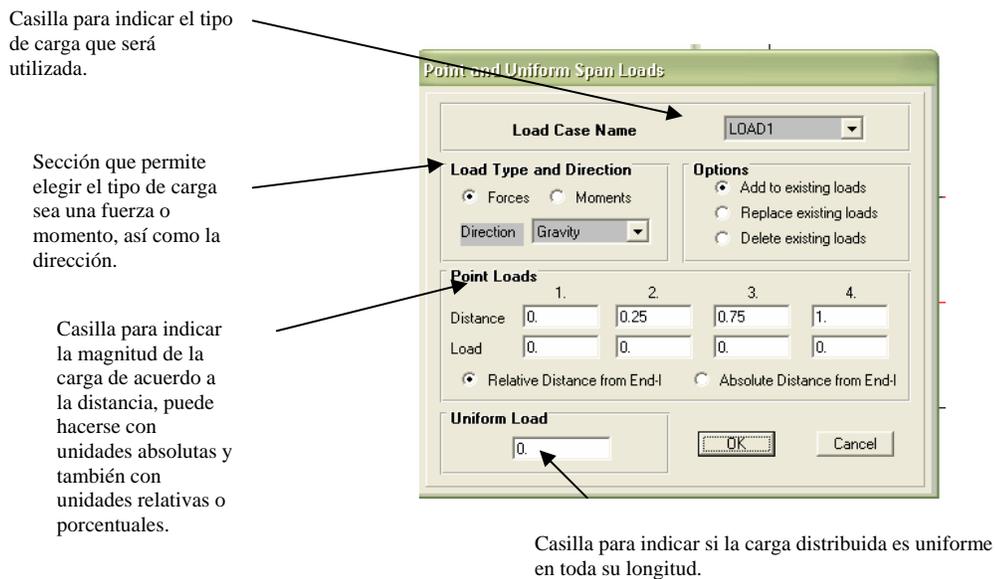


Figura 3.131. Cuadro de diálogo disponible al momento de cargar los miembros de la estructura.

Con este comando se pueden asignar cargas uniformemente distribuidas, de forma trapezoidal, triangulares y cargas distribuidas de diferentes valores en un mismo elemento, para todas las cargas que no sean uniformes se hace uso del recuadro llamado *Trapezoidal Span Loads* dentro de la ventana que se muestra en la figura 3.131; supóngase que se requiere introducir una carga que tenga forma trapezoidal la cual inicie con un valor de cero en la distancia cero, a dos metros del elemento llega con un valor de 20 Ton/m, a cuatro metros adquiere un valor de 40 Ton/m y termina con un valor de 40 Ton/m al final de la longitud del elemento, en este caso el elemento a cargar será el

que se encuentra en el 2do nivel en el 2° eje con respecto a X entre los ejes 2° (que llamaremos B) y 3° (que llamaremos C), para mayor detalle ver la representación de la figura 3.132.

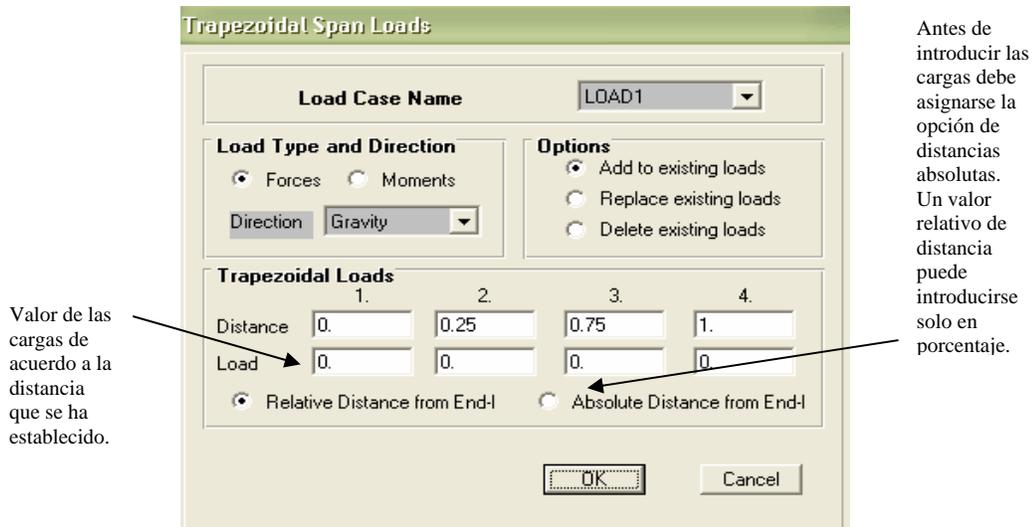


Figura 3.133. Esta es la forma de introducir una carga lineal no uniforme (trapezoidal).

Una vez aplicadas todas las cargas y fuerzas, se obtiene como resultados lo que se muestra en la figura 3.134.

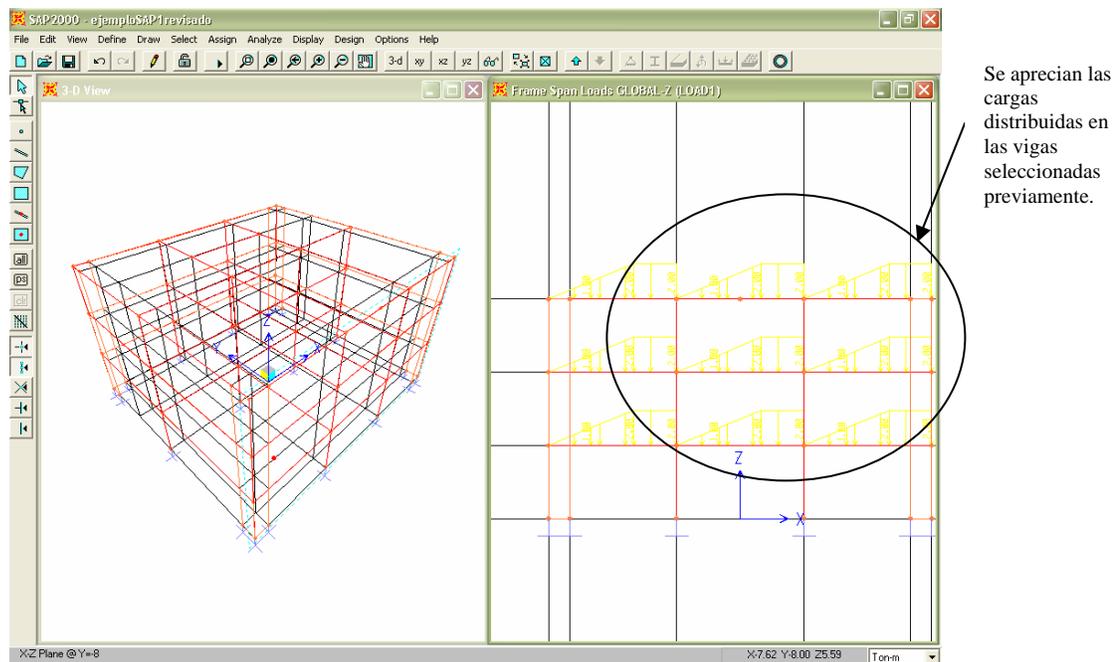


Figura 3.134. Se observan todas las cargas trapezoidales introducidas a la estructura.

De forma similar se procede en el caso de introducir una carga puntual en un elemento lineal, para lo cual se hará uso del comando *Assign / Frame Static Load.../ Point and Uniform Span Load* desplegando una ventana como la que se muestra en la figura 3.135.

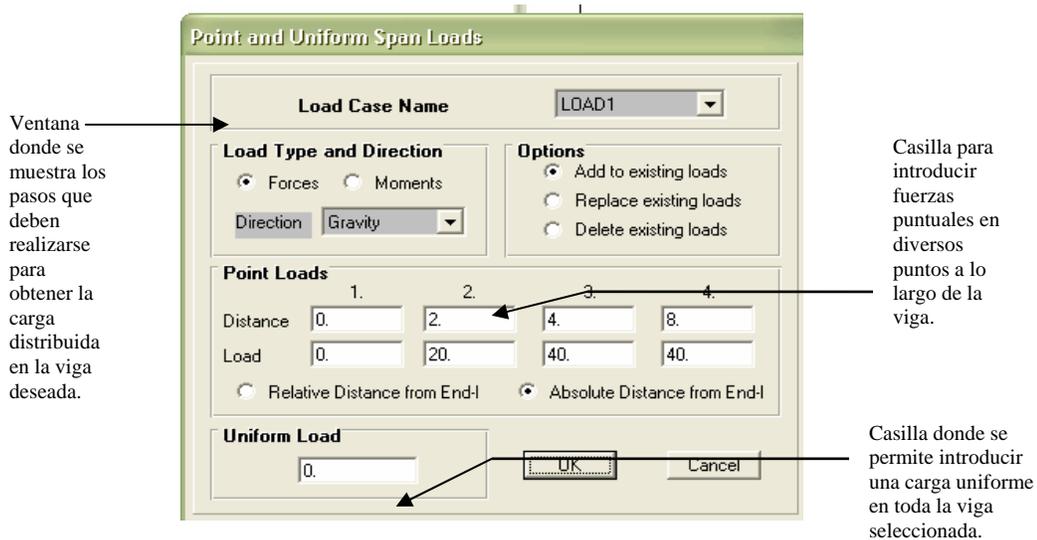


Figura 3.135. Aplicación del comando “*Point and Uniform Span Loads*”.

El programa no realiza el diseño sísmico del edificio de forma automática, debido a ser una versión desactualizada previa a la versión 8.0 que si lo incluye, por lo que deben determinarse las cargas laterales que afectarán a la estructura, claro que este procedimiento se puede realizar de forma manual, pero para eso es necesario tener un programa a base de métodos matriciales que permita realizar la distribución de rigideces por nivel y por eje del edificio y realizar el diseño sísmico de forma manual conforme al código o norma vigente (en nuestro caso la NTDS’94), se adaptará los datos propios del código UBC’94 al valor que establece la NTDS’94 con el fin de asegurar que el valor del cortante basal total será el mismo.

○ *Configuración de las opciones de análisis*

Una vez cargados los elementos del edificio se procede a configurar las opciones de análisis, posteriormente a correr el cálculo del análisis y verificar los resultados, ver figura 3.136.

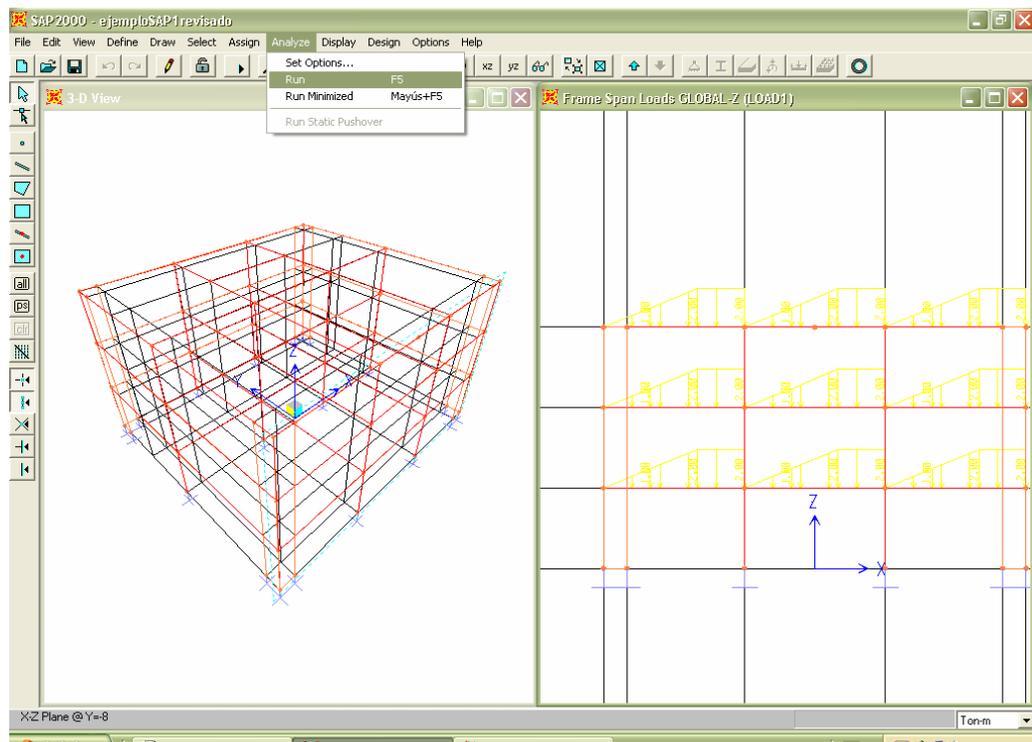


Figura 3.136. Ubicación del comando “Run Analysis”.

Para configurar las opciones de análisis se hace uso del comando *Analyze / Set Options*, comando que despliega una ventana como la que se muestra en la figura 3.137. Después de haber definido las opciones de diseño se procede a correr el análisis haciendo uso del comando *Analyze / Run* o mediante el icono de acceso directo .

Posterior a la corrida del análisis la ventana del programa tendrá una apariencia como la que se presenta en la figura 3.138, la cual puede cambiar dependiendo las opciones de vistas activadas en cada una de las ventanas de trabajo.

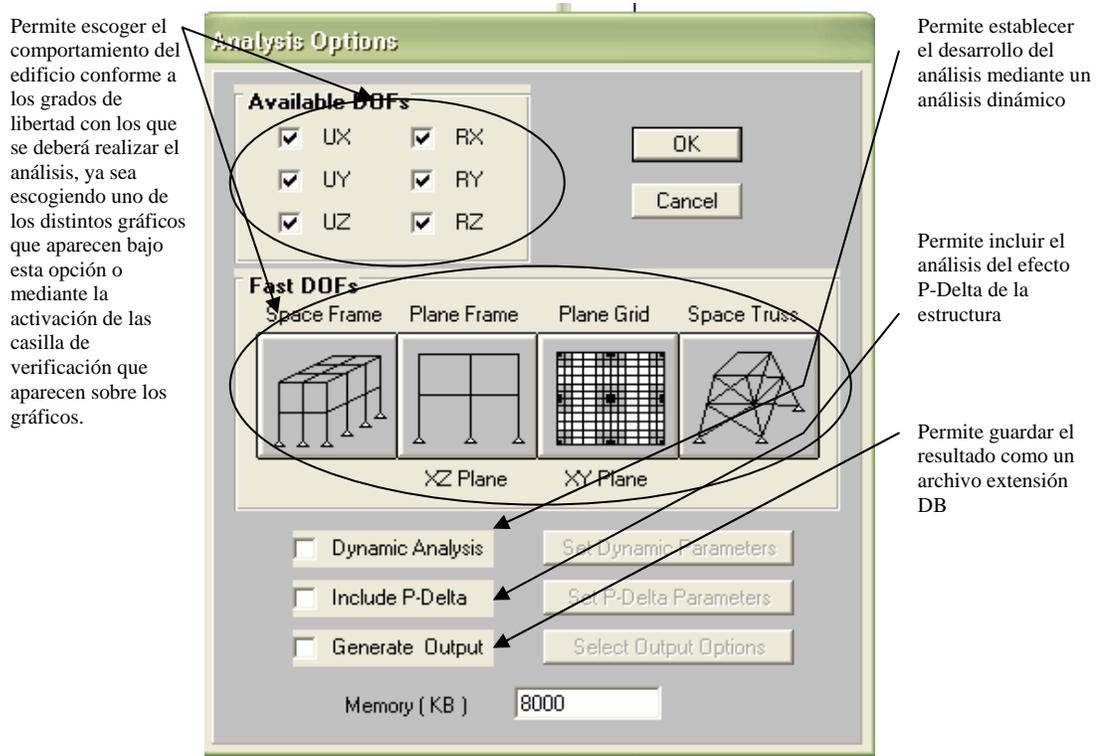


Figura 3.137. Opciones disponibles al momento de realizar el análisis de la estructura.

o *Despliegue de la información para el análisis.*

Por último para realizar la revisión de los valores que el programa proporciona como resultado del análisis realizado, se hará uso del comando *Display / Show Element Forces / Stress / Frames*. El cual presentará en pantalla los diagramas de momento o fuerzas cortantes debidas a la aplicación de las cargas que se definieron anteriormente, presentando a su vez una ventana como la de la figura 3.139, en la que se escoge el tipo de carga del cual se busca presente en pantalla el comportamiento que tienen los elementos del edificio ante dicho tipo de carga desplegada por el menú.

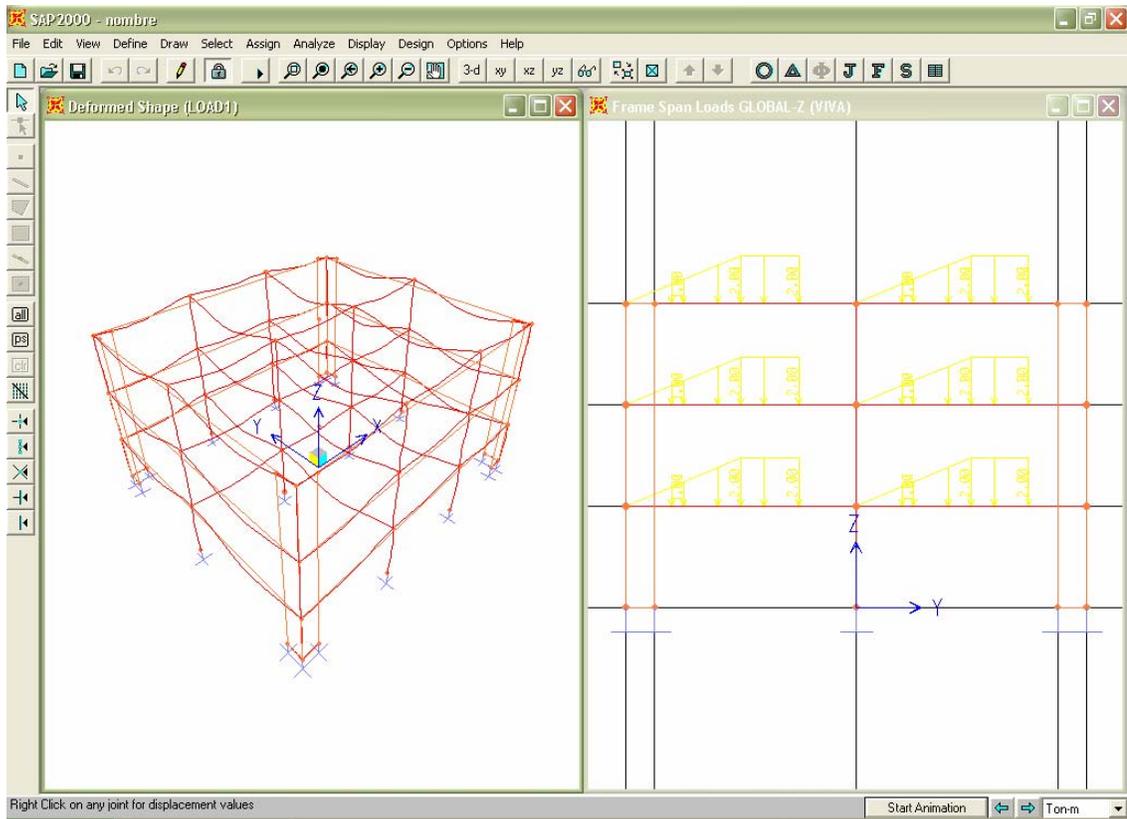


Figura 3.138. Aspecto de la estructura una vez finalizado el análisis de la misma.

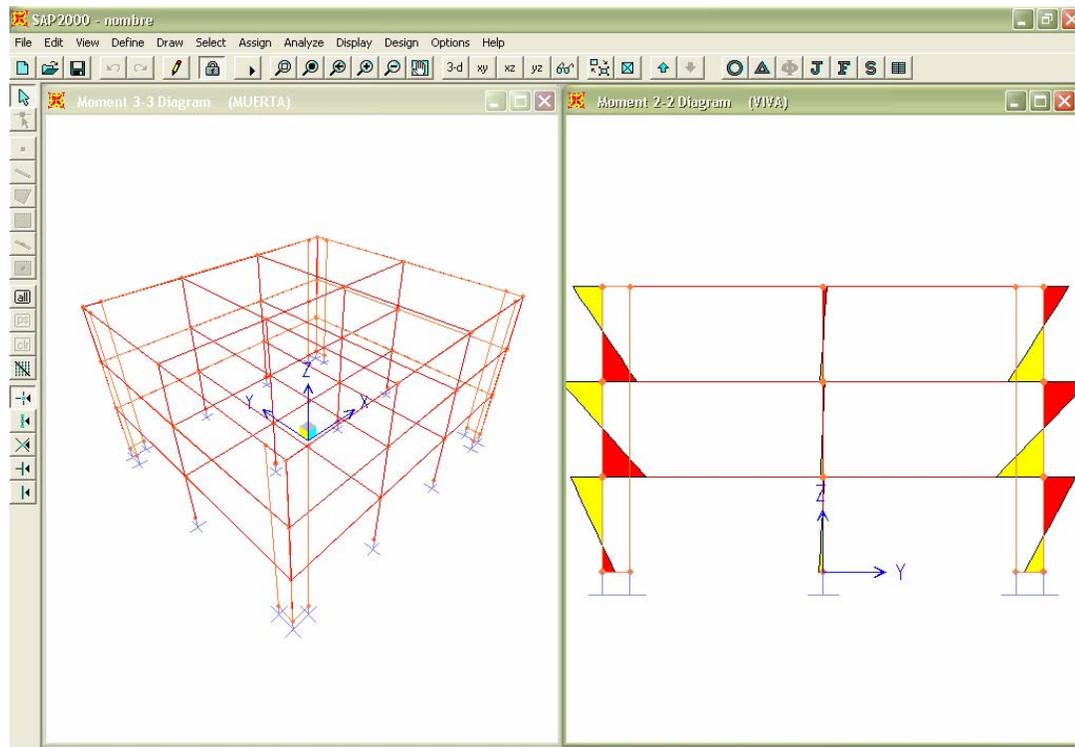


Figura 3.139. Presentación del comportamiento de la estructura ante la combinación de cargas que se desee.

Si necesitamos mas información sobre un determinado diagrama que se encuentre en cualquier miembro de la estructura podemos hacer un clic derecho con el puntero y se obtendrá una ventana como la de la figura 3.140.

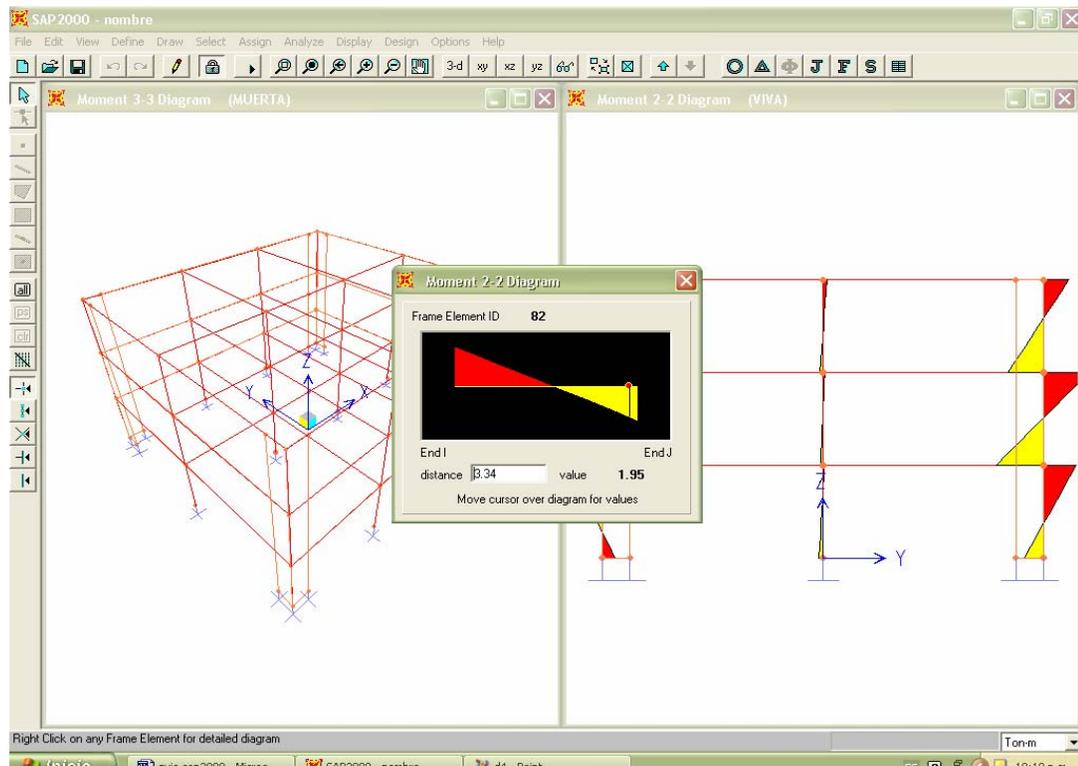


Figura 3.140. Comportamiento de un miembro de la estructura con mayor detalle.

Para poder apreciar los diagramas de momento, cortante, y la deflexión de un eje que no aparece en la ventana que muestra el modelo en el plano se puede hacer uso de los comandos *Move up in List* y *Move down in List* que aparecen en la barra de herramientas , con los cuales se puede desplazar de nivel a nivel ó de eje a eje del edificio de acuerdo a la selección elegida sea en planta o en elevación, para este caso en particular estos comandos permitirán el desplazamiento de ejes en elevación.

Si lo que se necesita es conocer las reacciones en la base del edificio para proceder luego con el diseño de las cimentaciones se hace uso del comando *Joint Reaction Forces* con su respectivo icono de acceso directo  y se obtiene una ventana como la de la figura 3.141. La presentación de las reacciones se muestra en la ventana que aparece en la figura 3.142.

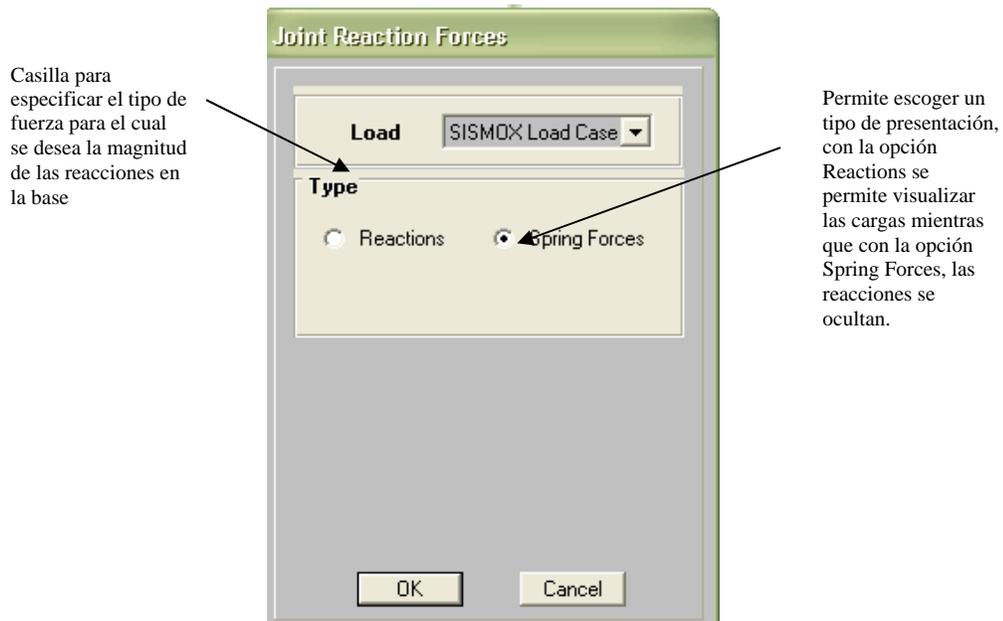


Figura 3.141. Ventana que nos permite buscar las reacciones de los apoyos de la estructura.

Otra forma de verificar resultados es haciendo uso del comando *Display / Set Output Table Mode*, comando que presenta una ventana como la de la figura 3.137, en donde se puede seleccionar el tipo de reacción sobre elementos del edificio que se desee.

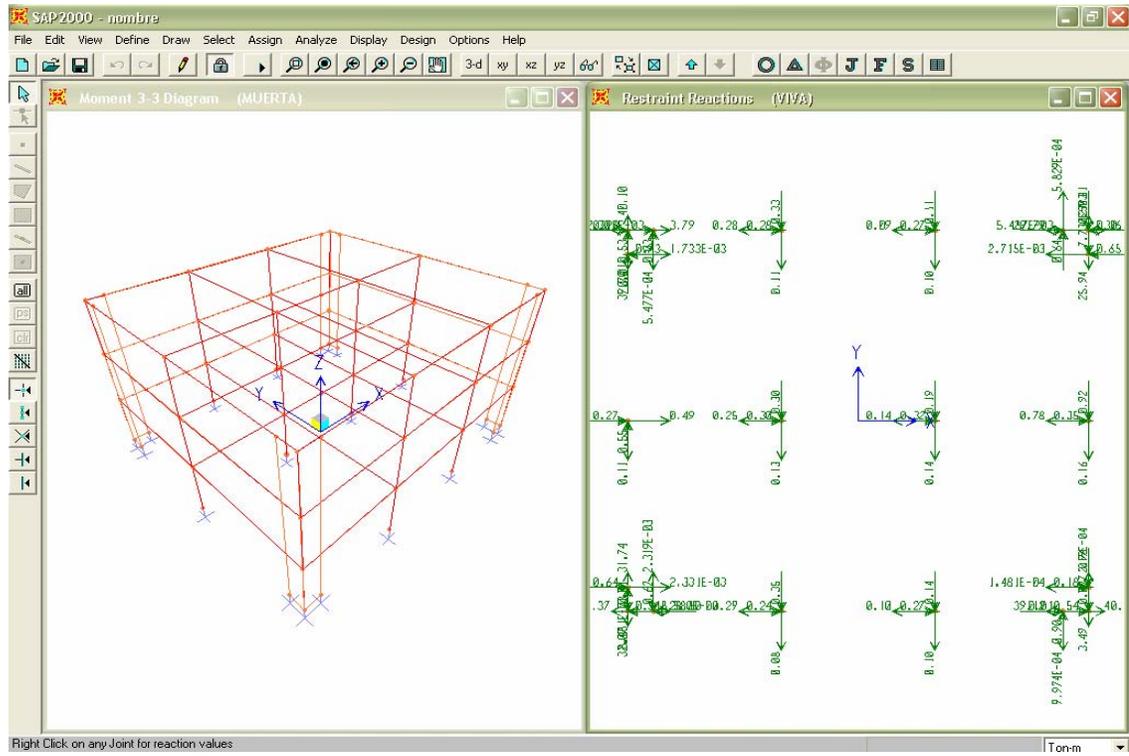


Figura 3.142. Visualización de las reacciones en la base de la estructura.

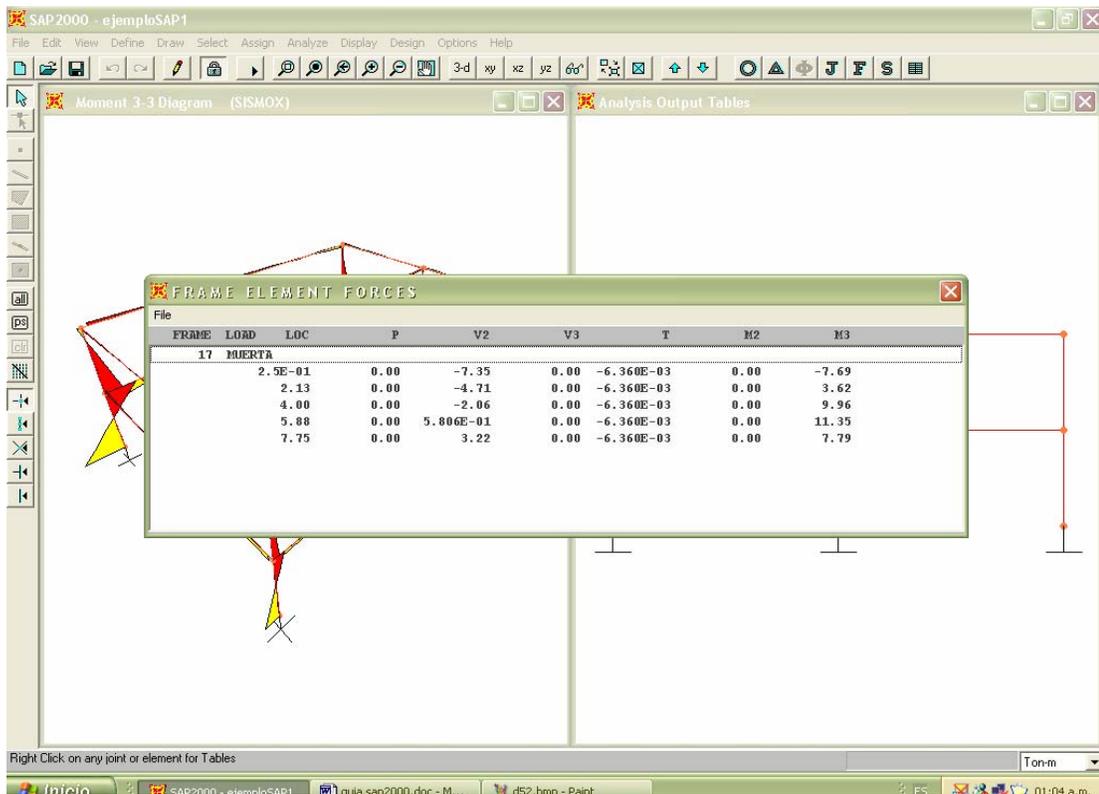


Figura 3.137. Opción disponible para ver las reacciones de la estructura en modo tabular.

CAPITULO IV: “DISEÑO DE DOS EDIFICIOS DE TRES NIVELES MEDIANTE MÉTODOS MANUALES PARA COMPARACIÓN”

A continuación se presentan dos aplicaciones prácticas del método de análisis de fuerzas laterales estáticas de diseño, la primera corresponde a un sistema estructural con marcos flexibles como elementos resistentes a las cargas laterales, el segundo caso de aplicación es el de un sistema dual (combinación paredes y marcos) en el que los marcos que la conforman deben resistir al menos el 25% de las fuerzas laterales calculadas para la estructura.

La aplicación del método estático es acorde a lo descrito en el capítulo 2, del cual se describe de forma resumida a continuación:

- Generalidades:

Descripción del edificio, consideraciones de carga, secciones transversales propuestas y otras consideraciones, etc.

- Coeficiente sísmico
 - Factor de zonificación sísmica (A).
 - Factor de importancia (I).
 - Coeficientes de sitio debidos a las características del suelo (C_o , T_o).
 - Factor de modificación de respuesta (R).
 - Periodo fundamental de respuesta (T), para cuyo cálculo hay disponibles 2 métodos:
 - Método A.
 - Método B.

– Determinación del coeficiente sísmico de la estructura (C_s).

- Cortante basal de diseño

Para lo cual es necesario conocer el peso sísmico de la estructura y el coeficiente sísmico en ambos sentidos del edificio.

Para encontrar el peso sísmico de la estructura, se evalúa el peso sísmico de cada entrepiso y se encuentra el centro de masas de cada uno de ellos (CM)

- Distribución vertical de la fuerza lateral

Según las alturas de entrepiso y el peso sísmico de cada uno de ellos.

- Cálculo del centro de cortante

Se encuentra conociendo el centro de masa y el cortante que toma cada entrepiso.

- Determinación de rigideces

Lo cual nos ayudará mas adelante para poder distribuir horizontalmente por cada entrepiso, el cortante que toma cada eje, pero primero deberemos conocer la rigidez de cada uno de los elementos resistentes a cargas laterales, para lo cual se apoyara del análisis en el plano de cada eje de carga con el programa RISA 2D, los cuales han sido corroborados con las formulas de Wilbur (para marcos) y métodos matriciales (para paredes).

- Cálculo del centro de rigidez:

Este se calcula por entrepiso, solo es necesario conocer la rigidez que tiene cada elemento resistente a cargas laterales.

- Revisión del periodo fundamental de vibración:

Con esto podemos llegar a una conclusión de lo adoptado para el valor de “T” (Método B), ya que se obtienen características de deformación del edificio y sus propiedades estructurales.

- Revisión de desplazamientos de entrepiso:

La deriva de cada entrepiso debe ser menor que la deriva máxima admisible.

- Determinación de excentricidades:

La excentricidad es la diferencia entre las coordenadas del centro de cortante y el centro de rigidez. Al valor de excentricidad se le debe agregar en cada caso la excentricidad accidental (el 5% de la longitud máxima en cada sentido).

- Cálculo de momentos de torsión:

Estos momentos son consecuencia del efecto de las excentricidades, y son el producto del cortante de cada entrepiso y la excentricidad más desfavorable.

- Cálculo de cortantes de diseño:

Es la sumatoria del cortante para cada eje y para cada entrepiso, que incluye el cortante trasnacional y el cortante de diseño. Es con este valor que se procede al análisis estático de los marcos.

Implícitamente, dentro de este paso se distribuye horizontalmente el cortante lateral por entrepiso a cada eje proporcionalmente a su rigidez.

- Detallado de carga de los ejes:

Aquí se detallan todas las cargas primarias que corresponden a cada uno de los ejes que conforman la estructura (carga muerta, carga viva y sismo).

Limitaciones

- La determinación de las rigideces para sistemas combinados haciendo uso de métodos aproximados no es aplicable, por generar valores que producen desconfianza.
- Debido a que nos encontramos realizando un análisis mediante modelos elaborados en el plano, los resultados que estos otorguen para el caso de columnas no son 100% utilizables para el diseño de la misma, ya que es necesario unir los resultados obtenidos de un eje en X y de otro eje en Y, que a su vez contengan a la misma columna, haciendo uso de una hoja electrónica que proporcione los valores de diseño.

- El desarrollo de este método manual llega solo hasta la fase de análisis por lo que el diseño de elementos no será visto en este documento, debido principalmente a que no se está trabajando diseño de edificios sino análisis del comportamiento de los mismos.
- Debido a lo laborioso que implica el desarrollo de un cálculo completamente manual, se procedió a hacer uso de programas de computadoras para modelar a los mismos en el plano y analizar sus resultados.
- A raíz de que el análisis a elaborar en esta sección solo será usado como método de comparación con respecto al que se realizará en el capítulo siguiente, se procederá a comparar el análisis de tres columnas y de tres vigas escogidas de forma aleatoria para su comparación con los mismos miembros posteriormente.

4.1 DESARROLLO DE UN EDIFICIO CONSTITUIDO POR UN SISTEMA DE MARCOS ESPACIALES A SER UTILIZADO COMO MODELO DE COMPARACION.

a) Descripción general de la estructura.

El inmueble consta de tres entresijos (tres losas), con una separación de entresijos típica de 3.20m, como se muestra a continuación de forma esquemática en la siguiente figura:

Tabla 4.1.1 Alturas de entresijo

| Entresijo | Ho (m) | hf (m) | Hn (m) |
|------------------|---------------|---------------|---------------|
| 1 | 0 | 3.2 | 3.2 |
| 2 | 3.2 | 6.4 | 3.2 |
| 3 | 6.4 | 9.6 | 3.2 |

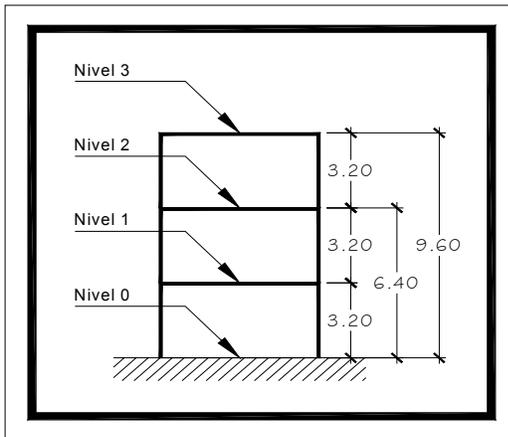


Figura 4.1.1 Esquema de niveles del edificio.

Las plantas del edificio aparecen a continuación, de forma arquitectónica y estructural, para poder apreciar la constitución geométrica del mismo y la nomenclatura de ejes adoptada, así como la disposición de los elementos estructurales, además, para reforzar la perspectiva del edificio, se han incluido además las principales vistas exteriores del inmueble (frontal, posterior y laterales):

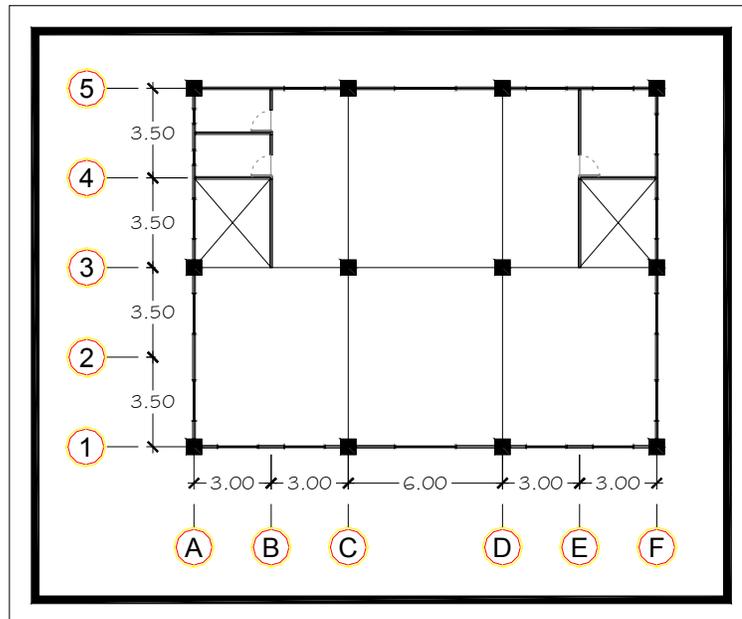


Figura 4.1.2 Planta arquitectónica del edificio

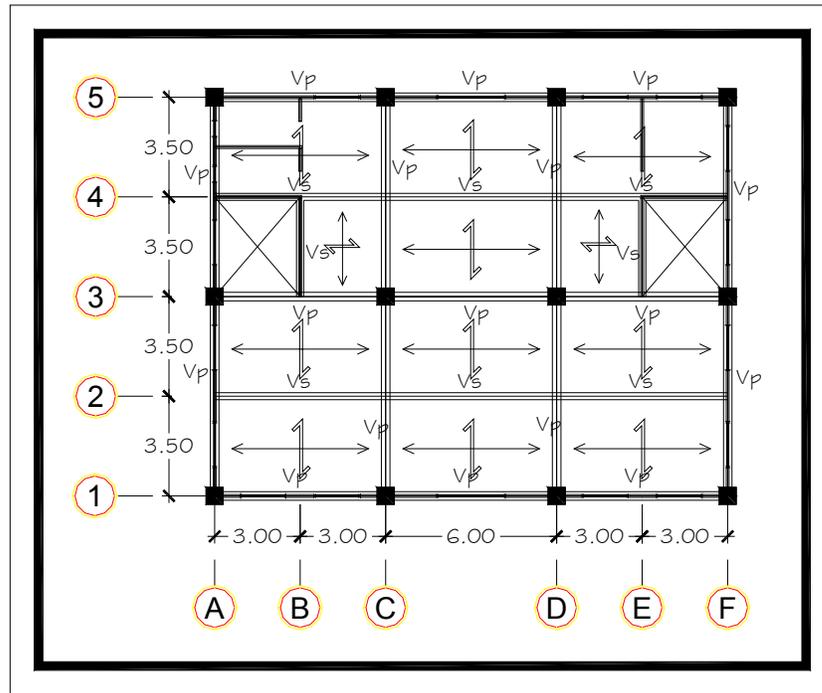
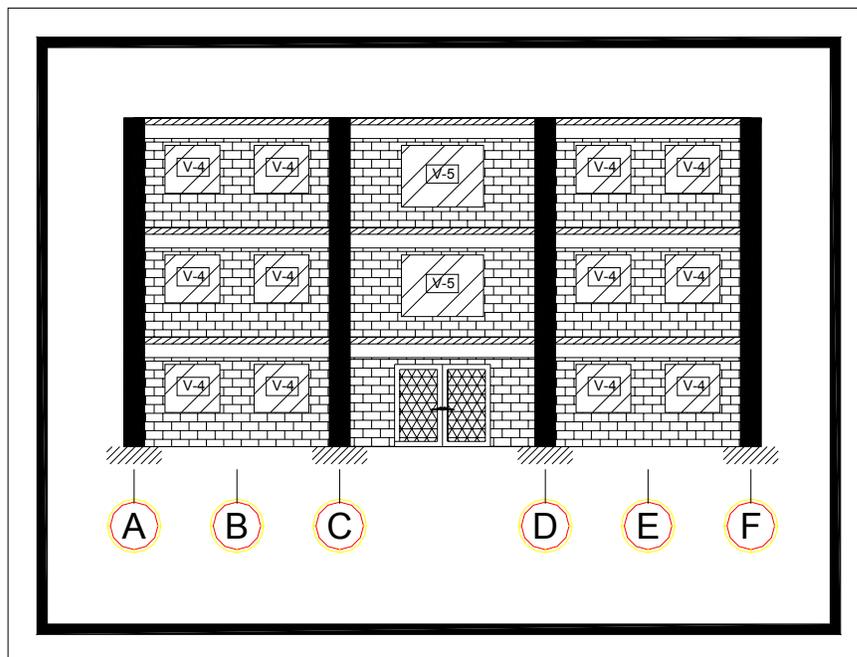
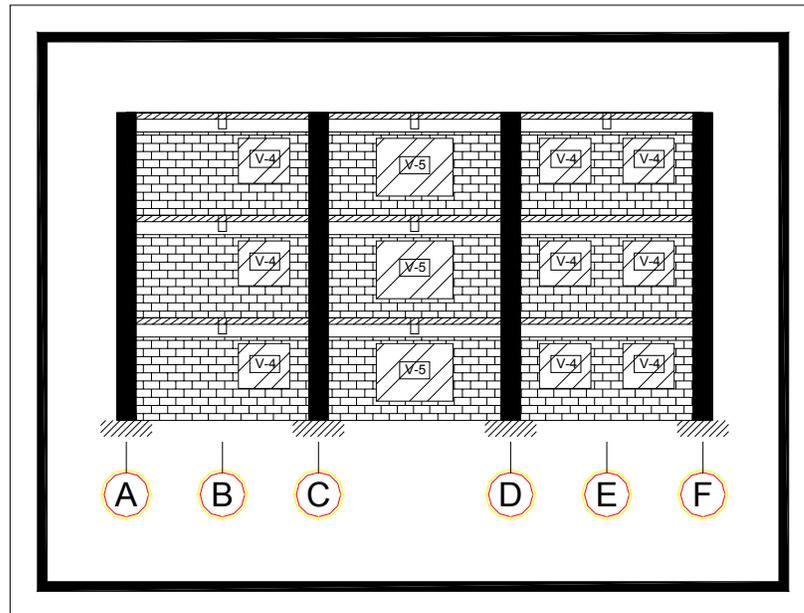


Figura 4.1.3 Planta estructural del edificio



4.1.4 Elevación frontal del edificio



4.1.5 Elevación posterior del edificio

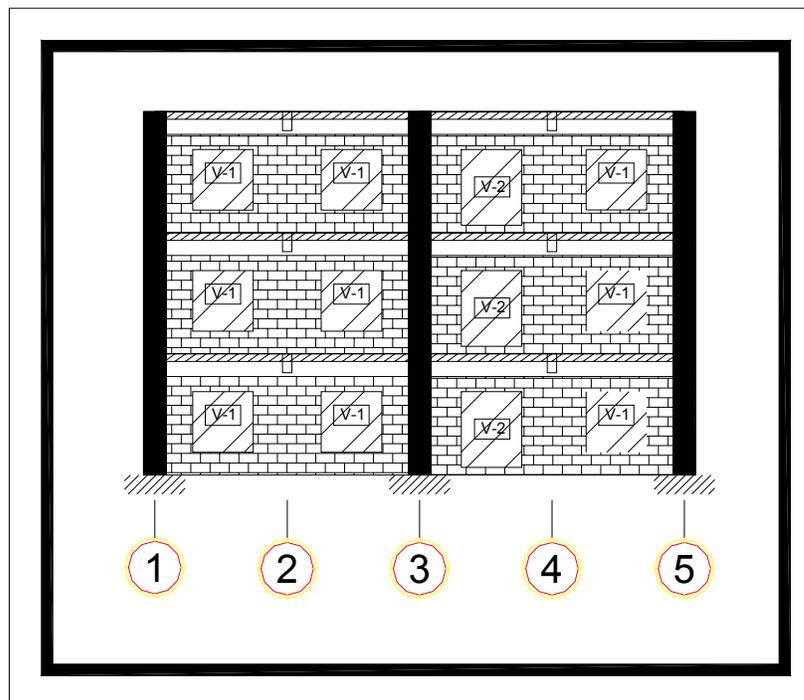


Figura 4.1.6 Elevación costado derecho

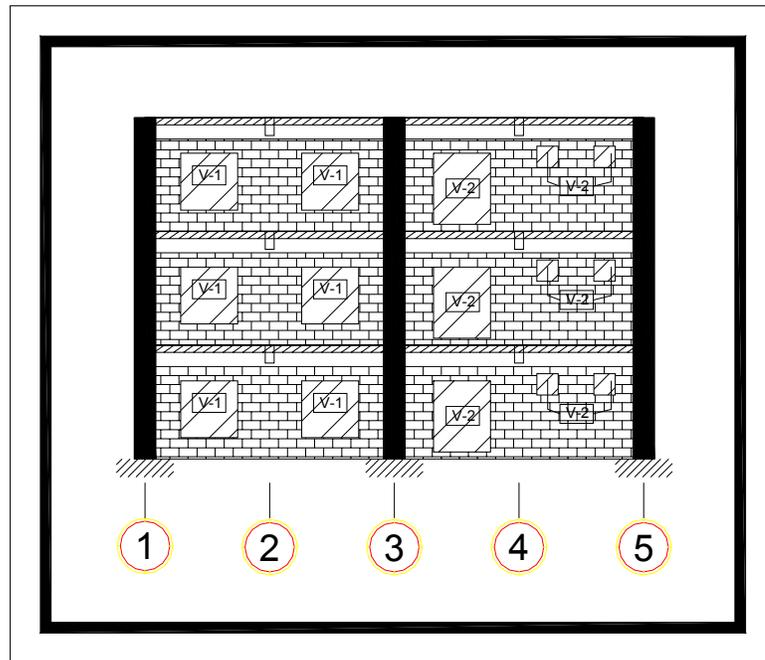


Figura 4.1.7 Elevación costado izquierdo

Tabla 4.1.2 Cuadro de ventanas..

| TIPO | L_v (m) | H_v (m) | A_v (m ²) |
|------|-----------|-----------|-------------------------|
| V-1 | 1.60 | 1.60 | 2.56 |
| V-2 | 1.60 | 2.00 | 3.20 |
| V-3 | 0.60 | 0.60 | 0.36 |
| V-4 | 1.60 | 1.40 | 2.24 |
| V-5 | 2.40 | 1.80 | 4.32 |

b) Estrategias de diseño sísmico de la estructura.

Para el análisis de este edificio en particular se hará uso del método de las fuerzas laterales equivalentes, en donde el cálculo del valor de las rigideces por ser un edificio que posee un sistema de marcos flexibles con detallado especial se realizará con el método de las formulas de Wilbur, cuya aplicación es válida para el sistema estructural utilizado en este caso, el proceso de análisis se realizará como se expuso en el capítulo II, posteriormente para el cálculo del comportamiento de los ejes del edificio, se procederá a modelar cada uno de los ejes por separado, cargando por gravedad todos los miembros que forman los marcos haciendo uso de los programas de computadora a

utilizar en esta investigación, con el objeto de obtener los valores de los cortantes y momentos que afectan a los miembros de la estructura.

c) Consideraciones de cargas

En terraza (NIVEL 3):

| | |
|---|--------------------------------|
| Carga muerta: | 260.00 Kg/m ² . |
| Carga viva: | 100.00 Kg/m ² . (*) |
| Carga viva sísmica: | 50.00 Kg/m ² . (*) |
| (*)Para azoteas con pendientes no mayores del 5%. | |

En el resto de entresijos (NIVELES 1 y 2):

| | |
|---|----------------------------|
| Losa tipo Copresa o similar | 260.00 kg/m ² . |
| Enladrillado de piso | 35.00 kg/m ² . |
| Divisiones | 65.00 kg/m ² . |
| Instalaciones Eléctricas y Aire Acondicionado | 15.00 kg/m ² . |
| TOTAL = | 375.00 kg/m ² . |

| | |
|---|---------------------------------|
| Carga muerta (sobre entresijo): | 375.00 kg/m ² . |
| Carga muerta (en pared) | 155.00 kg/m ² . |
| Carga viva | 250.00 kg/m ² . (**) |
| Carga viva sísmica | 180.00 kg/m ² . (**) |
| (**)Para oficinas, despachos, aulas y laboratorios. | |

Otros pesos: Peso volumétrico concreto reforzado 2400.00 kg/m³
 Ventanerías de vidrio fijo 60.00 kg/m²

Secciones transversales propuestas

Tabla 4.1.3 Secciones propuestas para los elementos del edificio

| Sección | b (cm) | h (cm) |
|-----------------|--------|--------|
| Columna | 60.00 | 60.00 |
| Viga primaria | 30.00 | 60.00 |
| Viga secundaria | 25.00 | 50.00 |

Otras consideraciones

- Las paredes serán de bloque de concreto de 15 cm. de espesor.
- La estructura esta ubicada en San Salvador ($A = 0.40$).
- El destino del inmueble es para uso de oficinas ($I = 1.0$).
- El edificio esta estructurado a base de marcos de concreto reforzado en ambas direcciones ($R = 12$, $C_d = 8$, $H_{\max} = \text{sin limite}$).
- El tipo de suelo es S_3 (los coeficientes de sitio son $C_o = 3.0$ y $T_o = 0.6$).
- Resistencia del concreto es $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Esfuerzo de fluencia del acero es $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

d) Análisis por método manual.

Aplicación del método estático

COEFICIENTE SÍSMICO❖ Factor de zonificación sísmica (A).

Ver tabla 4.1.4 en este capítulo o referirse a la tabla 1 de la NTDS en la página 19.

❖ Factor de importancia (I).

Ver tabla 4.1.4 en este capítulo o referirse a la tabla 4 de la NTDS en la página 21.

❖ Coeficientes de sitio debidos a las características del suelo (Co, To).

Ver tabla 4.1.4 en este capítulo o referirse a la tabla 2 de la NTDS en la página 20.

❖ Factor de modificación de respuesta (R).

Ver tabla 4.1.4 en este capítulo o referirse a la tabla 7 de la NTDS en la página 23.

❖ Período fundamental de respuesta (T)

Existen dos formas de calcularlo, detalladas a continuación:

Método A:

$$T = C_t * h_n^{3/4}$$

Donde $C_t = 0.073$ para sistemas A con marcos de concreto reforzado (aplicable a ambos sentidos para este caso particular).

$$T = 0.073 * 9.60^{3/4}$$

$$T = 0.40 \text{ s}$$

Dado que el valor de $T = 0.40$ no cumple la condición $T_o < T < 6T_o$, por lo tanto para el valor de $T_{(a)}$ utilizaremos $T = 0.60$ seg.

Método B:

Para la aplicación del método B se utiliza la formula de Rayleigh, que toma en cuenta las características de deformación y las propiedades estructurales, lo cual se verificará mas adelante, pero en ningún caso el valor de $T_{(b)}$ puede ser menor que el 80% del valor de $T_{(a)}$.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i \delta_i}}$$

❖ Determinación del coeficiente sísmico (C_s):

$$C_s = \left(\frac{AIC_o}{R} \right) * \left(\frac{T_o}{T} \right)^{\frac{2}{5}}$$

Todos los datos se conocen (ver tabla 4.1.4), aunque el valor de “T” podría variar al aplicar el método B, lo cual comprobaremos más adelante

Tabla 4.1.4 Valores de coeficientes para cálculo de C_s

| | |
|-------------|-------|
| A | 0.40 |
| I | 1.00 |
| Rx | 12.00 |
| Ry | 12.00 |
| Co | 3.00 |
| T_o (seg) | 0.60 |

$$C_s = \left[\frac{(0.4)(1.0)(3.0)}{12} \right] \left(\frac{0.60}{0.60} \right)^{2/3}$$

$$C_s = 0.1000$$

El valor de $C_s = 0.1000$ es aplicable a ambos sentidos del edificio.

CORTANTE BASAL DE DISEÑO

❖ Peso sísmico de la estructura:

En las tablas D.1-a y D.1-b aparece la evaluación para el entrepiso 3 (ver anexo D). En las tablas D.2-a y D.2-b aparece la evaluación para los entrepisos 1 y 2 (ver anexo D). Obteniendo los pesos que se muestran en la tabla 4.1.5:

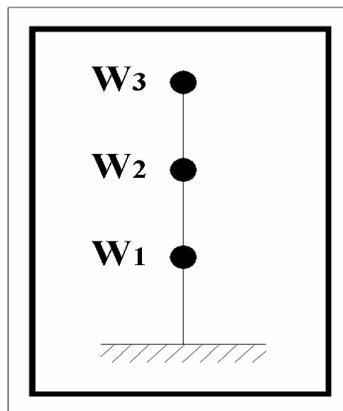


Figura 4.1.8 Esquema de distribución de pesos en el edificio

Tabla 4.1.5 Resumen de los pesos de los niveles del edificio y su ubicación.

| Entrepiso | W (ton) | Xm i (m) | Ym i (m) |
|--------------------------|---------------|----------|----------|
| 3 | 138.05 | 9.00 | 6.95 |
| 2 | 243.57 | 8.99 | 6.94 |
| 1 | 243.57 | 8.99 | 6.94 |
| W_{TOTAL} | 625.20 | | |

❖ Calculo del cortante basal

$$V_x = V_z = C_s * W_T$$

$$V_x = V_z = (0.1000) * (625.20)$$

$$V_x = V_z = 62.52 \text{ Ton}$$

El cortante basal es el mismo en ambos sentidos.

DISTRIBUCIÓN VERTICAL DEL CORTANTE BASAL

Para ello haremos uso de la siguiente ecuación

$$V = F_T + \sum_{i=1}^n F_i$$

Donde F_T es la fuerza concentrada en el último piso, la cual es adicional a F_n , la cual para este caso en particular es $F_T = 0$, por ser $T \leq 0.7$ seg.

$$F_i = V * \frac{W_i h_i}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

Tabla 4.1.6 Distribución vertical de la fuerza lateral

| h (m) | W (Ton) | W*h | Fix (Ton) | Fiy (Ton) | Vix (Ton) | Viy (Ton) |
|----------|---------------|-----------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| 9.60 | 138.05 | 1,325.30 | 22.62 | 22.62 | | |
| | | | | | 22.62 | 22.62 |
| 6.40 | 243.57 | 1,558.87 | 26.60 | 26.60 | | |
| | | | | | 49.22 | 49.22 |
| 3.20 | 243.57 | 779.44 | 13.30 | 13.30 | | |
| | | | | | 62.52 | 62.52 |
| Σ | 625.20 | 3,663.61 | | | | |

CÁLCULO DEL CENTRO DE CORTANTE:

$$X_{C_i} = \frac{\sum Fy_i \times Xm_i}{Vy_i} \qquad Y_{C_i} = \frac{\sum Fx_i \times Ym_i}{Vx_i}$$

Tabla 4.1.7 Cálculo del centro de cortante.

| Nivel | Fix (ton) | Fiy (ton) | Vix (ton) | Viy (ton) | Xmi (m) | Ymi (m) | Fix * Ymi (ton.m) | Fiy * Xmi (ton.m) | ∑Fix * Ymi (ton.m) | ∑Fiy * Xmi (ton.m) | Xci (m) | Yci (m) |
|-------|-----------|-----------|-----------|-----------|---------|---------|-------------------|-------------------|--------------------|--------------------|---------|---------|
| 3 | 22.62 | 22.62 | | | 9.00 | 6.95 | 157.25 | 203.55 | | | | |
| | | | 22.62 | 22.62 | | | | | 157.25 | 203.55 | 9.00 | 6.95 |
| 2 | 26.60 | 26.60 | | | 8.99 | 6.94 | 184.53 | 239.26 | | | | |
| | | | 49.22 | 49.22 | | | | | 341.79 | 442.81 | 9.00 | 6.94 |
| 1 | 13.30 | 13.30 | | | 8.99 | 6.94 | 92.27 | 119.63 | | | | |
| | | | 62.52 | 62.52 | | | | | 434.05 | 562.43 | 9.00 | 6.94 |

DETERMINACIÓN DE RIGIDECES❖ Evaluación de rigideces:

Para la evaluación de rigideces de los marcos flexibles, se a utilizado el principio de que la rigidez es equivalente a la relación entre cortante de entrepiso y deriva de entrepiso ($R = V/\Delta$), para lo cual se ha utilizado una distribución vertical de cortante arbitraria con tendencia lineal, obteniendo los desplazamientos totales por medio del uso del programa RISA 2D en marcos equivalentes modelados con una carga de fuerza lateral en proporción 1:2:3.

A continuación aparecen los resultados obtenidos.

Tabla 4.1.8 Distribución de los valores de rigideces del edificio

| | Programas Matriciales | |
|------------|-----------------------|--------|
| Rx3 | 56.81 | Ton/cm |
| Ry3 | 34.53 | Ton/cm |
| Rx2 | 70.07 | Ton/cm |
| Ry2 | 44.68 | Ton/cm |
| Rx1 | 125.68 | Ton/cm |
| Ry1 | 84.05 | Ton/cm |

Nota: Dada la similitud geométrica que presenta el edificio en estudio, los valores de las rigideces obtenidas son iguales para todos los marcos en sus respectivas direcciones de análisis.

Éstos fueron comparados con resultados obtenidos por medio de métodos tradicionales, como lo son las formulas de Wilbur para marcos flexibles, las cuales se detallan a continuación junto con sus respectivos resultados:

Para el primer entrepiso:

$$R_1 = \frac{48E}{h_1 \left[\frac{4h_1}{\sum Kc_1} + \frac{h_1 + h_2}{\sum Kv_1 + \frac{1}{12} \sum Kc_1} \right]}$$

Para el segundo entrepiso:

$$R_2 = \frac{48E}{h_2 \left[\frac{4h_2}{\sum Kc_2} + \frac{h_1 + h_2}{\sum Kv_1 + \frac{1}{12} \sum Kc_1} + \frac{h_2 + h_3}{\sum Kv_2} \right]}$$

Para un entrepiso intermedio:

$$R_n = \frac{48E}{h_n \left[\frac{4h_n}{\sum Kc_n} + \frac{h_m + h_n}{\sum Kv_m} + \frac{h_n + h_o}{\sum Kv_n} \right]}$$

Para el entrepiso superior:

$$R_n = \frac{48E}{h_n \left[\frac{4h_n}{\sum Kc_n} + \frac{2h_m + h_n}{\sum Kv_m} + \frac{h_n}{\sum Kv_n} \right]}$$

Los resultados obtenidos con las formulas de Wilbur son los que aparecen en la tabla 4.1.9 (para un mayor detalle de la aplicación ver las tablas D.3-a, D.3-b y D.3-c, en el Anexo D).

Tabla 4.1.9 Resultados obtenidos con las formulas de Wilbur

| | Formulas de Wilbur | |
|------------|--------------------|--------|
| Rx3 | 57.70 | Ton/cm |
| Ry3 | 34.33 | Ton/cm |
| Rx2 | 65.75 | Ton/cm |
| Ry2 | 40.55 | Ton/cm |
| Rx1 | 125.21 | Ton/cm |
| Ry1 | 83.18 | Ton/cm |

Para mayor objeto de comparación, en las tablas D.4-a y D.4-b del Anexo D, aparece en detalle los resultados obtenidos por medio de métodos matriciales utilizando el RISA 2D.

CALCULO DEL CENTRO DE RIGIDEZ:

$$X_{T_i} = \frac{\sum R_{y_i} \times X_i}{\sum R_{y_i}}$$

$$Y_{T_i} = \frac{\sum R_{x_i} \times Y_i}{\sum R_{x_i}}$$

Tabla 4.1.10-a Cálculo del centro de rigidez del tercer nivel

| Nivel | Eje | Rix (ton/m) | Riy (ton/m) | Xi (m) | Yi (m) | Riy * Xi (ton) | Rix * Yi (ton) | |
|-------|-----|-------------|-------------|--------|--------|----------------|----------------|-------------|
| 3 | 1 | 56.81 | | | - | | - | |
| | 3 | 56.81 | | | 7.00 | | 397.64 | |
| | 5 | 56.81 | | | 14.00 | | 795.28 | |
| | Σ | 170.42 | | | | | 1,192.92 | |
| | | | | | | | Yt3 | 7.00 |
| | A | | 34.53 | - | | - | | |
| | C | | 34.53 | 6.00 | | 207.15 | | |
| | D | | 34.53 | 12.00 | | 414.31 | | |
| | F | | 34.53 | 18.00 | | 621.46 | | |
| | Σ | | 138.10 | | | 1,242.92 | | |
| | | | | | | Xt3 | 9.00 | |

Tabla 4.1.10-b Cálculo del centro de rigidez del segundo nivel

| Nivel | Eje | Rix (ton/m) | Riy (ton/m) | Xi (m) | Yi (m) | Riy * Xi (ton) | Rix * Yi (ton) | |
|-------|-----|-------------|-------------|--------|--------|----------------|----------------|-------------|
| 2 | 1 | 70.07 | | | - | | - | |
| | 3 | 70.07 | | | 7.00 | | 490.48 | |
| | 5 | 70.07 | | | 14.00 | | 980.97 | |
| | Σ | 210.21 | | | | | 1,471.45 | |
| | | | | | | | Yt2 | 7.00 |
| | A | | 44.68 | - | | - | | |
| | C | | 44.68 | 6.00 | | 268.10 | | |
| | D | | 44.68 | 12.00 | | 536.21 | | |
| | F | | 44.68 | 18.00 | | 804.31 | | |
| | Σ | | 178.74 | | | 1,608.62 | | |
| | | | | | | Xt2 | 9.00 | |

Tabla 4.1.10-c Cálculo del centro de rigidez del primer nivel

| Nivel | Eje | Rix (ton/m) | Riy (ton/m) | Xi (m) | Yi (m) | Riy * Xi (ton) | Rix * Yi (ton) | |
|-------|-----|-------------|-------------|--------|--------|----------------|----------------|-------------|
| 1 | 1 | 125.68 | | | - | | - | |
| | 3 | 125.68 | | | 7.00 | | 879.74 | |
| | 5 | 125.68 | | | 14.00 | | 1,759.48 | |
| | Σ | 377.03 | | | | | 2,639.23 | |
| | | | | | | | Yt1 | 7.00 |
| | A | | 84.05 | - | | - | | |
| | C | | 84.05 | 6.00 | | 504.32 | | |
| | D | | 84.05 | 12.00 | | 1,008.64 | | |
| | F | | 84.05 | 18.00 | | 1,512.96 | | |
| | Σ | | 336.21 | | | 3,025.92 | | |
| | | | | | | Xt1 | 9.00 | |

REVISIÓN DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN.

Para la revisión del periodo fundamental de vibración a elaborarse usando la formula de Rayleigh, se hará uso de las ecuaciones que se muestran a continuación, una para la dirección X y la otra para la dirección Y.

$$\Delta_{xi} = \frac{V_{xi}}{\sum R_{xi}} \qquad \Delta_{yi} = \frac{V_{yi}}{\sum R_{yi}}$$

Tabla 4.1.11-a Revisión del periodo fundamental de vibración

| Nivel | Wi (Ton) | Fix (Ton) | Fiy (Ton) | Vix (Ton) | Viy (Ton) | Rix (Ton/cm) | Riy (Ton/cm) | Δ ix (cm) | Δ iy (cm) |
|-------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|--------------|--------------|-----------|-----------|
| 3 | 138.05 | 22.62 | 22.62 | | | | | | |
| | | | | 22.62 | 22.62 | 170.42 | 138.10 | 0.1327 | 0.1638 |
| 2 | 243.57 | 26.60 | 26.60 | | | | | | |
| | | | | 49.22 | 49.22 | 210.21 | 178.74 | 0.2341 | 0.2754 |
| 1 | 243.57 | 13.30 | 13.30 | | | | | | |
| | | | | 62.52 | 62.52 | 377.03 | 336.21 | 0.1658 | 0.1860 |
| Σ | 625.20 | | | | | | | | |

Tabla 4.1.11-b Revisión del periodo fundamental de vibración (complemento)

| Nivel | Δ ix (cm) | δ iy (cm) | Wi * δ ix ² (ton.cm ²) | Wi * δ iy ² (ton.cm ²) | Fix * δ ix (ton.cm) | Fiy * δ iy (ton.cm) |
|-------|-----------|-----------|---|---|---------------------|---------------------|
| 3 | 0.5327 | 0.6251 | 39.17 | 53.94 | 12.05 | 14.14 |
| 2 | 0.4000 | 0.4613 | 38.97 | 51.84 | 10.64 | 12.27 |
| 1 | 0.1658 | 0.1860 | 6.70 | 8.42 | 2.21 | 2.47 |
| Σ | | | 84.83 | 114.20 | 24.89 | 28.88 |

Evaluando T por la formula de Rayleigh:

Tx = 0.37 s

Ty = 0.40 s

Para lo cual rigen los valores considerados por el método A:

$$T_x = 0.60 \text{ s}$$

$$T_y = 0.60 \text{ s}$$

REVISIÓN DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO

Recordemos que $C_{dx} = C_{dy} = 8$ para marcos de concreto reforzado.

Tabla 4.1.12 Revisión de desplazamiento de entrepiso

| Nivel | Δix (cm) | Δiy (cm) | $C_{dx} * \Delta ix$ | $C_{dy} * \Delta iy$ | δix (cm) | δiy (cm) |
|-------|------------------|------------------|----------------------|----------------------|------------------|------------------|
| 3 | | | | | 4.26 | 5.00 |
| | 0.1327 | 0.1638 | 1.06 | 1.31 | | |
| 2 | | | | | 3.20 | 3.69 |
| | 0.2341 | 0.2754 | 1.87 | 2.20 | | |
| 1 | | | | | 1.33 | 1.49 |
| | 0.1658 | 0.1860 | 1.33 | 1.49 | | |

Para los sistemas de marcos de concreto reforzado:

$$\Delta_{adm} = 0.015h_i$$

$$\Delta_{adm} = 0.015 \times 320$$

$$\Delta_{adm} = 4.80 \text{ cm}$$

Para todos los casos $\Delta_{adm} > C_d * \Delta$, por lo tanto la estructura cumple con este requisito del reglamento.

DETERMINACIÓN DE EXCENTRICIDADES

$$e_x = X_c - X_r$$

$$e_y = Y_c - Y_r$$

$$e_{x \text{ accidental}} = 0.05L_x$$

$$e_{x \text{ accidental}} = 0.05 \times 18.00$$

$$e_{x \text{ accidental}} = 0.90 \text{ m}$$

$$e_{x \text{ accidental}} = 0.05L_x$$

$$e_{x \text{ accidental}} = 0.05 \times 14.00$$

$$e_{x \text{ accidental}} = 0.70 \text{ m}$$

$$e_{x-1} = e_x + e_{x \text{ accidental}}$$

$$e_{x-2} = e_x - e_{x \text{ accidental}}$$

$$e_{y-1} = e_y + e_{y \text{ accidental}}$$

$$e_{y-2} = e_y - e_{y \text{ accidental}}$$

Tabla 4.1.13-a Determinación de excentricidades en la dirección X

| Nivel | Xc (m) | Xr (m) | ex (m) | Lx (m) | Ex acc (m) | ex-1 (m) | ex-2 (m) |
|-------|--------|--------|--------|--------|------------|----------|----------|
| 3 | 9.00 | 9.00 | 0.00 | 18.00 | 0.90 | 0.90 | -0.90 |
| 2 | 9.00 | 9.00 | 0.00 | 18.00 | 0.90 | 0.90 | -0.90 |
| 1 | 9.00 | 9.00 | 0.00 | 18.00 | 0.90 | 0.90 | -0.90 |

Tabla 4.1.13-b Determinación de excentricidades en la dirección Y

| Nivel | Yc (m) | Yr (m) | ey (m) | Ly (m) | ey acc (m) | ey-1 (m) | ey-2 (m) |
|-------|--------|--------|--------|--------|------------|----------|----------|
| 3 | 6.95 | 7.00 | -0.05 | 14.00 | 0.70 | 0.65 | -0.75 |
| 2 | 6.94 | 7.00 | -0.06 | 14.00 | 0.70 | 0.64 | -0.76 |
| 1 | 6.94 | 7.00 | -0.06 | 14.00 | 0.70 | 0.64 | -0.76 |

CÁLCULO DE MOMENTOS DE TORSIÓN.

Para lo cual se hará uso de las siguientes ecuaciones:

$$M_T = 100\%(V_y \times e_{x-1}) \pm 30\%(V_x \times e_{y-1}) \quad M_T = 30\%(V_y \times e_{x-1}) \pm 100\%(V_x \times e_{y-1})$$

$$M_T = 100\%(V_y \times e_{x-1}) \pm 30\%(V_x \times e_{y-2}) \quad M_T = 30\%(V_y \times e_{x-1}) \pm 100\%(V_x \times e_{y-2})$$

$$M_T = 100\%(V_y \times e_{x-2}) \pm 30\%(V_x \times e_{y-1}) \quad M_T = 30\%(V_y \times e_{x-2}) \pm 100\%(V_x \times e_{y-1})$$

$$M_T = 100\%(V_y \times e_{x-2}) \pm 30\%(V_x \times e_{y-2}) \quad M_T = 30\%(V_y \times e_{x-2}) \pm 100\%(V_x \times e_{y-2})$$

Tabla 4.1.14 Valores de los cortantes aplicados por nivel

| Nivel | Vxi (Ton) | Vyi (Ton) |
|-------|-----------|-----------|
| 3 | 22.62 | 22.62 |
| 2 | 49.22 | 49.22 |
| 1 | 62.52 | 62.52 |

Tabla 4.1.15-a Datos para el cálculo de los momentos de torsión en la dirección X

| Nivel | Mt (Ton-m) | | | | | | | |
|-------|------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| | X1+0.3Y1 | X1-0.3Y1 | X1+0.3Y2 | X1-0.3Y2 | X2+0.3Y1 | X2-0.3Y1 | X2+0.3Y2 | X2-0.3Y2 |
| 3 | 24.79 | 15.92 | 15.29 | 25.42 | -15.92 | -24.79 | -25.42 | -15.29 |
| 2 | 53.65 | 34.62 | 32.97 | 55.29 | -34.95 | -53.97 | -55.62 | -33.30 |
| 1 | 68.08 | 43.97 | 41.82 | 70.23 | -44.46 | -68.57 | -70.72 | -42.31 |

Tabla 4.1.15-b Datos para el cálculo de los momentos de torsión en la dirección Y

| Nivel | Mt (Ton-m) | | | | | | | |
|-------|------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| | Y1+0.3X1 | Y2-0.3X1 | Y1+0.3X2 | Y1-0.3X2 | Y2+0.3X1 | Y2-0.3X1 | Y2+0.3X2 | Y2-0.3X2 |
| 3 | 20.88 | 8.66 | 8.66 | 20.88 | -10.79 | -23.00 | -23.00 | -10.79 |
| 2 | 44.95 | 18.47 | 18.37 | 45.05 | -23.96 | -50.44 | -50.54 | -23.86 |
| 1 | 56.98 | 23.37 | 23.22 | 57.13 | -30.54 | -64.16 | -64.30 | -30.40 |

Siendo los momentos torsores más críticos los que aparecen en la tabla 4.1.16:

Tabla 4.1.16 Momentos de torsión

| Nivel | Mt (izq) (ton-m) | Mt (der) (ton-m) | Mt (sup) (ton-m) | Mt (inf) (ton-m) |
|-------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| 3 | -25.42 | 25.42 | -23.00 | 20.88 |
| 2 | -55.62 | 55.29 | -50.54 | 45.05 |
| 1 | -70.72 | 70.23 | -64.30 | 57.13 |

CÁLCULO DE LOS CORTANTES DE DISEÑO

$$V_{ix} = V_{x \text{ traslacion}} + V_{x \text{ torsion}}$$

$$V_{ix} = V_{ix} \frac{R_{ix}}{\sum R_{ix}} + M_{T(\text{sup/inf})} \frac{R_{ix} Y_{it}}{\sum R_{ix} Y_{it}^2 + \sum R_{iy} X_{it}^2}$$

$$V_{iy} = V_{y \text{ traslacion}} + V_{y \text{ torsion}}$$

$$V_{iy} = V_{iy} \frac{R_{iy}}{\sum R_{iy}} + M_{T(\text{izq/der})} \frac{R_{iy} X_{it}}{\sum R_{ix} Y_{it}^2 + \sum R_{iy} X_{it}^2}$$

Tabla 4.1.17-a Cálculo de los cortantes de diseño para el tercer nivel

| Nivel | Eje | Rx (ton/m) | Ry (ton/m) | Xt (m) | Yt (m) | Rx * Yt (ton) | Ry * Xt (ton) | Rx * Yt^2 (ton.m^2) | Ry * Xt^2 (ton.m^2) | Traslación | | Torsión | | Total | |
|-------|-----|---------------|---------------|-----------|-----------|------------------|------------------|------------------------|------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| | | | | | | | | | | Vx (ton) | Vy (ton) | Vx (ton) | Vy (ton) | Vx (ton) | Vy (ton) |
| 3 | 1 | 56.81 | | | -7.00 | -397.64 | | 2,783.49 | | 7.54 | | 0.70 | | 8.24 | |
| | 3 | 56.81 | | | 0.00 | 0.00 | | 0.00 | | 7.54 | | - | | 7.54 | |
| | 5 | 56.81 | | | 7.00 | 397.64 | | 2,783.49 | | 7.54 | | 0.78 | | 8.32 | |
| | A | | 34.53 | -9.00 | | | -310.73 | | 2,796.58 | | 5.65 | | 0.67 | | 6.32 |
| | C | | 34.53 | -3.00 | | | -103.58 | | 310.73 | | 5.65 | | 0.22 | | 5.88 |
| | D | | 34.53 | 3.00 | | | 103.58 | | 310.73 | | 5.65 | | 0.22 | | 5.88 |
| | F | | 34.53 | 9.00 | | | 310.73 | | 2,796.58 | | 5.65 | | 0.67 | | 6.32 |
| | | 170.42 | 138.10 | | | | | 5,566.98 | 6,214.62 | | | | | | |
| | | | | | | | | | | 11,781.60 | | | | | |

Tabla 4.1.17-b Cálculo del cortante de diseño para el segundo nivel

| Nivel | Eje | Rx (ton/m) | Ry (ton/m) | Xt (m) | Yt (m) | Rx * Yt (ton) | Ry * Xt (ton) | Rx * Yt^2 (ton.m^2) | Ry * Xt^2 (ton.m^2) | Traslación | | Torsión | | Total (ton) | |
|-------|-----|---------------|---------------|-----------|-----------|------------------|------------------|------------------------|------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| | | | | | | | | | | Vx (ton) | Vy (ton) | Vx (ton) | Vy (ton) | Vx (ton) | Vy (ton) |
| 2 | 1 | 70.07 | | | -7.00 | -490.48 | | 3,433.38 | | 16.41 | | 1.48 | | 17.89 | |
| | 3 | 70.07 | | | 0.00 | 0.00 | | 0.00 | | 16.41 | | - | | 16.41 | |
| | 5 | 70.07 | | | 7.00 | 490.48 | | 3,433.38 | | 16.41 | | 1.66 | | 18.07 | |
| | A | | 44.68 | -9.00 | | | -402.15 | | 3,619.39 | | 12.30 | | 1.50 | | 13.80 |
| | C | | 44.68 | -3.00 | | | -134.05 | | 402.15 | | 12.30 | | 0.50 | | 12.80 |
| | D | | 44.68 | 3.00 | | | 134.05 | | 402.15 | | 12.30 | | 0.50 | | 12.80 |
| | F | | 44.68 | 9.00 | | | 402.15 | | 3,619.39 | | 12.30 | | 1.49 | | 13.80 |
| | | 210.21 | 178.74 | | | | | 6,866.77 | 8,043.08 | | | | | | |
| | | | | | | | | | | 14,909.85 | | | | | |

Tabla 4.1.17-c Cálculo del cortante de diseño para el primer nivel

| Nivel | Eje | Rx (ton/m) | Ry (ton/m) | Xt (m) | Yt (m) | Rx * Yt (ton) | Ry * Xt (ton) | Rx * Yt^2 (ton.m^2) | Ry * Xt^2 (ton.m^2) | Traslación | | Torsión | | Total (ton) | |
|-------|-----|---------------|---------------|-----------|-----------|------------------|------------------|------------------------|------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| | | | | | | | | | | Vx (ton) | Vy (ton) | Vx (ton) | Vy (ton) | Vx (ton) | Vy (ton) |
| 1 | 1 | 125.68 | | | -7.00 | -879.74 | | 6,158.20 | | 20.84 | | 1.83 | | 22.67 | |
| | 3 | 125.68 | | | 0.00 | 0.00 | | 0.00 | | 20.84 | | - | | 20.84 | |
| | 5 | 125.68 | | | 7.00 | 879.74 | | 6,158.20 | | 20.84 | | 2.06 | | 22.90 | |
| | A | | 84.05 | -9.00 | | | -756.48 | | 6,808.31 | | 15.63 | | 1.95 | | 17.58 |
| | C | | 84.05 | -3.00 | | | -252.16 | | 756.48 | | 15.63 | | 0.65 | | 16.28 |
| | D | | 84.05 | 3.00 | | | 252.16 | | 756.48 | | 15.63 | | 0.65 | | 16.28 |
| | F | | 84.05 | 9.00 | | | 756.48 | | 6,808.31 | | 15.63 | | 1.94 | | 17.57 |
| | | 377.03 | 336.21 | | | | | 12,316.39 | 15,129.59 | | | | | | |
| | | | | | | | | | | 27,445.98 | | | | | |

Tabla 4.1.18 Resumen de cargas laterales

| Cargas Laterales | | | |
|-------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| Eje | F3 (ton) | F2 (ton) | F1 (ton) |
| A | 6.325 | 7.480 | 3.774 |
| C | 5.878 | 6.927 | 3.475 |
| D | 5.878 | 6.924 | 3.473 |
| F | 6.325 | 7.471 | 3.770 |
| 1 | 8.243 | 9.645 | 4.783 |
| 3 | 7.539 | 8.867 | 4.434 |
| 5 | 8.315 | 9.754 | 4.832 |

DETALLADO DE CARGA DE LOS EJES

Ya conocemos las cargas sísmicas que afectan al edificio por cada eje y entrepiso, pero para las cargas muerta y viva, observar las tablas D.5-a y D.5-b del Anexo D.

Dado que solo se analizarán los marcos conformados por vigas y columnas, las vigas secundarias serán analizadas a continuación, y sus reacciones trasladadas a los marcos.

Análisis viga eje B y eje E

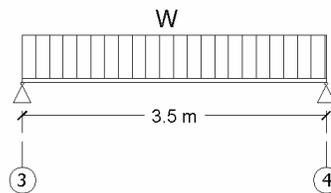


Figura 4.1.9 Esquema de tipos de cargas sobre la viga

Tabla 4.1.19 Cargas Distribuidas sobre Viga

| NIVEL | W_m (ton/m) | W_v (ton/m) |
|--------------|------------------------------|------------------------------|
| 3 | 0.390 | 0.150 |
| 1 y 2 | 0.953 | 0.375 |

Obteniendo las siguientes reacciones

Tabla 4.1.20 Datos de las reacciones obtenidas de la viga

| Nivel | Eje 3 | | Eje 4 | |
|-------|----------|----------|----------|----------|
| | Rm (Ton) | Rv (Ton) | Rm (Ton) | Rv (Ton) |
| 3 | 0.682 | 0.263 | 0.682 | 0.263 |
| 1 y 2 | 1.668 | 0.656 | 1.668 | 0.656 |

Análisis viga eje 2

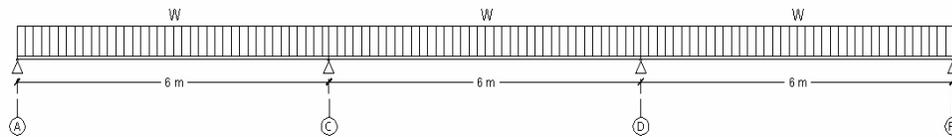


Figura 4.1.10 Esquema de tipos de cargas sobre la viga

Tabla 4.1.21 Cargas Distribuidas sobre Viga

| NIVEL | Wm (ton/m) | Wv (ton/m) |
|-------|------------|------------|
| 3 | 0.910 | 0.350 |
| 1 y 2 | 1.313 | 0.875 |

Obteniendo las siguientes reacciones

Tabla 4.1.22 Datos de las reacciones obtenidas de la viga

| Nivel | Ejes A & F | | Ejes C & D | |
|-------|------------|----------|------------|----------|
| | Rm (Ton) | Rv (Ton) | Rm (Ton) | Rv (Ton) |
| 3 | 2.184 | 0.840 | 6.006 | 2.310 |
| 1 y 2 | 3.151 | 2.100 | 8.666 | 5.775 |

Análisis viga eje 4

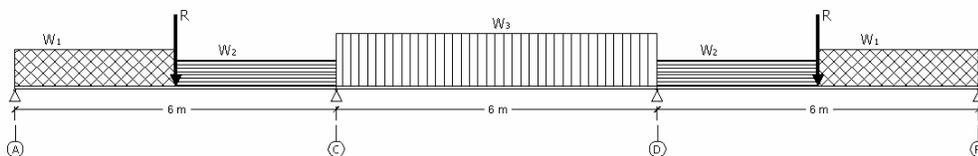


Figura 4.1.11 Esquema de tipos de cargas sobre la viga

Tabla 4.1.23 Cargas Distribuidas sobre Viga

| NIVEL | Wm (ton/m) | | Wv (ton/m) | | Rm (ton) | Rv (ton) |
|-------|----------------|-------|----------------|-------|----------|----------|
| 3 | W ₁ | 0.455 | W ₁ | 0.175 | 0.682 | 0.263 |
| | W ₂ | 0.455 | W ₂ | 0.175 | | |
| | W ₃ | 0.910 | W ₃ | 0.350 | | |
| 1 y 2 | W ₁ | 1.046 | W ₁ | 0.438 | 1.668 | 0.656 |
| | W ₂ | 0.656 | W ₂ | 0.438 | | |
| | W ₃ | 1.313 | W ₃ | 0.875 | | |

Obteniendo las siguientes reacciones

Tabla 4.1.24 Datos de las reacciones obtenidas de la viga

| Nivel | Ejes A & F | | Ejes C & D | |
|-------|------------|----------|------------|----------|
| | Rm (Ton) | Rv (Ton) | Rm (Ton) | Rv (Ton) |
| 3 | 1.245 | 0.479 | 4.897 | 1.884 |
| 1 y 2 | 2.913 | 1.199 | 7.800 | 4.710 |

Una vez identificadas todas las reacciones internas provocadas por las vigas secundarias, obtenemos los siguientes diagramas de carga:

Eje 1

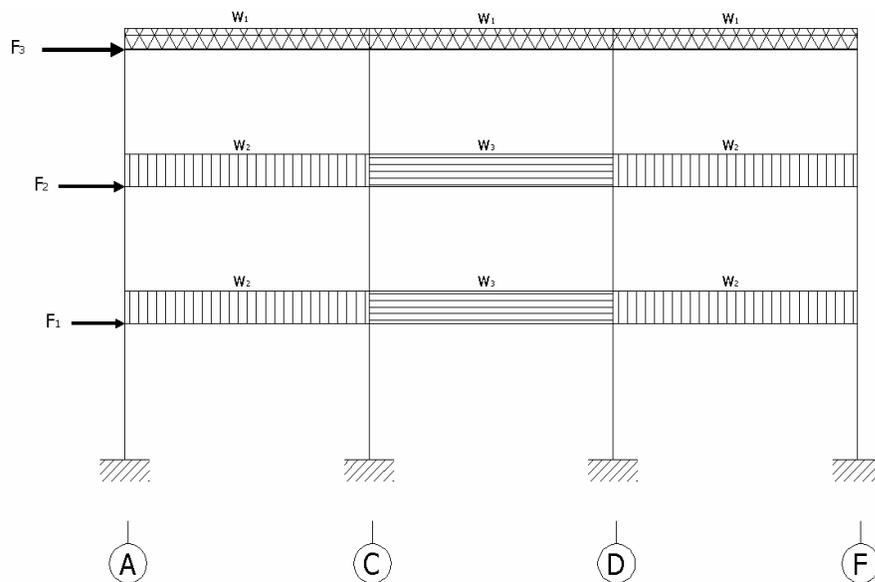


Figura 4.1.12 Esquema de los tipos de cargas sobre marco del eje 1

Tabla 4.1.25 Datos de los distintos tipos de cargas que presenta el marco del eje 1

| CARGA | Muerta (ton/m) | Viva (ton/m) | Sismo (ton) |
|----------------|----------------|--------------|-------------|
| W ₁ | 0.455 | 0.175 | |
| W ₂ | 0.972 | 0.438 | |
| W ₃ | 0.971 | 0.438 | |
| F ₁ | | | 4.783 |
| F ₂ | | | 9.645 |
| F ₃ | | | 8.243 |

Eje 3

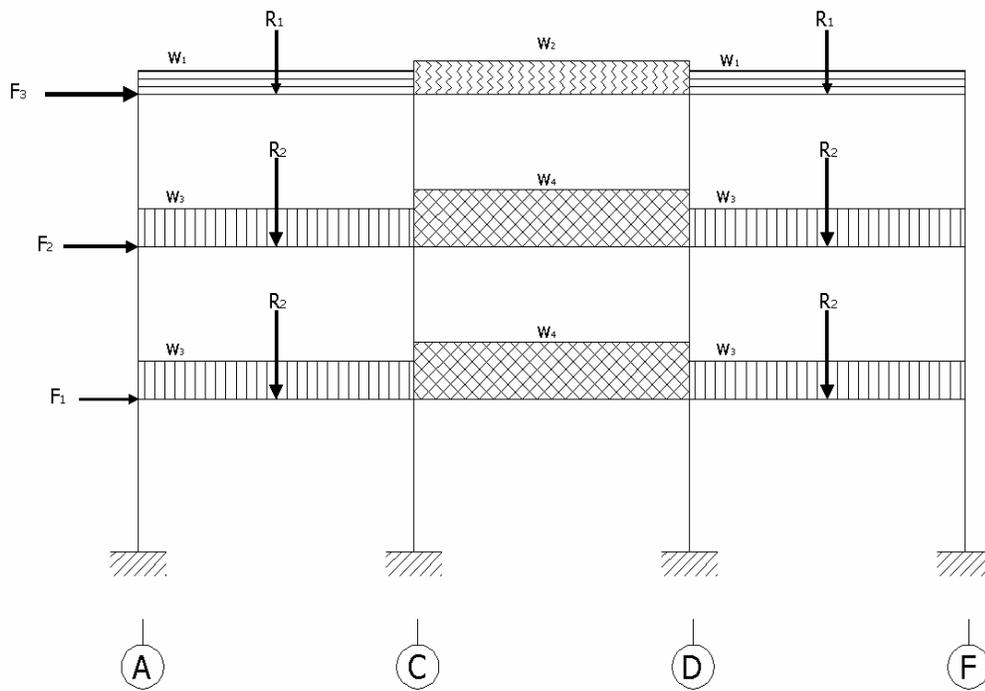


Figura 4.1.13 Esquema de los tipos de cargas sobre marco del eje 3

Tabla 4.1.26 Datos de los distintos tipos de cargas que presenta el marco del eje 3

| CARGA | Muerta (ton/m) | Viva (ton/m) | Sismo (ton) |
|----------------|----------------|--------------|-------------|
| W ₁ | 0.455 | 0.175 | |
| W ₂ | 0.910 | 0.350 | |
| W ₃ | 0.656 | 0.438 | |
| W ₄ | 1.313 | 0.875 | |
| R ₁ | 0.682 | 0.263 | |
| R ₂ | 1.668 | 0.656 | |

| | | | |
|-------|--|--|-------|
| F_1 | | | 4.434 |
| F_2 | | | 8.867 |
| F_3 | | | 7.539 |

Eje 5

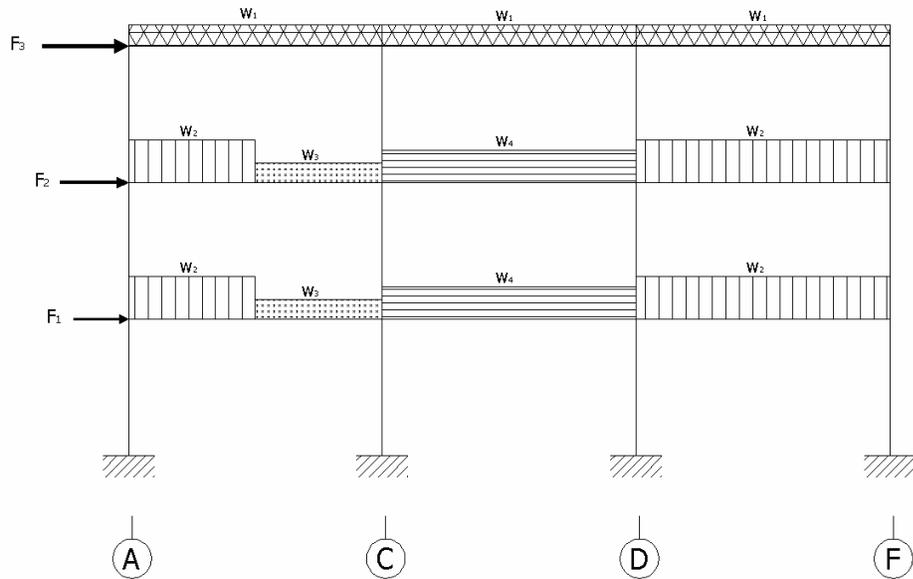


Figura 4.1.14 Esquema de los tipos de cargas sobre marco del eje 5

Tabla 4.1.27 Datos de los distintos tipos de cargas que presenta el marco del eje 5

| CARGA | Muerta (ton/m) | Viva (ton/m) | Sismo (ton) |
|-------|----------------|--------------|-------------|
| W_1 | 0.455 | 0.175 | |
| W_2 | 1.046 | 0.438 | |
| W_3 | 0.976 | 0.438 | |
| W_4 | 0.971 | 0.438 | |
| F_1 | | | 4.832 |
| F_2 | | | 9.754 |
| F_3 | | | 8.315 |

Eje A

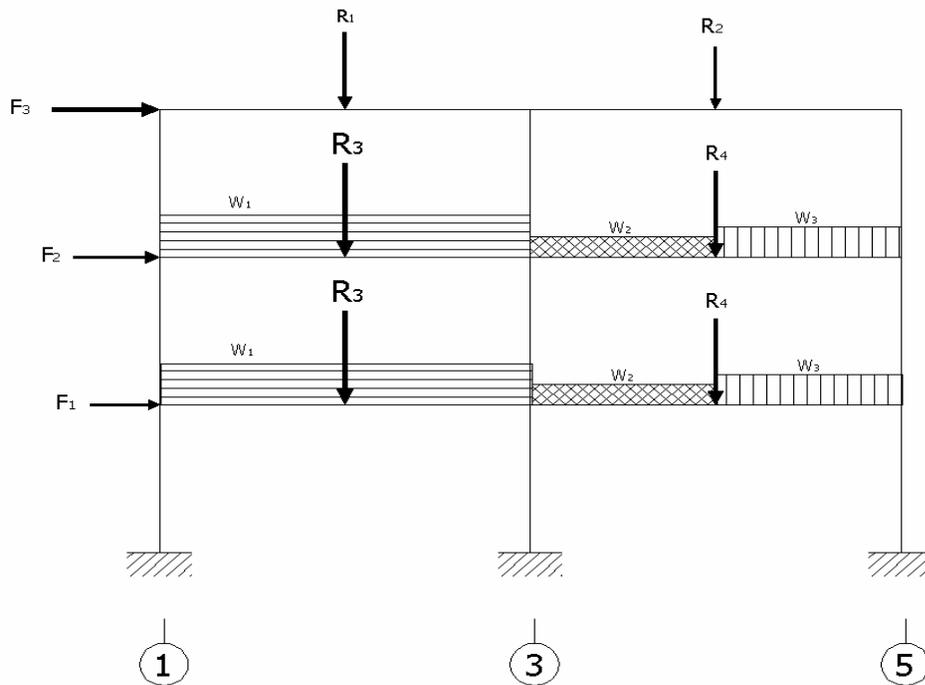


Figura 4.1.15 Esquema de los tipos de cargas sobre marco del eje A

Tabla 4.1.28 Datos de los distintos tipos de cargas que presenta el marco del eje A

| CARGA | Muerta (ton/m) | Viva (ton/m) | Sismo (ton) |
|-------|----------------|--------------|-------------|
| W_1 | 0.377 | 0 | |
| W_2 | 0.300 | 0 | |
| W_3 | 0.318 | 0 | |
| R_1 | 2.184 | 0.840 | |
| R_2 | 1.245 | 0.479 | |
| R_3 | 3.151 | 2.100 | |
| R_4 | 2.913 | 2.199 | |
| F_1 | | | 3.774 |
| F_2 | | | 7.480 |
| F_3 | | | 6.325 |

Eje C

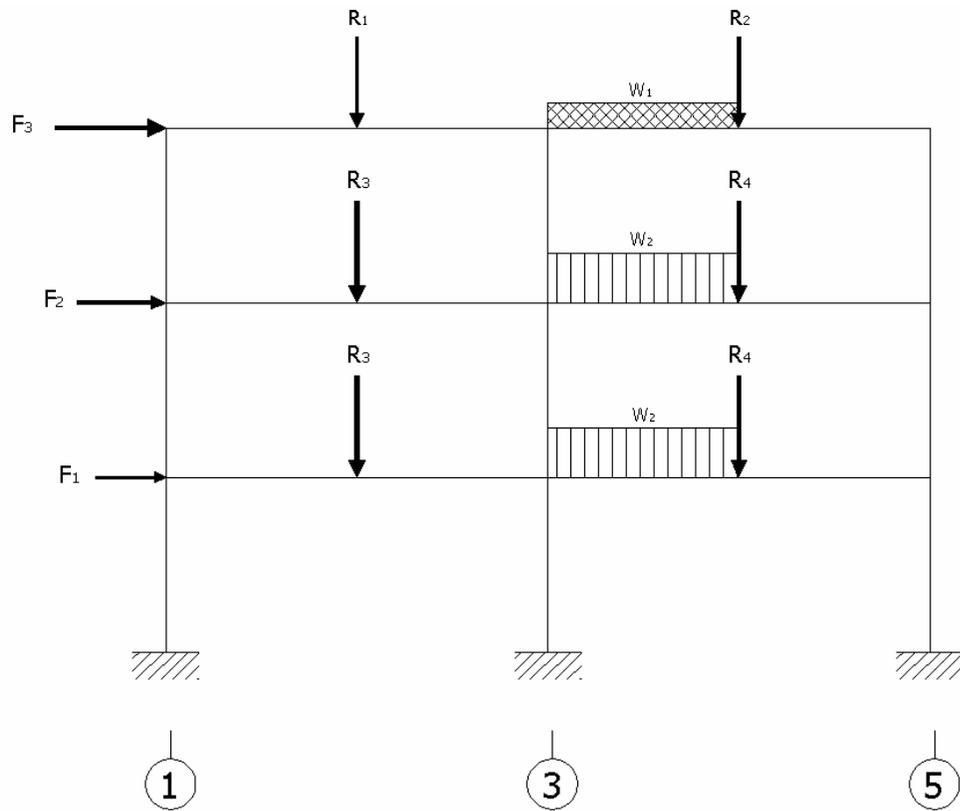


Figura 4.1.16 Esquema de los tipos de cargas sobre marco del eje C

Tabla 4.1.29 Datos de los distintos tipos de cargas que presenta el marco del eje C

| CARGA | Muerta (ton/m) | Viva (ton/m) | Sismo (ton) |
|-------|----------------|--------------|-------------|
| W_1 | 0.390 | 0.150 | |
| W_2 | 0.563 | 0.375 | |
| R_1 | 6.006 | 2.310 | |
| R_2 | 4.897 | 1.844 | |
| R_3 | 8.666 | 5.775 | |
| R_4 | 7.800 | 4.710 | |
| F_1 | | | 3.475 |
| F_2 | | | 6.927 |
| F_3 | | | 5.878 |

Eje D

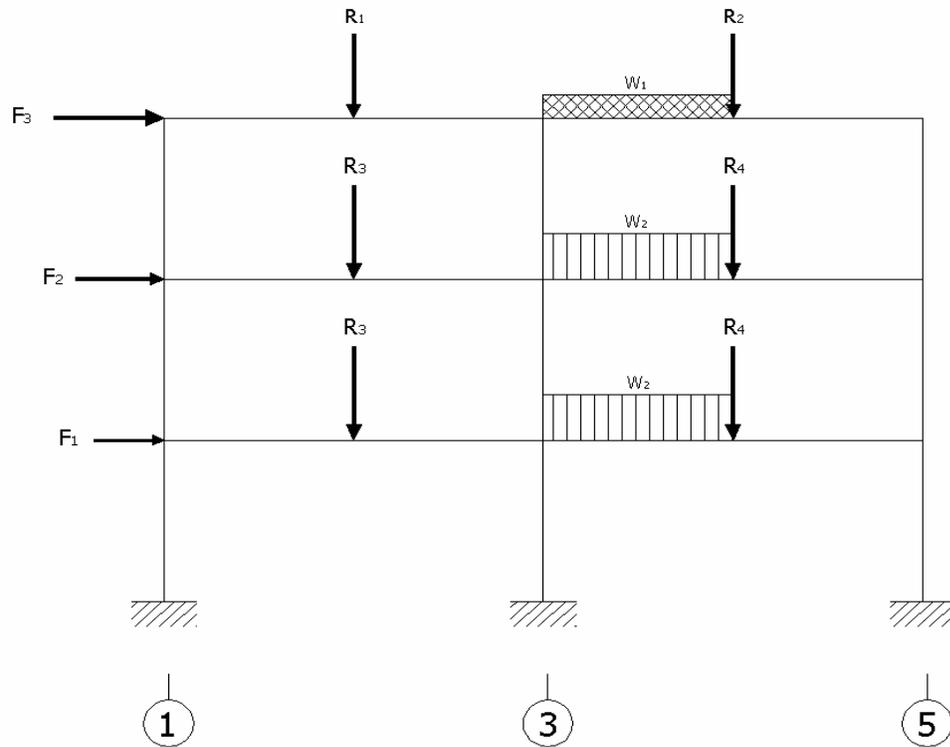


Figura 4.1.17 Esquema de los tipos de cargas sobre marco del eje D

Tabla 4.1.30 Datos de los distintos tipos de cargas que presenta el marco del eje D

| CARGA | Muerta (ton/m) | Viva (ton/m) | Sismo (ton) |
|-------|----------------|--------------|-------------|
| W_1 | 0.390 | 0.150 | |
| W_2 | 0.563 | 0.375 | |
| R_1 | 6.006 | 2.310 | |
| R_2 | 4.897 | 1.844 | |
| R_3 | 8.666 | 5.775 | |
| R_4 | 7.800 | 4.710 | |
| F_1 | | | 3.473 |
| F_2 | | | 6.924 |
| F_3 | | | 5.878 |

Eje F

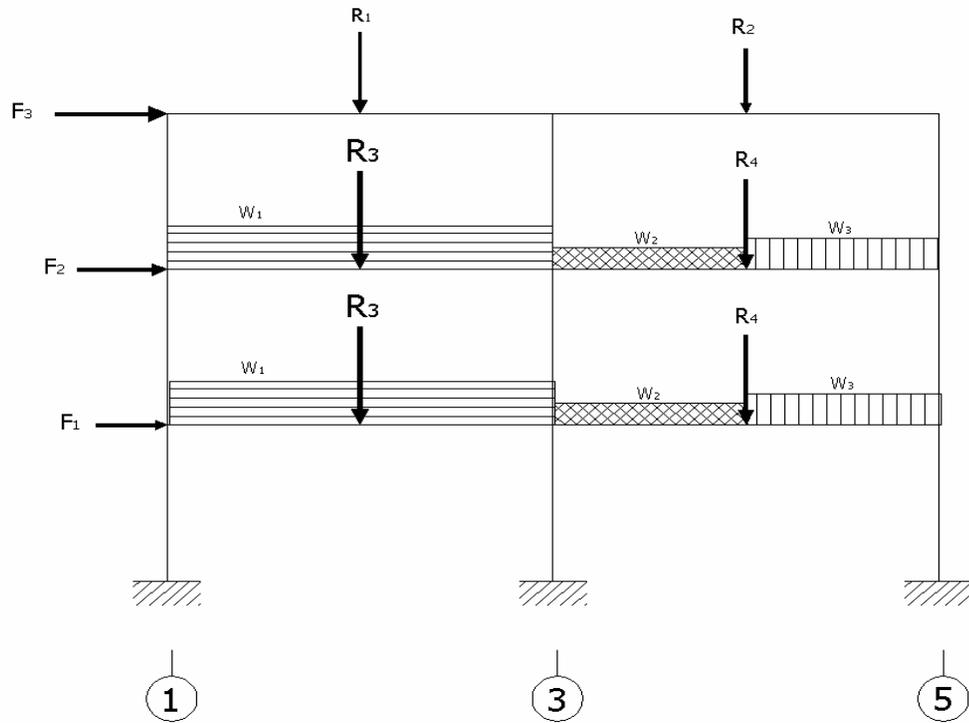


Figura 4.1.17 Esquema de los tipos de cargas sobre marco del eje F

Tabla 4.1.30 Datos de los distintos tipos de cargas que presenta el marco del eje F

| CARGA | Muerta (ton/m) | Viva (ton/m) | Sismo (ton) |
|----------------|----------------|--------------|-------------|
| W ₁ | 0.377 | 0 | |
| W ₂ | 0.300 | 0 | |
| W ₃ | 0.318 | 0 | |
| R ₁ | 2.184 | 0.840 | |
| R ₂ | 1.245 | 0.479 | |
| R ₃ | 3.151 | 2.100 | |
| R ₄ | 2.913 | 2.199 | |
| F ₁ | | | 3.770 |
| F ₂ | | | 7.471 |
| F ₃ | | | 6.325 |

e) Resultados obtenidos

Para el desarrollo del presente literal se analizarán 3 vigas y 3 columnas las cuales han sido seleccionadas de forma aleatoria, como resultado de la selección se tienen las vigas siguientes:

Eje 1, entre ejes A y C, nivel 1

Eje 3, entre ejes D y F, nivel 3

Eje D, entre ejes 1 y 3, nivel 2

Igualmente con las columnas, las cuales son:

Columna A1, nivel 1

Columna C5, nivel 2

Columna D3, nivel 3

Para el análisis de los resultados obtenidos del análisis sísmico elaborado a los distintos marcos haciendo uso de programas de computadora, fue necesaria el uso de hojas de cálculo que realizan el análisis de las envolventes tanto para vigas como para columnas, dichas hojas de cálculos* son propiedad de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de El Salvador, para poder hacer uso eficiente de tales hojas de cálculo es necesario ingresar los datos correspondientes a los elementos a analizar, dichos datos se detallarán más adelante en forma individual para cada miembro.

Además es necesario el uso de unos coeficientes de amplificación correspondiente a la combinación de cargas de diseño pero que queden definidos por la relación de carga viva con respecto a la muerta.

* Ver anexo D.1, donde se exponen el formato de las hojas de cálculo para vigas y columnas.

El peso debido a carga muerta ronda alrededor del 67.29% del peso total de la estructura y la carga viva queda conformada por el 32.71% restante, quedando así establecida una relación para el valor de los coeficiente de amplificación correspondientes a la carga gravitatoria como se presenta a continuación.

$$G1 = 1.4 \times 0.6729 + 1.7 \times 0.3271$$

$$G1 = 1.4981 \approx 1.50$$

$$G2 = 0.75(1.4 \times 0.6729 + 1.7 \times 0.3271)$$

$$G2 = 1.1236 \approx 1.12$$

$$G3 = 0.9 \times 0.6729$$

$$G3 = 0.6041 \approx 0.60$$

$$Sismo = 1.40$$

Viga eje 1, entre ejes A y C, primer nivel.

A continuación se describen los valores de entrada necesarios para las hojas de cálculo de envolventes de vigas.

Tabla 4.1.31 Datos de secciones, cargas y momentos a ingresar en hoja de cálculo para el calculo de la viga

| Sección | b (cm) | h (cm) | L (cm) |
|-----------------------|-----------------------------|-------------------------|---------------------|
| Viga | 30 | 60 | 600 |
| Columna Izq. | 60 | 60 | |
| Columna Der. | 60 | 60 | |
| Carga Tipo | Magnitud (Ton/m) | Ubicación inicial (m) | Ubicación final (m) |
| W (Distribuida) Ton/m | 1.410 | 0 | 6 |
| P (Puntual) Ton | | | |
| | Momento | Magnitud (ton-m) | |
| | $M_{G \text{ izq}}$ (ton-m) | 3.51 | |
| | $M_{G \text{ der}}$ (ton-m) | -4.08 | |
| | $M_{S \text{ izq}}$ (ton-m) | -6.83 | |
| | $M_{S \text{ der}}$ (ton-m) | 6.43 | |

Como resultado del uso de la hoja de cálculo se tienen los siguientes valores de momentos determinados por su posición de análisis en la longitud de la viga, dichos datos nos permiten generar la envolvente de la viga para realizar su posterior diseño del refuerzo de la misma, de igual forma se realizara para las siguientes vigas, por lo que no se explicara de nuevo este proceso.

Tabla 4.1.32 Datos de los momentos de diseño
obtenidos para la viga

| Posición en X (m) | 0.30 | 3.00 | 5.70 |
|--------------------|---------|---------|---------|
| Mu max (-) (Ton/m) | - 12.16 | -7.74 | - 12.23 |
| Mu max (+) (Ton/m) | + 8.12 | + 12.15 | +7.31 |

Viga eje 3, entre ejes D y F, tercer nivel.

A continuación se describen los valores de entrada necesarios para las hojas de cálculo de envolventes de vigas.

Tabla 4.1.33 Datos de secciones, cargas y momentos a ingresar en
hoja de cálculo para el calculo de la viga

| Sección | b (cm) | h (cm) | L (cm) |
|-----------------------|----------------------------|-------------------------|---------------------|
| Viga | 30 | 60 | 600 |
| Columna Izq. | 60 | 60 | |
| Columna Der. | 60 | 60 | |
| Carga Tipo | Magnitud (Ton/m) | Ubicación inicial (m) | Ubicación final (m) |
| W (Distribuida) Ton/m | 0.630 T/m | 0 | 6 |
| P (Puntual) Ton | 0.945 Ton | 3 | 3 |
| | Momento | Magnitud (ton-m) | |
| | M _{G_izq} (ton-m) | 3.03 | |
| | M _{G_der} (ton-m) | -2.39 | |
| | M _{S_izq} (ton-m) | -2.76 | |
| | M _{S_der} (ton-m) | 3.03 | |

Obteniendo:

Tabla 4.1.34 Datos de los momentos de diseño
obtenidos para la viga

| Posición en X (m) | 0.30 | 3.00 | 5.70 |
|---------------------------|--------|--------|--------|
| Mu max (-) (Ton/m) | - 6.49 | - 3.12 | - 6.18 |
| Mu max (+) (Ton/m) | + 2.48 | + 5.79 | + 3.17 |

Viga eje, D entre ejes 1 y 3, segundo nivel

A continuación se describen los valores de entrada necesarios para las hojas de cálculo de envoltentes de vigas.

Tabla 4.1.35 Datos de secciones, cargas y momentos a ingresar en
hoja de cálculo para el calculo de la viga

| Sección | b (cm) | h (cm) | L (cm) |
|-----------------------|-----------------------------|-------------------------|---------------------|
| Viga | 30 | 60 | 700 |
| Columna Izq. | 60 | 60 | |
| Columna Der. | 60 | 60 | |
| Carga Tipo | Magnitud (Ton/m) | Ubicación inicial (m) | Ubicación final (m) |
| W (Distribuida) Ton/m | 0 | 0 | 7 |
| P (Puntual) Ton | 6.006 Ton | 3.5 | 3.5 |
| | Momento | Magnitud (ton-m) | |
| | $M_{G \text{ izq}}$ (ton-m) | 10.86 | |
| | $M_{G \text{ der}}$ (ton-m) | -12.27 | |
| | $M_{S \text{ izq}}$ (ton-m) | -6 | |
| | $M_{S \text{ der}}$ (ton-m) | 5.77 | |

Obteniendo:

Tabla 4.1.36 Datos de los momentos de diseño
obtenidos para la viga

| Posición en X (m) | 0.30 | 3.50 | 6.70 |
|---------------------------|---------|---------|---------|
| Mu max (-) (Ton/m) | - 19.25 | - 6.43 | - 20.41 |
| Mu max (+) (Ton/m) | + 2.53 | + 11.60 | + 1.41 |

Como se mencionó anteriormente para poder realizar el análisis de una columna es necesario desarrollar el análisis de los dos ejes que interceptan a la misma columna, usar el método de transposición de momentos, haciendo uso de una hoja de cálculo especial.

Columna A-1, ubicada en el primer nivel

Para el caso de esta columna fue necesario elaborar el análisis del eje A y del eje 3 individualmente, de donde se obtuvieron los siguientes resultados.

Tabla 4.1.37 Datos de las cargas gravitacionales y sísmicas obtenidas de los ejes que conforman la columna

| DIRECCION | EJE | NUDO | PG (Ton) | VG (Ton) | MG (Ton) | PS (Ton) | VS (Ton) | MS (Ton) |
|-----------|-----|----------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| X | 1 | Superior | 19.55 | -0.98 | 2.14 | 5.73 | 5.01 | -2.88 |
| | | Inferior | 22.32 | -0.98 | -0.99 | 5.73 | 5.01 | 13.17 |
| Y | A | Superior | 19.20 | -1.41 | 3.09 | 5.35 | 5.39 | -2.45 |
| | | Inferior | 21.97 | -1.41 | -1.41 | 5.35 | 5.39 | 14.78 |

Además de estos datos, es necesario descontar el peso de las columnas de los niveles superiores, ya que se toman los datos de ambos ejes, donde ya se encuentra repetido el peso de la columna, para una columna del primer nivel se descontará:

$$b_{\text{Columna}} = 0.60 \text{ m}$$

$$h_{\text{Columna}} = 0.60 \text{ m}$$

$$L_{\text{Columna}} = 3.20 \text{ m}$$

$$\text{Vol}_{\text{Columna}} = 0.60 \times 0.60 \times 3.20 = 1.152 \text{ m}^3$$

$$\text{SOBREPESO} = 4 \times [2.40 \times 1.152]$$

$$\text{SOBREPESO} = 11.0592 \text{ Ton}$$

Haciendo uso de una hoja de cálculo para la determinación del análisis de la columna se obtienen como resultados los siguientes valores:

Tabla 4.1.38 Resultados obtenidos por la hoja de cálculo para la columna

| Valores Obtenidos del Análisis de la Columna A-1 | | | | | | | | | | |
|--|-----------|-------|-----------|-------|----------|--------|-----------|--------|-----------|--------|
| Nudo | Vux (Ton) | | Vuy (Ton) | | Pu (Ton) | | Mux (T-m) | | Muy (T-m) | |
| Superior | -8.115 | 6.421 | -9.130 | 6.692 | -41.484 | -6.501 | -2.736 | 6.437 | -1.559 | 6.902 |
| Inferior | -8.115 | 6.421 | -9.130 | 6.692 | -45.626 | -8.175 | -19.550 | 17.838 | -22.276 | 19.838 |

Similar a lo explicado anteriormente se procederá a realizar para los demás tramos de columnas en los distintos niveles, dicho proceso no se explicara en el futuro.

Columna C-5, ubicada en el segundo nivel

Para el caso de esta columna fue necesario elaborar el análisis del eje C y del eje 5 individualmente, de donde se obtuvieron los siguientes resultados.

Tabla 4.1.39 Datos de las cargas gravitacionales y sísmicas obtenidas de los ejes que conforman la columna

| DIRECCION | EJE | NUDO | PG (Ton) | VG (Ton) | MG (Ton) | PS (Ton) | VS (Ton) | MS (Ton) |
|-----------|-----|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| X | 5 | Superior | 20.38 | 0.07 | -0.09 | 0.21 | 5.57 | -9.45 |
| | | Inferior | 23.14 | 0.07 | 0.13 | 0.21 | 5.57 | 8.39 |
| Y | C | Superior | 16.23 | 4.47 | -6.74 | 2.92 | 3.55 | -6.33 |
| | | Inferior | 19.00 | 4.47 | 7.57 | 2.92 | 3.55 | 5.04 |

Para una columna del segundo nivel se descontará:

$$b_{\text{Columna}} = 0.60 \text{ m}$$

$$h_{\text{Columna}} = 0.60 \text{ m}$$

$$L_{\text{Columna}} = 3.20 \text{ m}$$

$$\text{Vol}_{\text{Columna}} = 0.60 \times 0.60 \times 3.20 = 1.152 \text{ m}^3$$

$$\text{SOBREPESO} = 3 \times [2.40 \times 1.152]$$

$$\text{SOBREPESO} = 8.2944 \text{ Ton}$$

Obteniendo:

Tabla 4.1.40 Resultados obtenidos por la hoja de cálculo para la columna

| Valores Obtenidos del Análisis de la Columna C-5 | | | | | | | | | | |
|--|-----------|-------|-----------|-------|----------|---------|-----------|--------|-----------|--------|
| Nudo | Vux (Ton) | | Vuy (Ton) | | Pu (Ton) | | Mux (T-m) | | Muy (T-m) | |
| Superior | -7.756 | 7.877 | -2.263 | 9.992 | -42.420 | -12.972 | -13.331 | 13.175 | -16.435 | 4.780 |
| Inferior | -7.756 | 7.877 | -2.263 | 9.992 | -46.562 | -14.646 | -11.667 | 11.882 | -2.472 | 15.562 |

Columna D-3, ubicada en el tercer nivel

Para el caso de esta columna fue necesario elaborar el análisis del eje D y del eje 3 individualmente, de donde se obtuvieron los siguientes resultados.

Tabla 4.1.41 Datos de las cargas gravitacionales y sísmicas obtenidas de los ejes que conforman la columna

| DIRECCION | EJE | NUDO | PG (Ton) | VG (Ton) | MG (Ton) | PS (Ton) | VS (Ton) | MS (Ton) |
|-----------|-----|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| X | 3 | Superior | 8.86 | 0.50 | -0.86 | -0.10 | 2.68 | -5.98 |
| | | Inferior | 11.63 | 0.50 | 0.73 | -0.10 | 2.68 | 2.61 |
| Y | D | Superior | 12.52 | 0.06 | -0.23 | 0.00 | 3.27 | -7.29 |
| | | Inferior | 15.29 | 0.06 | -0.06 | 0.00 | 3.27 | 3.18 |

Para una columna del tercer nivel se descontará:

$$b_{\text{Columna}} = 0.60 \text{ m}$$

$$h_{\text{Columna}} = 0.60 \text{ m}$$

$$L_{\text{Columna}} = 3.20 \text{ m}$$

$$\text{Vol}_{\text{Columna}} = 0.60 \times 0.60 \times 3.20 = 1.152 \text{ m}^3$$

$$\text{SOBREPESO} = 2 \times [2.40 \times 1.152]$$

$$\text{SOBREPESO} = 5.5296 \text{ Ton}$$

Obteniendo:

Tabla 4.1.42 Resultados obtenidos por la hoja de cálculo para la columna

| Valores Obtenidos del Análisis de la Columna C-5 | | | | | | | | | | |
|--|-----------|-------|-----------|-------|----------|---------|-----------|-------|-----------|--------|
| Nudo | Vux (Ton) | | Vuy (Ton) | | Pu (Ton) | | Mux (T-m) | | Muy (T-m) | |
| Superior | -3.449 | 4.314 | -4.542 | 4.645 | -23.746 | -9.459 | -9.338 | 7.851 | -10.464 | 10.067 |
| Inferior | -3.449 | 4.314 | -4.542 | 4.645 | -27.888 | -11.134 | -3.212 | 4.474 | -4.519 | 4.416 |

4.2 DESARROLLO DE UN EDIFICIO CONSTITUIDO POR UN SISTEMA DUAL A SER UTILIZADO COMO MODELO DE CALIBRACIÓN.

a) Descripción general de la estructura.

Se presenta un edificio constituido por una combinación de sistemas, comprendiendo en paredes de cortante y marcos de concreto reforzado con detallado especial conocido como sistema dual o sistema combinado.

El inmueble esta constituido por tres niveles, dos entrepisos y una losa de techo, con una separación tipo de entrepisos de 3.50m, donde la separación entre el primer nivel con el segundo es de 3.65m, llegando así a tener una altura total de 10.65m, como se muestra a continuación en el esquema de la siguiente figura:

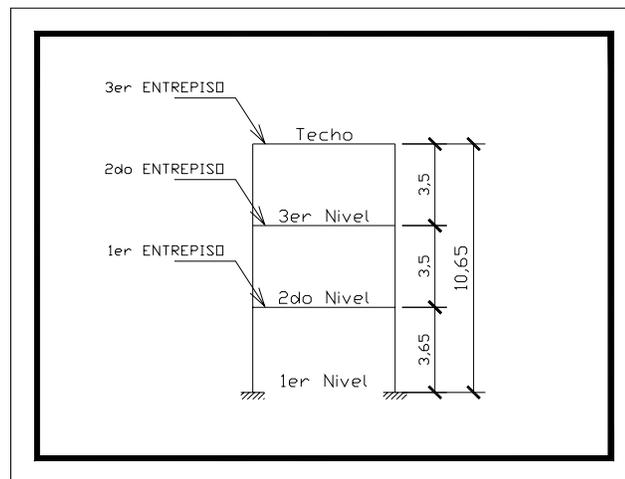


Figura 4.2.1 Esquema de niveles del edificio

Tabla 4.2.1 Alturas de entrepiso

| Nivel | ho (m) | hf (m) | hn (m) |
|-------|--------|--------|--------|
| 1 | 0.00 | 3.65 | 3.65 |
| 2 | 3.65 | 7.15 | 3.50 |
| 3 | 7.15 | 10.65 | 3.50 |

Además la estructura presenta una distribución en planta como la que se muestra a continuación.

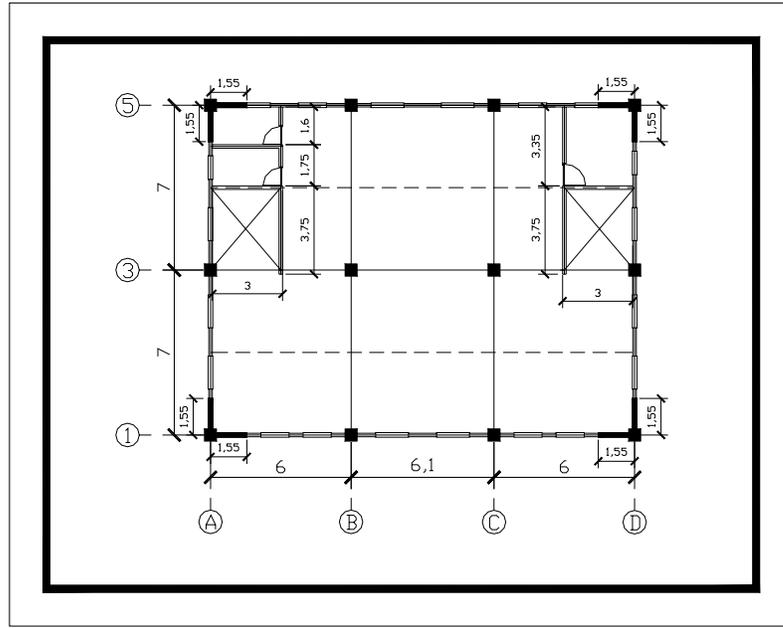


Figura 4.2.2 Planta arquitectónica del edificio

También se presenta una distribución estructural de los miembros del edificio.

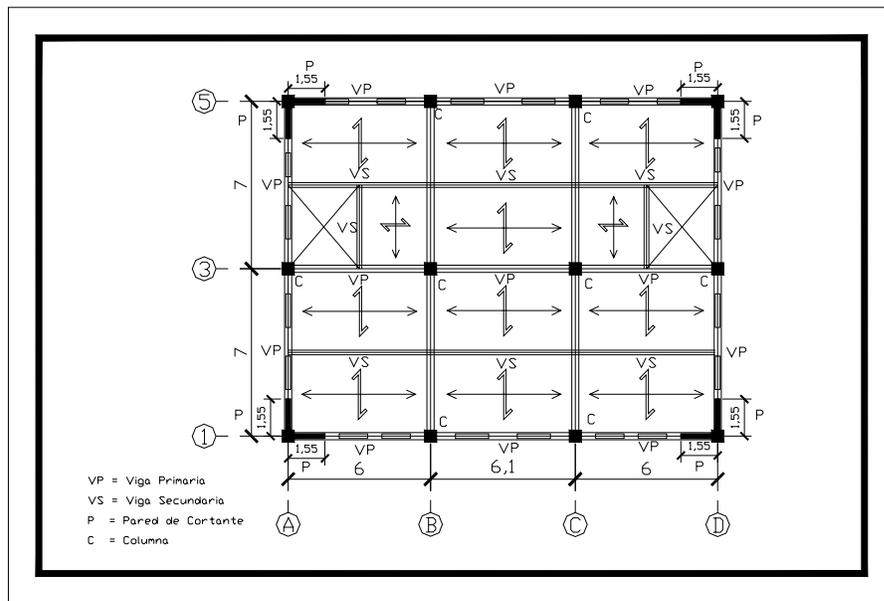


Figura 4.2.3 Planta estructural del edificio

Por último se presentan las vistas en elevación principales del edificio, con el fin de tener una mejor apreciación del inmueble.

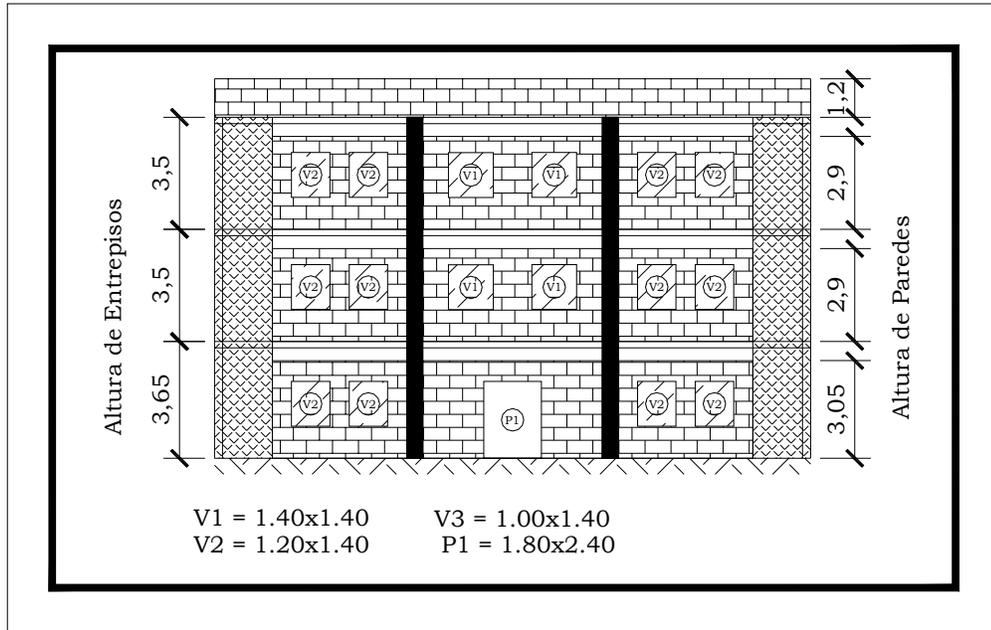


Figura 4.2.4 Vista frontal del edificio

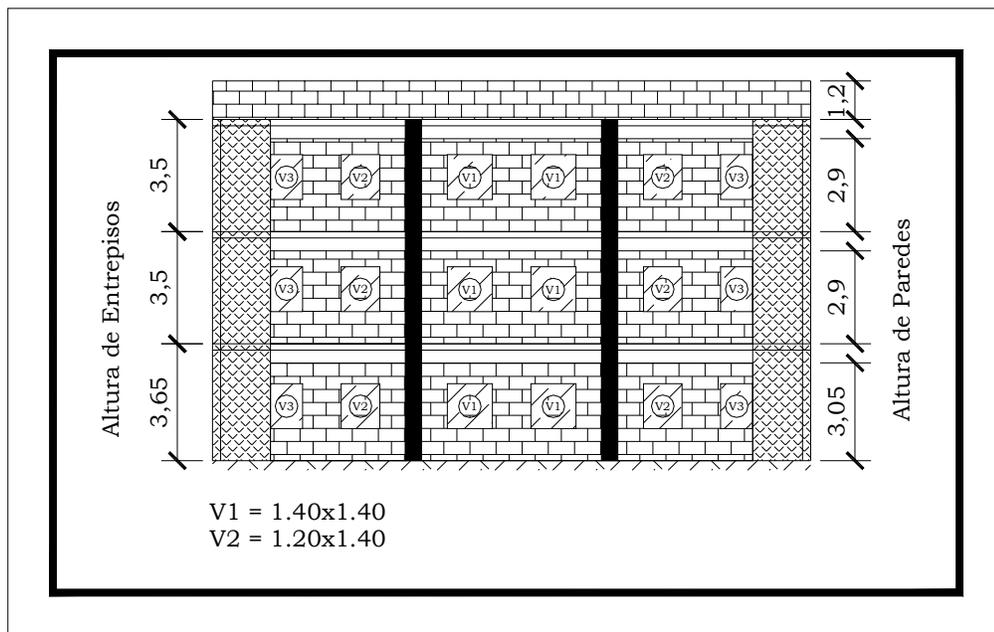


Figura 4.2.5 Vista posterior del edificio

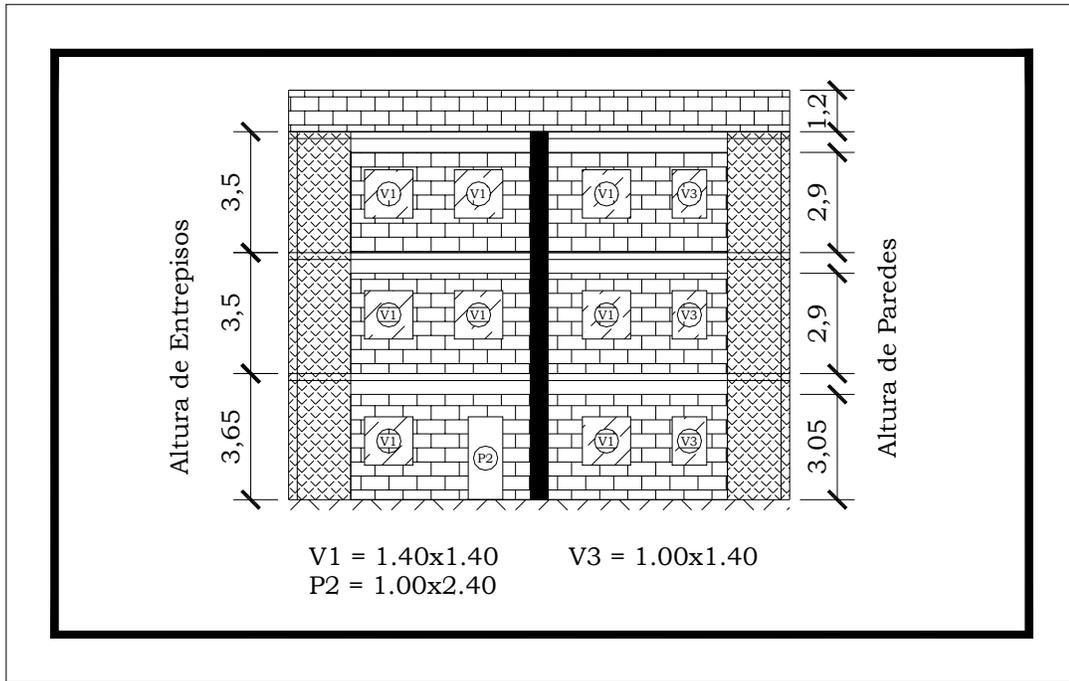


Figura 4.2.6 Vista poniente del edificio

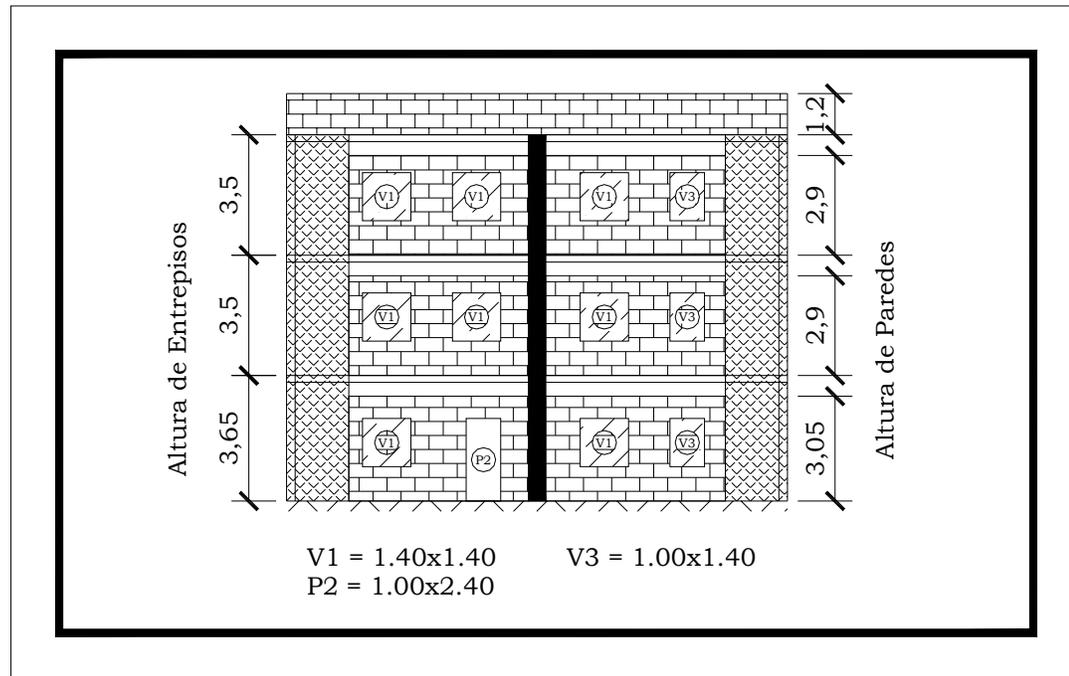


Figura 4.2.7 Vista oriente del edificio

b) Estrategias de diseño sísmico de la estructura.

Para el análisis de este edificio en particular se hará uso del método de las fuerzas estáticas equivalentes, en donde el cálculo del valor de las rigideces, por ser un edificio que posee un sistema combinado, se realizará con ayuda de un programa de computadora a base del método matricial, dichos resultados se verificarán con el método de las formulas de Wilbur para el caso de los ejes que están constituidos por marcos, continuando con el proceso de análisis como se expuso en el capítulo II; para el análisis del comportamiento de los ejes del edificio, se procederá a modelar cada uno de los ejes por separado en los programas de computadora, aplicando a los mismos sus cargas de gravedad y asignando los valores de fuerzas sísmicas a cada entrepiso, que se calculan y exponen en una tabla resumen en el literal “e” de esta sección, con el objeto de obtener los valores de los cortantes y momentos que afectan a los miembros de la estructura.

Se aclara que después de haber realizado el cálculo del edificio mediante los métodos de Khan y Sbarounis y el método de McLeod (los cuales se presentaron como métodos aproximados de cálculo especiales para el análisis de sistemas combinados en el capítulo II) ninguno de los métodos produjo resultados que en cierta forma se consideren confiables y es por eso que se ha omitido el desarrollo de los mismos en el presente trabajo de graduación. Además, es de hacer notar que la última versión del libro “Manual de Configuración y Diseño Sísmico de Edificios” traducido por el Dr. Ing. Roberto Melí (Referencia 5), el método de Khan y Sbarounis ha sido omitido por ser obsoleto y poco confiable, el método de McLeod aun es aplicable, aunque hoy en día los métodos con mayor precisión consisten en el “método de las columnas anchas”, el cual se trabaja haciendo uso de matrices y el método de los elementos finitos, el cual es el método de análisis más preciso con el que se cuenta hoy en día, debidos a su base matemática en la que están formulados.

c) Consideraciones de diseño.En terraza (NIVEL 3):

| | |
|--|--------------------------------|
| Carga muerta: | 260.00 Kg/m ² . |
| Carga viva: | 100.00 Kg/m ² . (*) |
| Carga viva sísmica: | 50.00 Kg/m ² . (*) |
| (*)Para Azoteas con pendientes no mayores del 5% | |

En el resto de entresijos (NIVELES 1 y 2)

| | |
|---------------------------------|----------------------------|
| Losa tipo Copressa o similar | 260.00 kg/m ² . |
| Enladrillado de piso | 35.00 kg/m ² . |
| Divisiones | 65.00 kg/m ² . |
| Inst. Elect. y A. Acondicionado | 15.00 kg/m ² |
| TOTAL = | 375.00 kg/m ² . |

| | |
|---|---------------------------------|
| Carga muerta (Sobre Entrepiso): | 375.00 kg/m ² . |
| Carga muerta (en Pared) | 250.00 kg/m ² . |
| Carga viva | 250.00 kg/m ² . (**) |
| Carga viva sísmica | 180.00 kg/m ² . (**) |
| (**)Para oficinas, despachos, aulas y laboratorios. | |

| | | |
|--------------|-------------------------------------|---------------------------|
| Otros pesos: | Peso volumétrico concreto reforzado | 2400.00 kg/m ³ |
| | Ventanas de vidrio fijo | 60.00 kg/m ² |

Otras consideraciones:

- Las paredes de relleno serán de bloque de concreto de 15cm de espesor.
- La estructura esta ubicada en San Salvador (A = 0.40).
- El destino para el inmueble es para oficinas (I = 1.0).

- El edificio está estructurado a base de marcos de concreto reforzado y paredes estructurales de concreto reforzado en ambas direcciones ($R = 12$, $C_d = 9$, $H_{\max} =$ sin límite).
- El tipo de suelo es S_3 (los coeficientes de sitio son $C_o = 3.0$ y $T_o = 0.6$).
- Resistencia del concreto es $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- Esfuerzo de fluencia del acero es $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Secciones transversales propuestas:

Tabla 4.2.2 Secciones propuestas para los elementos del edificio

| Sección (Marcos) | b (cm) | h (cm) | A (cm ²) | I (cm ⁴) |
|------------------|--------|--------|----------------------|----------------------|
| Columna | 50.00 | 50.00 | 2,500.00 | 520,833.33 |
| Viga Primaria | 30.00 | 60.00 | 1,800.00 | 540,000.00 |
| Viga Secundaria | 25.00 | 50.00 | 1,250.00 | 260,416.67 |

Tabla 4.2.3 Sección propuesta para las paredes del edificio

| Sección | b (cm) | h (cm)* | e (cm) | A (cm ²) | I (cm ⁴) |
|---------|--------|---------|--------|----------------------|----------------------|
| Pared | 155.00 | 1065.00 | 20.00 | 3100.00 | 6206458.33 |

* Se toma en cuenta que la pared se mide desde la fundación hasta la azotea.

e) Análisis por método manual.

Aplicación del método estático

❖ Coeficiente sísmico

A continuación se detalla el cálculo del coeficiente sísmico de la estructura, con lo que se obtiene:

$$C_s = \left(\frac{AIC_o}{R} \right) * \left(\frac{T_o}{T} \right)^{\frac{2}{5}}$$

Todos los datos se conocen, excepto T, para lo cual existen dos métodos para calcularlo:

Método A:

$$T = C_t * h_n^{3/4}$$

Donde C_t se calculará conforme a lo establecido por la Norma Técnica para Diseño por Sismo de El Salvador, en donde se presenta una ecuación para el cálculo de C_t en caso de tener presente un sistema con paredes de cortante[†] (aplicable a ambos sentidos para este caso particular).

$$C_t = 0.074 / \sqrt{A_c}$$

Donde:

$$A_c = \sum A_e \left[0.2 + (D_e/h_n)^2 \right]$$

Para este caso particular los valores de las notaciones A_e , D_e y h_n son los siguientes:

$$A_e = 1.55 \times 0.20 = 0.31$$

$$D_e = 1.55$$

$$h_n = 10.65$$

$$(D_e / h_n) = 0.15$$

Por lo que se obtiene lo siguiente:

$$A_c = \left(0.31 \left[0.2 + (0.15)^2 \right] \right) \times 4 = 0.2743 \approx 0.27$$

Por lo que el valor de C_t será:

[†] En este caso particular se pudo hacer uso del valor alternativo que presenta la NTDS, $C_t=0.049$, obteniendo de esta forma un $T=0.049*(10.65)^{3/4} = 0.29\text{seg}$, lo cual es menor que T_o , por lo tanto gobernara el valor de $T_o = 0.6 \text{ seg}$ como valor de T .

$$C_t = 0.074 / \sqrt{0.2743} = 0.141$$

Obteniendo luego el periodo fundamental de la estructura tenemos:

$$T = C_t \times h_n^{3/4}$$

$$T = 0.141 \times (10.65)^{3/4} = 0.8330 = 0.83 \text{ s}$$

Dado que el valor de $T = 0.83$ cumple la condición $T_o < T < 6T_o$, por lo tanto para el valor de $T_{(a)}$ utilizaremos $T = 0.83$ seg.

El recién valor calculado de periodo fundamental de la estructura es valido tanto para el eje X como al eje Y, ya que el numero de paredes como el tipo de sección y altura son iguales.

Método B:

Para la aplicación del método B se utiliza la formula de Rayleigh, que toma en cuenta las características de deformación y las propiedades estructurales, lo cual se verificará mas adelante, pero en ningún caso el valor de $T_{(b)}$ puede ser menor que el 80% del valor de $T_{(a)}$.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i \delta_i}}$$

❖ Determinación del coeficiente sísmico C_s :

Tabla 4.2.4 Valores de coeficientes para cálculo de Cs

| | |
|----------------------|--------------|
| A | 0.40 |
| I | 1.00 |
| R_x | 12.00 |
| R_y | 12.00 |
| Co | 3.00 |
| To (seg) | 0.60 |

Coefficiente sísmico Cs para la dirección X:

$$C_{sx} = \left[\frac{(0.4)(1.0)(3.0)}{12} \right] \left(\frac{0.60}{0.83} \right)^{2/3}$$

$$C_{sx} = 0.0804$$

Coefficiente sísmico Cs para la dirección Y:

$$C_{sy} = \left[\frac{(0.4)(1.0)(3.0)}{12} \right] \left(\frac{0.60}{0.83} \right)^{2/3}$$

$$C_{sy} = 0.0804$$

❖ Evaluación del peso sísmico de la estructura

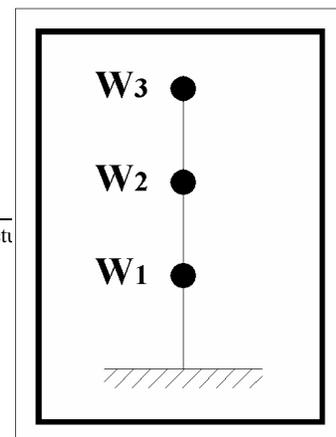
En las Tablas 1.1-a y 1.1-b aparece la evaluación para el entrepiso 3 (ver anexo D).

En las Tablas 1.2-a y 1.2-b aparece la evaluación para los entrepisos 1 y 2 (ver anexo D).

Con lo cual obtenemos

Guía para el diseño estructural

dimensionales



$$W_3 = 185.69 \text{ Ton}$$

$$W_2 = 277.48 \text{ Ton}$$

$$W_1 = 278.47 \text{ Ton}$$

$$W \text{ total} = 741.64 \text{ Ton}$$

❖ Calculo del cortante basal

$$V_x = V_y = C_s * W_T$$

$$V_x = V_y = (0.0804) * (741.64)$$

$$V_x = V_y = 59.59 \text{ Ton}$$

❖ Distribución vertical del cortante basal

Para ello haremos uso de la siguiente ecuación

$$V = F_T + \sum_{i=1}^n F_i$$

Donde F_T es la fuerza concentrada en el último piso, la cual es adicional a F_n , para este caso en particular es necesario adicionar dicha fuerza ya que el valor de T calculado es > 0.7 seg., para esto se hará uso de la ecuación siguiente $F_t = 0.07 \times T \times V$, con la que se obtienen los valores siguientes.

Para la dirección X

$$F_{tx} = 0.07 \times T \times V_x$$

$$F_{tx} = 0.07 \times 0.83 \times 59.59$$

$$F_{tx} = 3.46 \text{ ton}$$

Para la dirección Y

$$F_{ty} = 0.07 \times T \times V_y$$

$$F_{ty} = 0.07 \times 0.83 \times 59.59$$

$$F_{ty} = 3.46 \text{ ton}$$

La distribución del cortante se realizara por medio de la siguiente fórmula, recordando que el valor de la fuerza Ft calculado para las direcciones X y Y será agregado al valor designado mediante la distribución del cortante al ultimo nivel.

$$F_i = V * \frac{W_i h_i}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

Tabla 4.2.5 Distribución del cortante basal

| h (m) | W (Ton) | W*h (Ton.m) | Fix (Ton) | Fiy (Ton) | Vix (Ton) | Viy (Ton) |
|----------|---------------|-----------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| 10.65 | 185.69 | 1,977.56 | 25.76 | 25.76 | | |
| | | | | | 25.76 | 25.76 |
| 7.15 | 277.48 | 1,984.01 | 22.37 | 22.37 | | |
| | | | | | 48.13 | 48.13 |
| 3.65 | 278.47 | 1,016.41 | 11.46 | 11.46 | | |
| | | | | | 59.59 | 59.59 |
| Σ | 741.64 | 4,977.98 | | | | |

❖ Evaluación de rigideces:

Para la evaluación de rigideces del sistema combinado o sistema dual, se a utilizado el principio de que las rigideces equivalente a la relación entre cortante de entrepiso y Deriva de entrepiso ($R = V/\Delta$), para lo cual se ha utilizado una distribución vertical de cortante arbitraria con tendencia lineal, obteniendo los desplazamientos totales por medio del uso del programa RISA 2D en marcos equivalentes modelados con una carga de fuerza lateral en proporción 1:2:3.

A continuación aparecen los resultados obtenidos.

Tabla 4.2.6 Distribución de rigideces

| EJE | Programas Matriciales | |
|--------------|-----------------------|-----------------|
| | Nivel | Rigidez (ton/m) |
| EJE 1 | 3 | 94.74 |
| | 2 | 160.39 |
| | 1 | 363.78 |
| EJE 3 | 3 | 44.12 |
| | 2 | 47.92 |
| | 1 | 68.44 |
| EJE 5 | 3 | 94.74 |
| | 2 | 160.39 |
| | 1 | 363.78 |
| EJE A | 3 | 72.58 |
| | 2 | 127.12 |
| | 1 | 310.34 |
| EJE B | 3 | 27.44 |
| | 2 | 30.86 |
| | 1 | 46.63 |
| EJE C | 3 | 27.44 |
| | 2 | 30.86 |
| | 1 | 46.63 |
| EJE D | 3 | 72.58 |
| | 2 | 127.12 |
| | 1 | 310.34 |

Éstos fueron comparados con resultados obtenidos por medio de métodos tradicionales, como lo son las formulas de Wilbur (ver anexo C) para marcos flexibles que aparecen en los ejes 3, B y C, se detallan a continuación sus respectivos resultados:

Tabla 4.2.7 Resumen de rigideces calculadas con las formulas de Wilbur

| | Formulas de Wilbur |
|--|--------------------|
|--|--------------------|

| EJE | Nivel | Rigidez (ton/m) |
|--------------|-------|-----------------|
| EJE 3 | 3 | 45.80 |
| | 2 | 47.99 |
| | 1 | 68.94 |
| EJE B | 3 | 28.38 |
| | 2 | 30.30 |
| | 1 | 46.31 |
| EJE C | 3 | 28.38 |
| | 2 | 30.30 |
| | 1 | 46.31 |

❖ Cálculo del centro de cortante:

$$X_{C_i} = \frac{\sum Fy_i \times Xm_i}{Vy_i} \qquad Y_{C_i} = \frac{\sum Fx_i \times Ym_i}{Vx_i}$$

Tabla 4.2.8 Cálculo del centro de cortante

| Nivel | Fix (ton) | Fiy (ton) | Vix (ton) | Viy (ton) | Xmi (m) | Ymi (m) | Fix * Ymi (ton.m) | Fiy * Xmi (ton.m) | ΣFix * Ymi (ton.m) | ΣFiy * Xmi (ton.m) | Xci (m) | Yci (m) |
|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|---------|---------|-------------------|-------------------|--------------------|--------------------|---------|---------|
| 3 | 25.76 | 25.76 | | | 9.05 | 7.10 | 182.85 | 233.10 | | | | |
| | | | 25.76 | 25.76 | | | | | | | 182.85 | 233.10 |
| 2 | 22.37 | 22.37 | | | 9.00 | 7.13 | 159.54 | 201.31 | | | | |
| | | | 48.13 | 48.13 | | | | | | | 342.39 | 434.40 |
| 1 | 11.46 | 11.46 | | | 9.00 | 7.13 | 81.73 | 103.13 | | | | |
| | | | 59.59 | 59.59 | | | | | | | 424.11 | 537.53 |

❖ Cálculo del centro de rigidez:

$$X_{T_i} = \frac{\sum R_{y_i} \times X_i}{\sum R_{y_i}}$$

$$Y_{T_i} = \frac{\sum R_{x_i} \times Y_i}{\sum R_{x_i}}$$

Tabla 4.2.9-a Cálculo del centro de rigideces para el tercer nivel

| Nivel | Eje | Rix (ton/m) | Riy (ton/m) | Xi (m) | Yi (m) | Riy * Xi (ton) | Rix * Yi (ton) |
|-------|-----|-------------|-------------|--------|--------|----------------|----------------|
|-------|-----|-------------|-------------|--------|--------|----------------|----------------|

| | | | | | | | | |
|---|---|--------|--------|-------|-------|------------|-------------|-------------|
| 3 | 1 | 94.74 | | | - | | - | |
| | 3 | 44.12 | | | 7.00 | | 308.84 | |
| | 5 | 94.74 | | | 14.00 | | 1,326.36 | |
| | Σ | 233.60 | | | | | 1,635.20 | |
| | | | | | | | Yr3 | 7.00 |
| | A | | 72.58 | | - | | - | |
| | B | | 27.44 | 6.00 | | | 164.64 | |
| | C | | 27.44 | 12.10 | | | 332.02 | |
| | D | | 72.58 | 18.10 | | | 1,313.70 | |
| | Σ | | 200.04 | | | | 1,810.36 | |
| | | | | | | Xr3 | 9.05 | |

Tabla 4.2.9-b Cálculo del centro de rigideces para el segundo nivel

| Nivel | Eje | Rix (ton/m) | Riy (ton/m) | Xi (m) | Yi (m) | Riy * Xi (ton) | Rix * Yi (ton) | |
|-------|-----|-------------|-------------|--------|--------|----------------|----------------|-------------|
| 2 | 1 | 160.39 | | | - | | - | |
| | 3 | 47.92 | | | 7.00 | | 335.44 | |
| | 5 | 160.39 | | | 14.00 | | 2,245.46 | |
| | Σ | 368.70 | | | | | 2,580.90 | |
| | | | | | | | Yr2 | 7.00 |
| | A | | 127.12 | | - | | - | |
| | B | | 30.86 | 6.00 | | | 185.16 | |
| | C | | 30.86 | 12.10 | | | 373.41 | |
| | D | | 127.12 | 18.10 | | | 2,300.87 | |
| | Σ | | 315.96 | | | | 2,859.44 | |
| | | | | | | Xr2 | 9.05 | |

Tabla 4.2.9-c Cálculo del centro de rigideces para el primer nivel

| Nivel | Eje | Rix (ton/m) | Riy (ton/m) | Xi (m) | Yi (m) | Riy * Xi (ton) | Rix * Yi (ton) | |
|-------|-----|-------------|-------------|--------|--------|----------------|----------------|-------------|
| 1 | 1 | 363.78 | | | - | | - | |
| | 3 | 68.44 | | | 7.00 | | 479.08 | |
| | 5 | 363.78 | | | 14.00 | | 5,092.92 | |
| | Σ | 796.00 | | | | | 5,572.00 | |
| | | | | | | | Yr1 | 7.00 |
| | A | | 310.34 | | - | | - | |
| | B | | 46.63 | 6.00 | | | 279.78 | |
| | C | | 46.63 | 12.10 | | | 564.22 | |
| | D | | 310.34 | 18.10 | | | 5,617.15 | |
| | Σ | | 713.94 | | | | 6,461.16 | |
| | | | | | | Xr1 | 9.05 | |

❖ Revisión del periodo fundamental de vibración.

Para la revisión del periodo fundamental de vibración usando la formula de Rayleigh, se hará uso de las ecuaciones que se muestran a continuación, una para la dirección X y la otra para la dirección Y.

$$\Delta_{xi} = \frac{V_{xi}}{\sum R_{xi}} \qquad \Delta_{yi} = \frac{V_{yi}}{\sum R_{yi}}$$

Tabla 4.2.10-a Revisión del periodo fundamental de vibración

| Nivel | Wi (Ton) | Fix (Ton) | Fiy (Ton) | Vix (Ton) | Viy (Ton) | Rix (Ton/cm) | Riy (Ton/cm) | Δ ix (cm) | Δ iy (cm) |
|-------|---------------|-----------|-----------|-----------|-----------|--------------|--------------|-----------|-----------|
| 3 | 185.69 | 25.76 | 25.76 | | | | | | |
| | | | | 25.76 | 25.76 | 233.60 | 200.04 | 0.1103 | 0.1288 |
| 2 | 277.48 | 22.37 | 22.37 | | | | | | |
| | | | | 48.13 | 48.13 | 368.70 | 315.96 | 0.1305 | 0.1523 |
| 1 | 278.47 | 11.46 | 11.46 | | | | | | |
| | | | | 59.59 | 59.59 | 796.00 | 713.94 | 0.0749 | 0.0835 |
| Σ | 741.64 | | | | | | | | |

Tabla 4.2.10-b Revisión del periodo fundamental de vibración (complemento)

| Nivel | Δ ix (cm) | δ iy (cm) | Wi * δ ix ² (ton.cm ²) | Wi * δ iy ² (ton.cm ²) | Fix * δ ix (ton.cm) | Fiy * δ iy (ton.cm) |
|-------|-----------|-----------|---|---|---------------------|---------------------|
| 3 | 0.3157 | 0.3646 | 18.50 | 24.68 | 8.13 | 9.39 |
| 2 | 0.2054 | 0.2358 | 11.71 | 15.43 | 4.60 | 5.28 |
| 1 | 0.0749 | 0.0835 | 1.56 | 1.94 | 0.86 | 0.96 |
| Σ | | | 31.77 | 42.05 | 13.59 | 15.62 |

Evaluando T por la formula de Rayleigh:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i \delta_i}}$$

Recalculando el valor del periodo fundamental de la estructura en la dirección X:

$$T_x = 2\pi \sqrt{\frac{31.77}{981 * 13.59}} = 0.3067 \approx 0.31 \text{ s}$$

Recalculando el valor del periodo fundamental de la estructura en la dirección Y:

$$T_y = 2\pi \sqrt{\frac{42.05}{981 * 15.62}} = 0.32915 \approx 0.33 \text{ s}$$

Sin embargo los nuevos valores de los periodos fundamentales de la estructura son menores a 0.6, valor asignado a T_0 , por lo que el T por el método B será igual a 0.60, tanto para la dirección X como Y.

Recalculando el coeficiente sísmico para ambas direcciones tenemos:

$$C_{sx} = \left[\frac{(0.4)(1.0)(3.0)}{12} \right] \left(\frac{0.60}{0.60} \right)^{2/3}$$

$$C_{sx} = 0.1000$$

Al comparar este valor con el obtenido por el método A, resulta que el del método B es mayor por lo que se tendrán que redistribuir las fuerzas laterales, obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 4.2.11 Recalculo de los valores de la fuerza lateral equivalente y cortantes aplicados al edificio

| h (m) | W (Ton) | W*h (Ton.m) | Fix (Ton) | Fiy (Ton) | Vix (Ton) | Viy (Ton) |
|------------------------|--------------------------|------------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
|------------------------|--------------------------|------------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|

| | | | | | | |
|----------|---------------|-----------------|-------|-------|-------|-------|
| 10.65 | 185.69 | 1,977.56 | 29.46 | 29.46 | | |
| | | | | | 29.46 | 29.46 |
| 7.15 | 277.48 | 1,984.01 | 29.56 | 29.56 | | |
| | | | | | 59.02 | 59.02 |
| 3.65 | 278.47 | 1,016.41 | 15.14 | 15.14 | | |
| | | | | | 74.16 | 74.16 |
| Σ | 741.64 | 4,977.98 | | | | |

Una vez elaborada la revisión anterior, se vuelven a realizar los pasos anteriores y se continua a partir de la revisión de el periodo fundamental de vibración.

❖ Revisión desplazamientos de entrepiso

Recordemos que $C_{dx} = C_{dy} = 9$

Tabla 4.2.12 Revisión de desplazamientos de entrepiso

| Nivel | Δix (cm) | Δiy (cm) | $C_{dx} * \Delta ix$ | $C_{dy} * \Delta iy$ | δix (cm) | δiy (cm) |
|----------|------------------|------------------|----------------------|----------------------|------------------|------------------|
| 3 | | | | | 3.41 | 3.94 |
| | 0.1261 | 0.1473 | 1.14 | 1.33 | | |
| 2 | | | | | 2.28 | 2.62 |
| | 0.1601 | 0.1868 | 1.44 | 1.68 | | |
| 1 | | | | | 0.84 | 0.93 |
| | 0.0932 | 0.1039 | 0.84 | 0.93 | | |

Para los sistemas combinados en los entresijos 2do y 3ro:

$$\Delta_{adm} = 0.02h_i$$

$$\Delta_{adm} = 0.015 \times 350$$

$$\Delta_{adm} = 5.25 \text{ cm}$$

Para los sistemas combinados en el 1er entresijo:

$$\Delta_{adm} = 0.02h_i$$

$$\Delta_{adm} = 0.015 \times 365$$

$$\Delta_{adm} = 5.475 \text{ cm}$$

Para todo lo casos $\Delta_{adm} > Cd*\Delta$, por lo tanto la estructura cumple con este requisito del reglamento.

❖ Determinación de excentricidades

$$e_x = X_c - X_r \qquad e_y = Y_c - Y_r$$

$$e_{x \text{ accidental}} = 0.05L_x \qquad e_{x \text{ accidental}} = 0.05L_x$$

$$e_{x \text{ accidental}} = 0.05 \times 18.10 \qquad e_{x \text{ accidental}} = 0.05 \times 14.00$$

$$e_{x \text{ accidental}} = 0.905 \text{ m} \qquad e_{x \text{ accidental}} = 0.70 \text{ m}$$

$$e_{x-1} = e_x + e_{x \text{ accidental}} \qquad e_{y-1} = e_y + e_{y \text{ accidental}}$$

$$e_{x-2} = e_x - e_{x \text{ accidental}} \qquad e_{y-2} = e_y - e_{y \text{ accidental}}$$

Tabla 4.2.13-a Determinación de excentricidades en la dirección X

| Nivel | Xc (m) | Xr (m) | ex (m) | Lx (m) | Ex acc (m) | ex-1 (m) | ex-2 (m) |
|-------|--------|--------|--------|--------|------------|----------|----------|
| 3 | 9.05 | 9.05 | (0.00) | 18.10 | 0.91 | 0.90 | -0.91 |
| 2 | 9.02 | 9.05 | (0.03) | 18.10 | 0.91 | 0.88 | -0.93 |
| 1 | 9.02 | 9.05 | (0.03) | 18.10 | 0.91 | 0.87 | -0.94 |

Tabla 4.2.13-b Determinación de excentricidades en la dirección Y

| Nivel | Yc (m) | Yr (m) | ey (m) | Ly (m) | ey acc (m) | ey-1 (m) | ey-2 (m) |
|-------|--------|--------|--------|--------|------------|----------|----------|
| 3 | 7.10 | 7.00 | 0.10 | 14.00 | 0.70 | 0.80 | -0.60 |
| 2 | 7.11 | 7.00 | 0.11 | 14.00 | 0.70 | 0.81 | -0.59 |
| 1 | 7.12 | 7.00 | 0.12 | 14.00 | 0.70 | 0.82 | -0.58 |

❖ Cálculo de momentos de torsión.

Para lo cual se hará uso de las siguientes ecuaciones:

$$M_T = 100\%(V_y \times e_{x-1}) \pm 30\%(V_x \times e_{y-1}) \quad M_T = 30\%(V_y \times e_{x-1}) \pm 100\%(V_x \times e_{y-1})$$

$$M_T = 100\%(V_y \times e_{x-1}) \pm 30\%(V_x \times e_{y-2}) \quad M_T = 30\%(V_y \times e_{x-1}) \pm 100\%(V_x \times e_{y-2})$$

$$M_T = 100\%(V_y \times e_{x-2}) \pm 30\%(V_x \times e_{y-1}) \quad M_T = 30\%(V_y \times e_{x-2}) \pm 100\%(V_x \times e_{y-1})$$

$$M_T = 100\%(V_y \times e_{x-2}) \pm 30\%(V_x \times e_{y-2}) \quad M_T = 30\%(V_y \times e_{x-2}) \pm 100\%(V_x \times e_{y-2})$$

Tabla 4.2.14 Valor de los cortantes aplicados por nivel

| Nivel | Vxi (Ton) | Vyi (Ton) |
|-------|-----------|-----------|
| 3 | 29.46 | 29.46 |
| 2 | 59.02 | 59.02 |
| 1 | 74.16 | 74.16 |

Tabla 4.2.15-a Datos para el cálculo de los momentos de torsión en la dirección X

| Nivel | Mt (Ton-m) | | | | | | | |
|-------|------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| | X1+0.3Y1 | X1-0.3Y1 | X1+0.3Y2 | X1-0.3Y2 | X2+0.3Y1 | X2-0.3Y1 | X2+0.3Y2 | X2-0.3Y2 |
| 3 | 33.68 | 19.57 | 21.30 | 31.94 | -19.65 | -33.76 | -32.03 | -21.38 |
| 2 | 66.28 | 37.42 | 41.49 | 62.21 | -40.55 | -69.40 | -65.34 | -44.61 |
| 1 | 82.98 | 46.58 | 51.83 | 77.73 | -51.26 | -87.66 | -82.40 | -56.51 |

Tabla 4.2.15-b Datos para el cálculo de los momentos de torsión en la dirección Y

| Nivel | Mt (Ton-m) | | | | | | | |
|-------|------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| | Y1+0.3X1 | Y2-0.3X1 | Y1+0.3X2 | Y1-0.3X2 | Y2+0.3X1 | Y2-0.3X1 | Y2+0.3X2 | Y2-0.3X2 |
| 3 | 31.50 | 15.52 | 15.50 | 31.52 | -9.75 | -25.72 | -25.75 | -9.73 |
| 2 | 63.65 | 32.53 | 31.60 | 64.58 | -18.98 | -50.10 | -51.03 | -18.05 |
| 1 | 80.11 | 41.24 | 39.84 | 81.51 | -23.72 | -62.59 | -63.99 | -22.32 |

Siendo los momentos torsores que rigen los siguientes:

Tabla 4.2.16 Momentos de torsión

| Nivel | Mt (izq) (ton-m) | Mt (der) (ton-m) | Mt (sup) (ton-m) | Mt (inf) (ton-m) |
|-------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| 3 | -33.76 | 33.68 | -25.75 | 31.52 |
| 2 | -69.40 | 66.28 | -51.03 | 64.58 |
| 1 | -87.66 | 82.98 | -63.99 | 81.51 |

❖ Cálculo de los cortantes de diseño

$$V_{ix} = V_{x \text{ traslacion}} + V_{x \text{ torsion}}$$

$$V_{ix} = V_{ix} \frac{R_{ix}}{\sum R_{ix}} + M_{T(\text{sup/inf})} \frac{R_{ix} Y_{it}}{\sum R_{ix} Y_{it}^2 + \sum R_{iy} X_{it}^2}$$

$$V_{iy} = V_{y \text{ traslacion}} + V_{y \text{ torsion}}$$

$$V_{iy} = V_{iy} \frac{R_{iy}}{\sum R_{iy}} + M_{T(\text{izq/der})} \frac{R_{iy} X_{it}}{\sum R_{ix} Y_{it}^2 + \sum R_{iy} X_{it}^2}$$

Tabla 4.2.17-a Cálculo de los cortantes de diseño para el tercer nivel

| Nivel | Eje | Rx (ton/m) | Ry (ton/m) | Xt (m) | Yt (m) | Rx * Yt (ton) | Ry * Xt (ton) | Rx * Yt^2 (ton.m) | Ry * Xt^2 (ton.m) | Traslación | | Torsión | | Total | |
|-------|-----|------------|------------|--------|--------|---------------|---------------|-------------------|-------------------|------------|----------|----------|----------|-----------|----------|
| | | | | | | | | | | Vx (ton) | Vy (ton) | Vx (ton) | Vy (ton) | Vx (ton) | Vy (ton) |
| 3 | 1 | 94.74 | | | -7.00 | -663.18 | | 4,642.26 | | 11.95 | | 0.96 | | 12.91 | |
| | 3 | 44.12 | | | 0.00 | 0.00 | | 0.00 | | 5.56 | | - | | 5.56 | |
| | 5 | 94.74 | | | 7.00 | 663.18 | | 4,642.26 | | 11.95 | | 0.96 | | 12.91 | |
| | A | | 72.58 | -9.05 | | | -656.85 | | 5,944.48 | | 10.69 | | 1.02 | | 11.71 |
| | B | | 27.44 | -3.05 | | | -83.69 | | 255.26 | | 4.04 | | 0.13 | | 4.17 |
| | C | | 27.44 | 3.05 | | | 83.69 | | 255.26 | | 4.04 | | 0.13 | | 4.17 |
| | D | | 72.58 | 9.05 | | | 656.85 | | 5,944.48 | | 10.69 | | 1.02 | | 11.71 |
| | | 233.60 | 200.04 | | | | | 9,284.52 | 12,399.49 | | | | | 21,684.01 | |

Tabla 4.2.17-b Cálculo de los cortantes de diseño para el segundo nivel

| Nivel | Eje | Rx (ton/m) | Ry (ton/m) | Xt (m) | Yt (m) | Rx * Yt (ton) | Ry * Xt (ton) | Rx * Yt^2 (ton.m) | Ry * Xt^2 (ton.m) | Traslación | | Torsión | | Total | |
|-------|-----|------------|------------|--------|--------|---------------|---------------|-------------------|-------------------|------------|----------|----------|----------|-----------|----------|
| | | | | | | | | | | Vx (ton) | Vy (ton) | Vx (ton) | Vy (ton) | Vx (ton) | Vy (ton) |
| 2 | 1 | 160.39 | | | -7.00 | 1,122.73 | | 7,859.11 | | 25.68 | | 1.95 | | 27.63 | |
| | 3 | 47.92 | | | 0.00 | 0.00 | | 0.00 | | 7.67 | | - | | 7.67 | |
| | 5 | 160.39 | | | 7.00 | 1,122.73 | | 7,859.11 | | 25.68 | | 1.95 | | 27.63 | |
| | A | | 127.12 | -9.05 | | | 1,150.44 | | 10,411.45 | | 23.75 | | 2.15 | | 25.90 |
| | B | | 30.86 | -3.05 | | | -94.12 | | 287.08 | | 5.76 | | 0.18 | | 5.94 |
| | C | | 30.86 | 3.05 | | | 94.12 | | 287.08 | | 5.76 | | 0.18 | | 5.94 |
| | D | | 127.12 | 9.05 | | | 1,150.44 | | 10,411.45 | | 23.75 | | 2.15 | | 25.90 |
| | | 368.70 | 315.96 | | | | | 15,718.22 | 21,397.04 | | | | | 37,115.26 | |

Tabla 4.2.17-c Cálculo de los cortantes de diseño para el primer nivel

| Traslación | Torsión | Total |
|------------|---------|-------|
|------------|---------|-------|

| Nivel | Eje | Rx (ton/m) | Ry (ton/m) | Xt (m) | Yt (m) | Rx * Yt (ton) | Ry * Xt (ton) | Rx * Yt^2 (ton.m) | Ry * Xt^2 (ton.m) | Vx (ton) | Vy (ton) | Vx (ton) | Vy (ton) | Vx (ton) | Vy (ton) |
|-------|-----|------------|------------|--------|--------|---------------|---------------|-------------------|-------------------|-----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| 1 | 1 | 363.78 | | | -7.00 | -2,546.46 | | 17,825.22 | | 33.89 | | 2.38 | | 36.27 | |
| | 3 | 68.44 | | | 0.00 | 0.00 | | 0.00 | | 6.38 | | - | | 6.38 | |
| | 5 | 363.78 | | | 7.00 | 2,546.46 | | 17,825.22 | | 33.89 | | 2.38 | | 36.27 | |
| | A | | 310.34 | -9.05 | | | 2,808.58 | | 25,417.62 | | 32.24 | | 2.82 | | 35.06 |
| | B | | 46.63 | -3.05 | | | -142.22 | | 433.78 | | 4.84 | | 0.14 | | 4.99 |
| | C | | 46.63 | 3.05 | | | 142.22 | | 433.78 | | 4.84 | | 0.14 | | 4.99 |
| | D | | 310.34 | 9.05 | | | 2,808.58 | | 25,417.62 | | 32.24 | | 2.82 | | 35.06 |
| | | | 796.00 | 713.94 | | | | | 35,650.44 | 51,702.79 | | | | | |
| | | | | | | | | | 87,353.23 | | | | | | |

❖ Resumen de cargas laterales

Tabla 4.2.18 Resumen de cargas laterales

| Cargas Laterales | | | |
|------------------|----------|----------|----------|
| Eje | F3 (Ton) | F2 (Ton) | F1 (Ton) |
| A | 11.71 | 14.18 | 9.16 |
| B | 4.17 | 1.77 | (0.95) |
| C | 4.17 | 1.77 | (0.95) |
| D | 11.71 | 14.18 | 9.16 |
| 1 | 12.91 | 14.72 | 8.64 |
| 3 | 5.56 | 2.11 | (1.29) |
| 5 | 12.91 | 14.72 | 8.64 |

DETALLADO DE CARGAS EN LOS EJES

A continuación se detallan los diagramas de cargas por ejes y por tipo de carga a la que son expuestos los marcos con sistema dual conforme al análisis que se esta realizando:

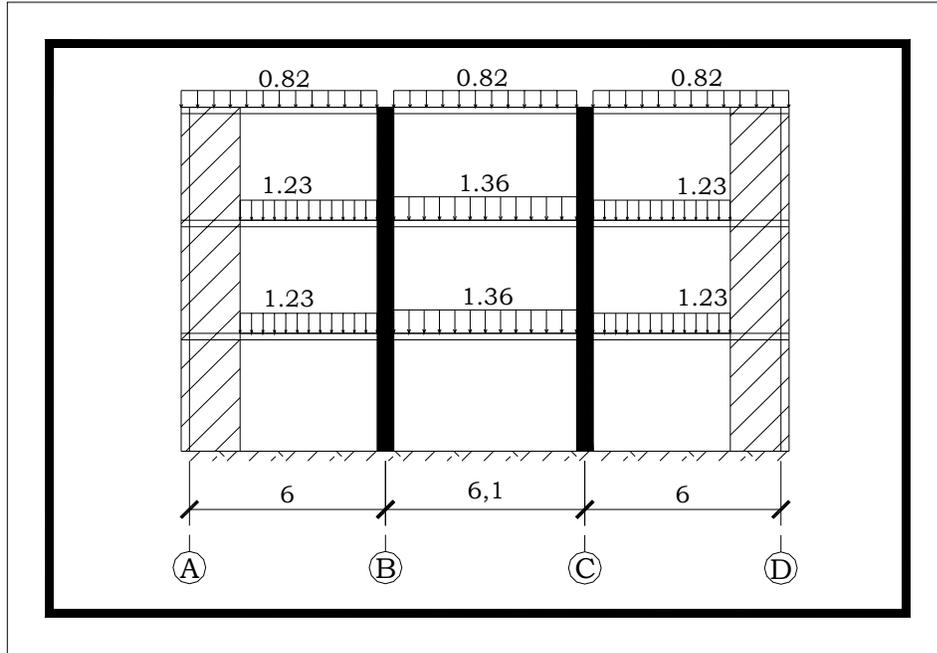


Figura 4.2.8 Distribución de cargas muertas ejes 1 y 5

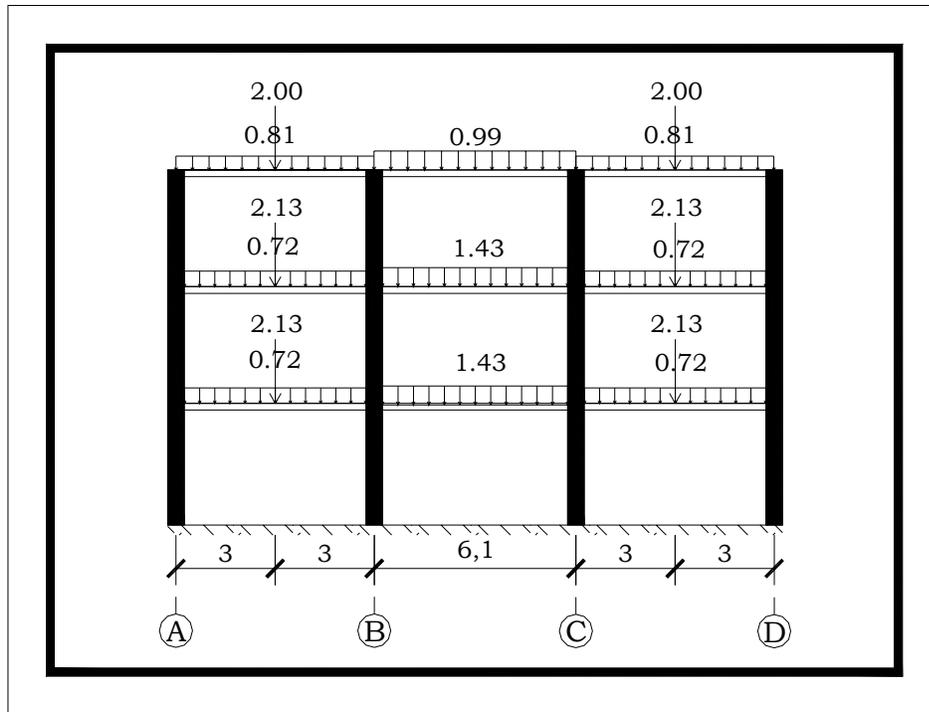


Figura 4.2.9 Distribución de cargas muertas eje 3

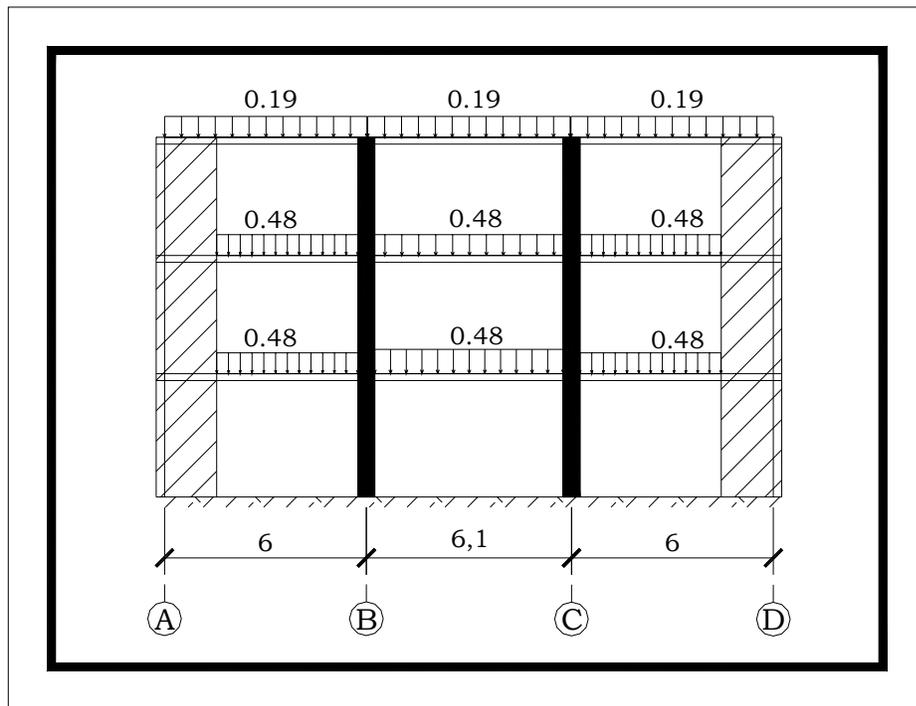


Figura 4.2.10 Distribución de cargas vivas ejes 1 y 5

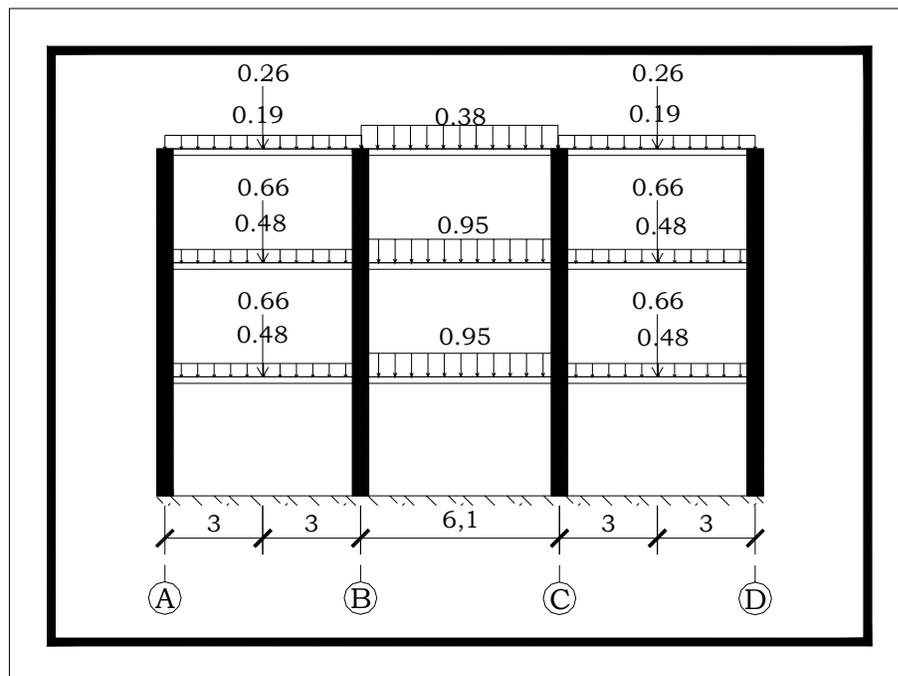


Figura 4.2.11 Distribución de cargas vivas eje 3

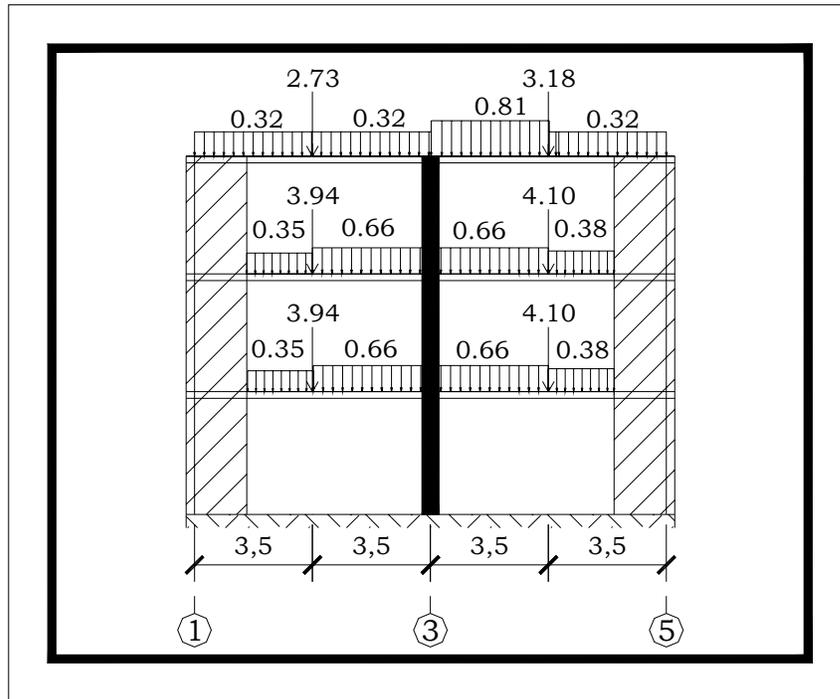


Figura 4.2.12 Distribución de cargas muertas ejes A y D

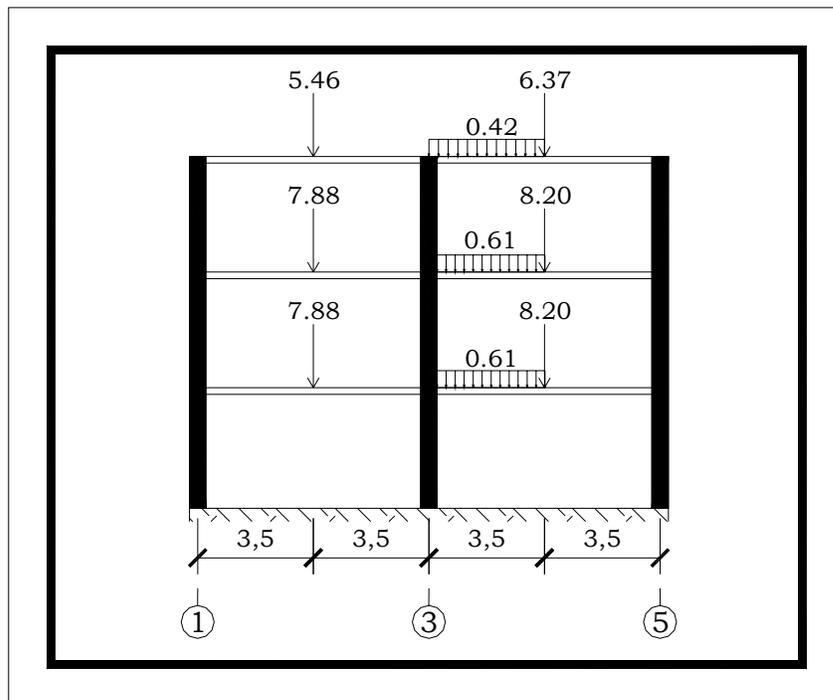


Figura 4.2.13 Distribución de cargas muertas ejes B y C

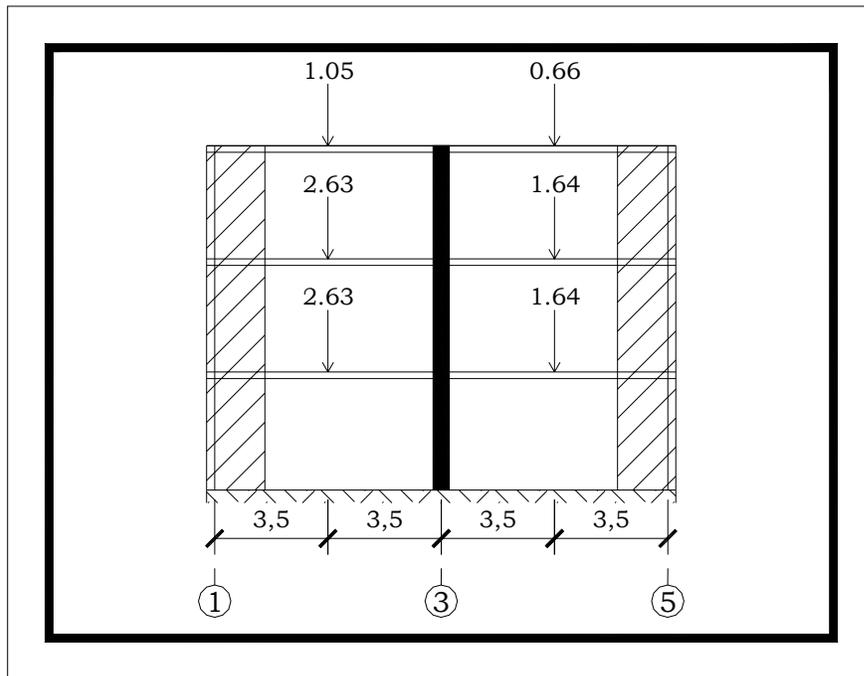


Figura 4.2.14 Distribución de cargas vivas ejes A y D

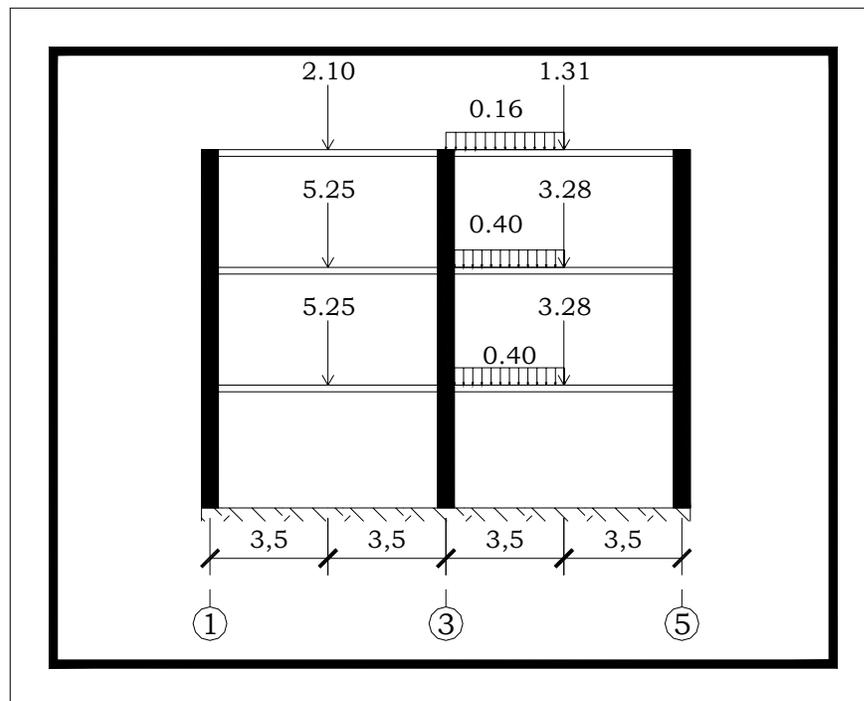


Figura 4.2.15 Distribución de cargas vivas ejes B y C

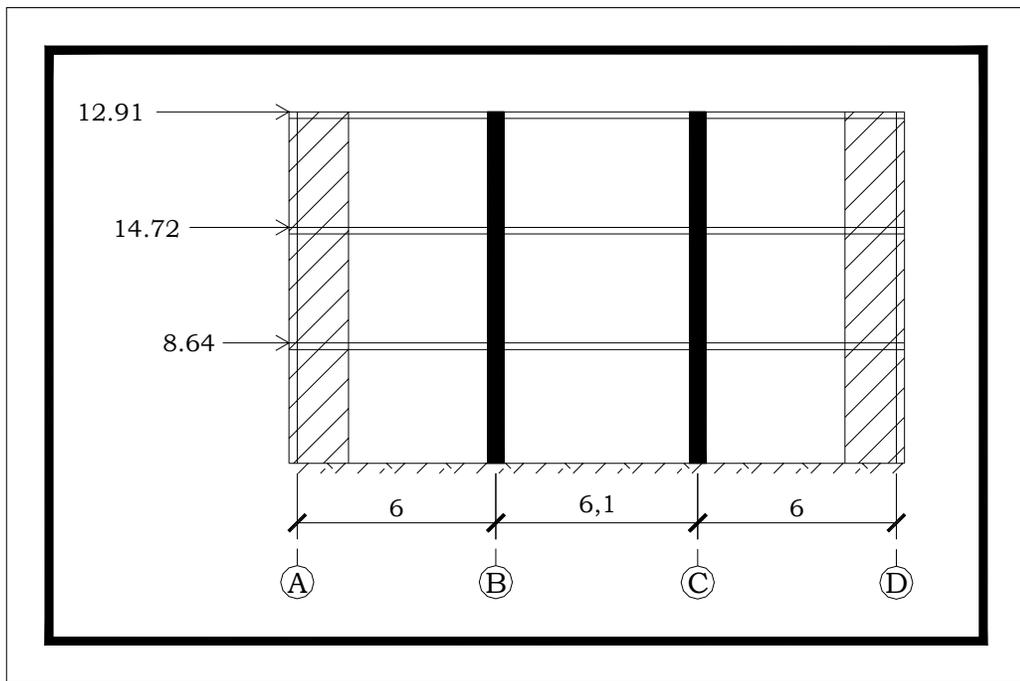


Figura 4.2.16 Distribución de cargas sísmicas ejes 1 y 5

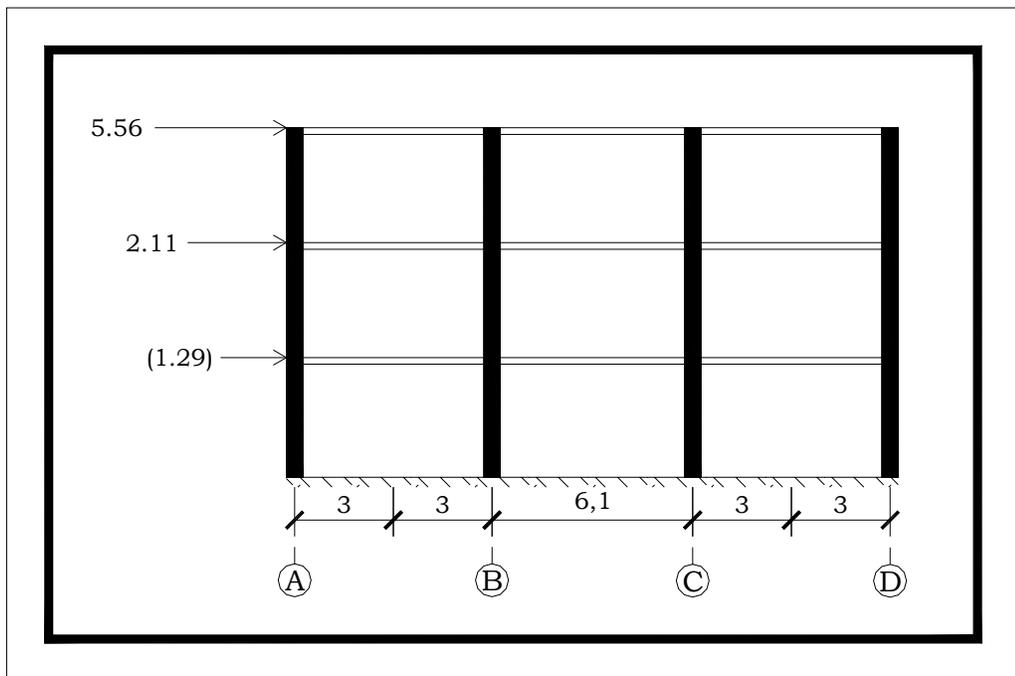


Figura 4.2.17 Distribución de cargas sísmicas eje 3

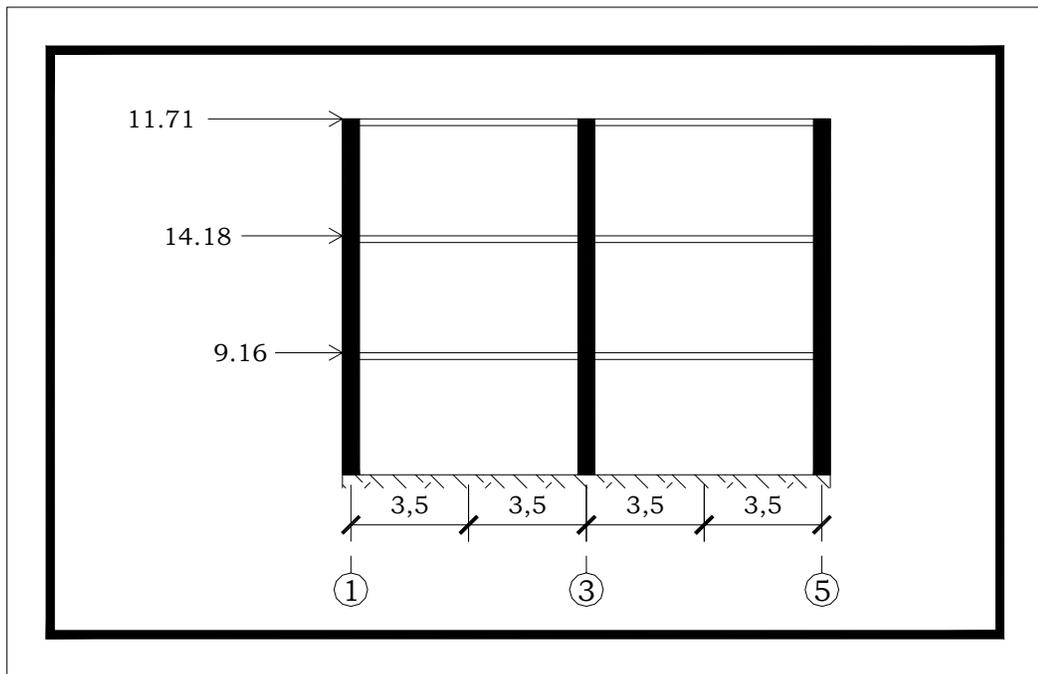


Figura 4.2.18 Distribución de cargas sísmicas ejes A y D

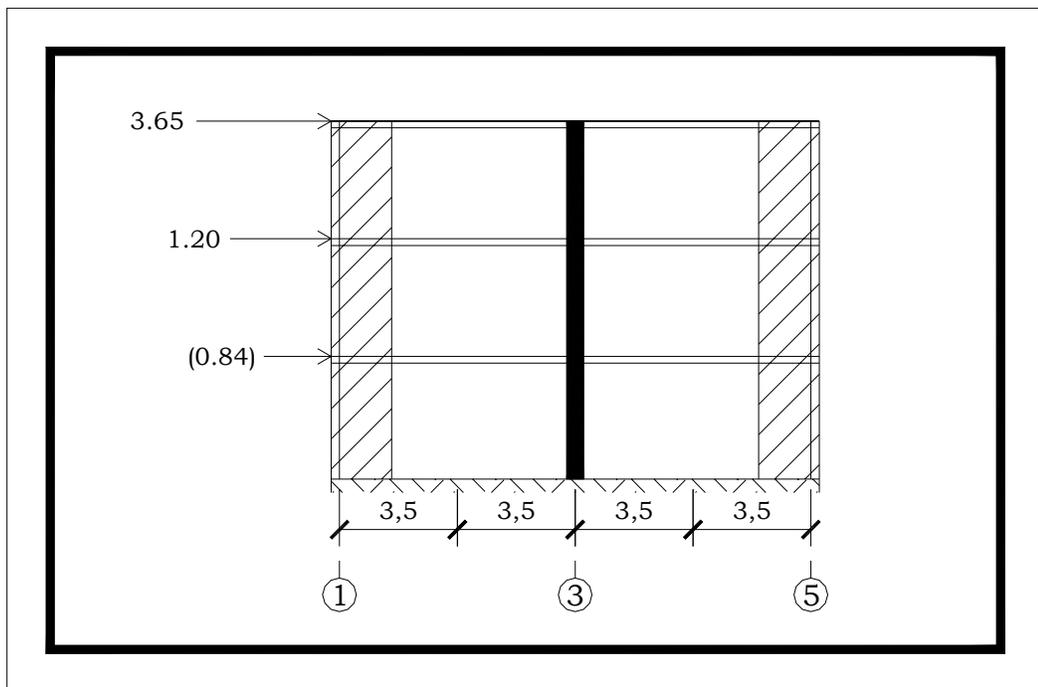


Figura 4.2.19 Distribución de cargas sísmicas ejes B y C

e) Resultados obtenidos

Para el desarrollo del presente literal se analizarán 3 vigas y 3 columnas las cuales han sido seleccionadas de forma aleatoria, como resultado de la selección se tienen las vigas ubicadas en el eje B entre ejes 3 y 5; en eje 1 entre ejes B y C; y la viga del eje A entre ejes 1 y 3, asimismo las columnas a escogidas son la columna A3 ubicada en el tercer nivel; la B3 ubicada en el segundo nivel y la B5 ubicada en el primer nivel.

El análisis se realizara utilizando las mismas hojas de calculo que se mencionaron en la sección anterior.

El peso debido a carga muerta ronda por el 82.26% del peso total de la estructura y la carga viva queda conformada por el 17.74% restante, quedando así establecida una relación para el valor de los coeficiente de amplificación correspondientes a la carga gravitatoria como se presenta a continuación.

$$G1 = 1.4 \times 0.8226 + 1.7 \times 0.1774$$

$$G1 = 1.4532 \approx 1.45$$

$$G2 = 0.75(1.4 \times 0.8226 + 1.7 \times 0.1774)$$

$$G2 = 1.089915 \approx 1.09$$

$$G3 = 0.9 \times 0.8226$$

$$G3 = 0.74034 \approx 0.74$$

$$Sismo = 1.40$$

Viga eje 3 entre ejes C y D tercer nivel.

A continuación se describen los valores de entrada necesarios para las hojas de cálculo de envolventes de vigas.

Tabla 4.2.19 Datos de secciones, cargas y momentos a ingresar en hoja de cálculo para el cálculo de la viga

| Sección | b (cm) | h (cm) | L (cm) |
|-----------------------|----------------------------|-------------------------|---------------------|
| Viga | 30 | 60 | 600 |
| Columna izquierda | 50 | 50 | |
| Columna derecha | 50 | 50 | |
| Carga Tipo | Magnitud (Ton/m) | Ubicación inicial (m) | Ubicación final (m) |
| W (Distribuida) Ton/m | 1.432 | 0 | 6 |
| P (Puntual) Ton | 2.26 | 3 | 3 |
| | Momento | Magnitud (ton-m) | |
| | $M_{G\text{ izq}}$ (ton-m) | 4.754 | |
| | $M_{G\text{ der}}$ (ton-m) | -3.235 | |
| | $M_{S\text{ izq}}$ (ton-m) | -1.729 | |
| | $M_{S\text{ der}}$ (ton-m) | -2.023 | |

Como resultado del uso de la hoja de cálculo se tienen los siguientes valores de momentos determinados por su posición de análisis en la longitud de la viga, dichos datos nos permiten generar la envolvente de la viga para realizar su posterior diseño del refuerzo de la misma.

Tabla 4.2.20 Datos de los momentos de diseño obtenidos para la viga

| Posición en X (m) | 0.25 | 3.00 | 5.75 |
|---------------------------|---------|-------|---------|
| Mu max (-) (Ton.m) | -5.5800 | 5.280 | -4.4600 |
| Mu max (+) (Ton.m) | 0.08 | 11.40 | 1.4900 |

El mismo procedimiento se realizara con las demás vigas, por lo que no será explicado nuevamente.

Viga eje A entre ejes 3 y 5 nivel 1.

A continuación se describen los valores de entrada necesarios para las hojas de cálculo de envolventes de vigas.

Tabla 4.2.23 Datos de secciones, cargas y momentos a ingresar en hoja de cálculo para el cálculo de la viga

| Sección | b (cm) | h (cm) | L (cm) |
|-----------------------|-----------------------|-------------------------|---------------------|
| Viga | 30 | 60 | 610 |
| Columna izquierda | 50 | 50 | |
| Columna derecha | 50 | 50 | |
| Carga Tipo | Magnitud (Ton/m) | Ubicación inicial (m) | Ubicación final (m) |
| W (Distribuida) ton/m | 0.992 | 0 | 5.45 |
| P (Puntual) ton | 5.74 | 3.5 | 3.5 |
| | Momento | Magnitud (ton-m) | |
| | $M_{G_{izq}}$ (ton-m) | 4.027 | |
| | $M_{G_{der}}$ (ton-m) | -6.969 | |
| | $M_{S_{izq}}$ (ton-m) | -4.78 | |
| | $M_{S_{der}}$ (ton-m) | -6.814 | |

Como resultado se tiene:

Tabla 4.2.24 Datos de los momentos de diseño obtenidos para la viga

| Posición en X (m) | 0.25 | 3.50 | 5.45 |
|---------------------------|---------|---------|----------|
| Mu max (-) (Ton.m) | -8.8500 | 0.9800 | -17.1500 |
| Mu max (+) (Ton.m) | 4.1100 | 10.7900 | 4.5800 |

Como se mencionó anteriormente para poder realizar el análisis de una columna es necesario desarrollar el análisis de los dos ejes que interceptan a la misma columna.

Columna A3 ubicada en el tercer nivel.

Para el caso de esta columna fue necesario elaborar el análisis del eje A y del eje 3 individualmente, de donde se obtuvieron los siguientes resultados.

Tabla 4.2.25 Datos de las cargas gravitacionales y sísmicas obtenidas de los ejes que conforman la columna

| DIRECCION | EJE | NUDO | PG (Ton) | VG (Ton) | MG (Ton) | PS (Ton) | VS (Ton) | MS (Ton) |
|-----------|-----|----------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| X | 3 | Superior | -5.150 | -2.260 | 4.478 | 0.680 | 0.990 | -2.193 |
| | | Inferior | -5.150 | -2.260 | -3.419 | 0.680 | 0.990 | 1.259 |
| Y | A | Superior | -7.460 | -0.150 | 0.445 | 0.000 | 4.800 | -9.222 |
| | | Inferior | -7.460 | -0.150 | -0.085 | 0.000 | 4.800 | 7.567 |

Además, a la información presentada anteriormente se tuvo que hacer uso de un artificio para elaborar el cálculo de la columna al usar la hoja de calculo, consistiendo en agregar un sobrepeso a la columna en la parte de análisis para el nudo superior en donde restamos al valor que presenta la carga gravitatoria el peso de la columna dos veces y luego para la parte del nudo inferior agregamos una vez el peso de la columna al valor de la carga gravitatoria.

El motivo que lleva a realizar dicho artificio es que al momento de analizar los marcos independientemente el programa del que hacemos uso para dicho calculo tiende a agregar el valor del peso de la columna para cada análisis y como los hace independientemente agrega el peso de la columna dos veces, para este caso en particular es de dos veces ya que se encuentra en el tercer nivel:

$$\text{Peso Columna} = 0.5 \times 0.5 \times 3.50 \times 2.4 = 2.10 \text{ ton}$$

Haciendo uso de una hoja de cálculo para la determinación del análisis de la columna se obtienen como resultados los siguientes valores:

Tabla 4.2.26 Resultados obtenidos por la hoja de cálculo para la columna

| Valores obtenidos del análisis de la columna A3 | | | | | | |
|--|---------|-----------------|-----------------|----------------|-----------------|-----------------|
| | | Vux(Ton) | Vuy(Ton) | Pu(Ton) | Muy(T.m) | Mux(T.m) |
| Nudo Superior | MAX (+) | 0.9133 | 6.7581 | -7.9286 | 13.5016 | 8.0004 |
| | MIN (-) | -3.8736 | -6.9699 | -18.4700 | -12.8733 | 0.0249 |
| Nudo Inferior | MAX (+) | -0.1796 | 6.7581 | -9.4109 | 10.7608 | -0.6130 |
| | MIN (-) | -3.8736 | -6.9699 | -21.5459 | -10.8808 | -5.5248 |

Columna B3 ubicada en el segundo nivel.

Para el caso de esta columna fue necesario elaborar el análisis del eje B y del eje 3 individualmente, de donde se obtuvieron los siguientes resultados.

Tabla 4.2.27 Datos de las cargas gravitacionales y sísmicas obtenidas de los ejes que conforman la columna

| DIRECCION | EJE | NUDO | PG (Ton) | VG (Ton) | MG (Ton) | PS (Ton) | VS (Ton) | MS (Ton) |
|------------------|------------|-------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| X | 3 | Superior | -28.360 | -0.420 | 0.804 | -0.280 | 2.370 | -4.119 |
| | | Inferior | -28.360 | -0.420 | -0.649 | -0.280 | 2.370 | 4.186 |
| Y | A | Superior | -23.430 | -0.350 | 0.576 | -8.400 | 2.700 | -4.657 |
| | | Inferior | -23.430 | -0.350 | -0.651 | -10.500 | 2.700 | 4.792 |

Peso Columna = $0.5 \times 0.5 \times 3.50 \times 2.4 = 2.10$ ton

Haciendo uso de una hoja de cálculo para la determinación del análisis de la columna se obtienen como resultados los siguientes valores:

Tabla 4.2.28 Resultados obtenidos por la hoja de cálculo para la columna

| Valores obtenidos del análisis de la columna B3 | | | | | | |
|--|---------|-----------------|-----------------|----------------|-----------------|-----------------|
| | | Vux(Ton) | Vuy(Ton) | Pu(Ton) | Muy(T.m) | Mux(T.m) |
| Nudo Superior | MAX (+) | 3.0926 | 3.6139 | -22.6623 | 7.1758 | 6.6704 |
| | MIN (-) | -3.7912 | -4.1780 | -72.7814 | -6.2529 | -5.3227 |
| Nudo Inferior | MAX (+) | 3.0926 | 3.6139 | -21.1487 | 6.3930 | 5.5279 |
| | MIN (-) | -3.7912 | -4.1780 | -75.8720 | -7.4479 | -6.5943 |

Columna B5 ubicada en el primer nivel.

Para el caso de esta columna fue necesario elaborar el análisis del eje B y del eje 5 individualmente, de donde se obtuvieron los siguientes resultados.

Tabla 4.2.29 Datos de las cargas gravitacionales y sísmicas obtenidas de los ejes que conforman la columna

| DIRECCION | EJE | NUDO | PG (Ton) | VG (Ton) | MG (Ton) | PS (Ton) | VS (Ton) | MS (Ton) |
|-----------|-----|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| X | 3 | Superior | -35.320 | -0.430 | 1.061 | -6.750 | 1.840 | -2.708 |
| | | Inferior | -28.360 | -0.420 | -0.509 | -6.750 | 1.840 | 4.002 |
| Y | A | Superior | -17.730 | 1.200 | -2.875 | -11.470 | 1.730 | -1.905 |
| | | Inferior | -17.730 | 1.200 | 1.491 | -13.660 | 1.730 | 4.417 |

Peso Columna = $0.5 \times 0.5 \times 3.65 \times 2.4 = 2.19$ ton

Haciendo uso de una hoja de cálculo para la determinación del análisis de la columna se obtienen como resultados los siguientes valores:

Tabla 4.2.30 Resultados obtenidos por la hoja de cálculo para la columna

| Valores obtenidos del análisis de la columna B5 | | | | | | |
|--|---------|----------|----------|----------|----------|----------|
| | | Vux(Ton) | Vuy(Ton) | Pu(Ton) | Muy(T.m) | Mux(T.m) |
| Nudo Superior | MAX (+) | 2.3277 | 3.7489 | -8.4271 | 0.6948 | 4.9703 |
| | MIN (-) | -3.0576 | -1.6269 | -79.2624 | -5.8348 | -3.1235 |
| Nudo Inferior | MAX (+) | 2.3277 | 3.7489 | -6.8413 | 7.8438 | 5.3636 |
| | MIN (-) | -3.0576 | -1.6269 | -84.7451 | -5.2639 | -6.1820 |

Pared eje 1 entre ejes A y B segundo nivel

Los valores obtenidos del análisis son los siguientes:

Tabla 4.2.31 Valores resultantes para la pared

| PARED EJE 1 ENTRE EJES AB NIVEL 2 | | | | |
|--|-----------------|----------|----------|----------|
| | | P | V2 | M3 |
| max | superior | -6.1209 | 12.8798 | 27.0509 |
| max | inferior | -8.4699 | 12.8798 | 26.2215 |
| min | superior | -14.5210 | -17.6931 | -18.8410 |
| min | inferior | -18.1750 | -17.6931 | -34.8494 |

CAPITULO V: “ANÁLISIS DE EDIFICIOS UTILIZANDO MODELOS TRIDIMENSIONALES”

El análisis de edificios utilizando modelos tridimensionales mediante el uso de programas de computadora para análisis y diseño estructural se encuentra fundamentado en modelos matemáticos de alta complejidad, estos modelos son los que permiten a dichos programas poder llevar a cabo el análisis de las estructuras; dichos modelos son el método matricial y el método de los elementos finitos, ambos métodos se explicaron brevemente en el capítulo II.

En este capítulo se trabajará con dos edificios, uno utilizando un sistema de marcos de concreto reforzado con detallado especial y otro utilizando un sistema dual, de los que se elaboro un análisis de forma manual en el capítulo IV y en este capítulo se realizará el análisis haciendo uso de programas de análisis y diseño de estructuras por computadora; uno de estos programas especializado para el análisis y diseño de edificios es el de ETABS y el otro es SAP2000, un programa de uso más general que el primero, ya que no solo se enfoca en el análisis y diseño de edificios sino también en otros tipos de estructuras como puentes, bóvedas, tanques elevados, entre otros. Ambos programas han sido desarrollados por la Computer and Structures, Inc.

Durante el proceso de análisis de los modelos correspondientes a los edificios en estudio se generaron las siguientes interrogantes:

- a) Como debe de ser cargado el modelo;
- b) Como debe de introducirse el sismo para que afecte a la estructura;
- c) Como hacer que el programa realice el análisis sísmico conforme a la información determinada por la norma técnica de El Salvador.
- d) Como interpretar los resultados que devuelve el programa después del análisis.

Con el fin de dar solución a estas interrogantes se procedió a realizar diferentes pruebas, para un total de 4 pruebas por edificio, de donde se realizaron tres pruebas utilizando ETABS y una prueba con SAP2000, con el fin de llegar a definir cual es la mejor forma de realizar el análisis ó conocer la diferencia que presentan los distintos modelos analizados, adaptando a su vez el análisis a los requerimientos mínimos establecidos por la Norma Técnica para el Diseño Sísmico a dicho análisis.

En el presente capítulo se presentarán los resultados obtenidos de dichas pruebas, las opciones que se estudiaron para ETABS se explican brevemente a continuación:

Se realizaron dos modelos tridimensionales de cada edificio, de forma tal que el mismo programa hiciera uso de su habilidad para distribuir las cargas que se le asignan al área de losa, y asignando el peso de las paredes de bloque directamente en la longitud de las vigas que se encuentran bajo las mismas.

Partiendo de esa información básica el análisis de los modelos se divide de la siguiente forma, el primero evaluara el edificio haciendo uso del código UBC'94 y utilizando combinaciones de cargas creadas de tal forma que sometan a la estructura ante una fuerza lateral de 100% de su valor en un sentido y del 30% de su valor en el otro sentido, ya sea este en la dirección X o Y, se explicaran con mayor detalle más adelante, el segundo evaluara el edificio con el código UBC'94 y haciendo uso de las combinaciones de cargas predeterminadas por el programa, que se encuentran basadas en el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, el uso del código UBC'94 se debe en gran parte a su similitud en muchos aspectos que presenta con la Norma Técnica para Diseño por Sismo de El Salvador, es importante recordar que nuestro código tiene como base el UBC'94 entre otros, debido a eso su similitud se establece que el factor de importancia es una de las variables que permite comparar los valores del cortante basal total calculado con el UBC'94 al determinado por la NTDS y así dejar que el programa lleve a cabo el calculo del análisis sísmico.

En el otro modelo no se hace uso de códigos como el UBC'94 ni de distribución de cargas por unidad de áreas hechas por el programa, por lo que no se utilizaron losas, sin embargo el análisis de la distribución de las losas se elaboro con ayuda de hojas de calculo sencillas y principios básicos de distribución de pesos en losas, cargando las longitudes de las vigas no solo con el peso de las paredes de bloque y ventanas sino que también con el peso debido a losas y sus correspondientes cargas muertas y vivas asignadas a las mismas, además, las fuerzas sísmicas se aplicaron en cuatro puntos que corresponden a las excentricidades del centro de rigidez del edificio, así como el uso de combinaciones de cargas creadas por el diseñador o estudiante, explicada más adelante.

En el caso del programa SAP2000, su uso se complica un poco respecto al programa anterior, ya que es un programa que ha sido diseñado para un uso mas general que el de ETABS, por lo que tiende a ser más elaborado el procedimiento usado en éste para realizar algunas de las operaciones de modelado. Debido a las complicaciones que presenta este programa se trabajará solamente con un modelo de prueba para cada sistema estructural a estudiar mediante el uso de una metodología de modelado similar a la explicada para el tercer modelo usando el programa ETABS.

Para poder evaluar el sismo derivado de la aplicación directa de las fuerzas laterales sobre los centros de rigidez de la estructura con sus correspondientes excentricidades y, gracias a que el programa permite realizar envolventes de los casos de combinaciones de cargas que se le asigne, será necesario hacer uso de unas combinaciones de cargas que serán usadas tanto para los modelos creados en ETABS y SAP2000 como las que se explicarán a continuación.

Primeramente es necesario recordar que para el análisis sísmico es necesario evaluar las cargas introducidas en los marcos mediante los siguientes casos básicos de combinaciones de carga:

$$U1 = 1.4 D$$

$$U2 = 1.4 D + 1.7 L$$

$$U3 = 0.75 (1.4 D + 1.7 L) \pm 1.405 E$$

$$U4 = 0.9 D \pm 1.43 E$$

En este caso particular, para que el programa elabore la evaluación sísmica de forma similar al análisis manual se aplicarán cuatro tipos de sismos, a los que llamaremos sismo A, sismo B, sismo C y Sismo D, los mismos se encuentran aplicados tanto en la dirección X como Y, como se muestra a continuación:

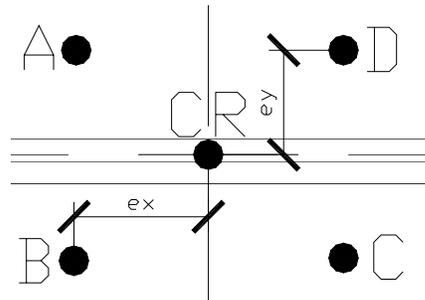


Figura 5.1 Distribución de los puntos correspondientes al centro de rigidez con excentricidades

Tabla 5.1 Coordenadas de los Sismos a Aplicar

| SISMO | Coordenada X | Coordenada Y |
|-------|------------------|------------------|
| A | $CM_x - 0.05L_x$ | $CM_y + 0.05L_y$ |
| B | $CM_x - 0.05L_x$ | $CM_y - 0.05L_y$ |
| C | $CM_x + 0.05L_x$ | $CM_y - 0.05L_y$ |
| D | $CM_x + 0.05L_x$ | $CM_y + 0.05L_y$ |

Donde;

- CM_x Coordenada en X del centro de masa
- CM_y Coordenada en Y del centro de masa
- L_x Longitud mayor del edificio en el eje X
- L_y Longitud mayor del edificio en el eje Y

La magnitud de los sismos A, B, C y D será determinada por el valor de la fuerza sísmica aplicada a cada nivel; asimismo, cada sismo se evaluará para una magnitud que contenga un 100% del valor de la fuerza sísmica en X y un 30% en Y, así como el caso

contrario, es decir 100% en Y y 30% en X, por lo que el análisis de las combinaciones de carga para cada uno de los casos queda conformado de la siguiente manera:

$$U1 = 1.4 D$$

$$U2 = 1.4 D + 1.7 L$$

$$UA3 = 0.75 (1.4 D + 1.7 L) + 1.405 (EA_x + 0.30EA_y)$$

$$UA4 = 0.75 (1.4 D + 1.7 L) + 1.405 (EA_x - 0.30EA_y)$$

$$UA5 = 0.75 (1.4 D + 1.7 L) - 1.405 (EA_x + 0.30EA_y)$$

$$UA6 = 0.75 (1.4 D + 1.7 L) - 1.405 (EA_x - 0.30EA_y)$$

$$UA7 = 0.9 D + 1.43 (EA_x + 0.30EA_y)$$

$$UA8 = 0.9 D + 1.43 (EA_x - 0.30EA_y)$$

$$UA9 = 0.9 D - 1.43 (EA_x + 0.30EA_y)$$

$$UA10 = 0.9 D - 1.43 (EA_x - 0.30EA_y)$$

$$UA11 = 0.75 (1.4 D + 1.7 L) + 1.405 (EA_y + 0.30EA_x)$$

$$UA12 = 0.75 (1.4 D + 1.7 L) + 1.405 (EA_y - 0.30EA_x)$$

$$UA13 = 0.75 (1.4 D + 1.7 L) - 1.405 (EA_y + 0.30EA_x)$$

$$UA14 = 0.75 (1.4 D + 1.7 L) - 1.405 (EA_y - 0.30EA_x)$$

$$UA15 = 0.9 D + 1.43 (EA_y + 0.30EA_x)$$

$$UA16 = 0.9 D + 1.43 (EA_y - 0.30EA_x)$$

$$UA17 = 0.9 D - 1.43 (EA_y + 0.30EA_x)$$

$$UA18 = 0.9 D - 1.43 (EA_y - 0.30EA_x)$$

donde,

D = Carga muerta

L = Carga viva

EA_x = Sismo A en la dirección X

EA_y = Sismo A en la dirección Y

El planteamiento de las combinaciones de cargas se formulará de igual forma para los otros sismos, llegando a ser estas un total de 66 combinaciones de carga incluyendo las combinaciones creadas para realizar el análisis de las envolventes para todo el edificio,

la explicación de donde es que se debe realizar la inserción de estas combinaciones de cargas en el programa se detallará con mayor profundidad en el Capítulo VI.

Con estos puntos que se han explicado anteriormente se pasa a revisar los resultados obtenidos de los análisis realizados haciendo uso de los programas de computadora.

5.1 ANÁLISIS DEL EDIFICIO CON EL SISTEMA DE MARCOS CON NUDOS RÍGIDOS USANDO ETABS.

Para el desarrollo del análisis de este edificio fue necesario llevar a cabo un cargado de los marcos del modelado 3D como se muestra en las siguientes figuras:

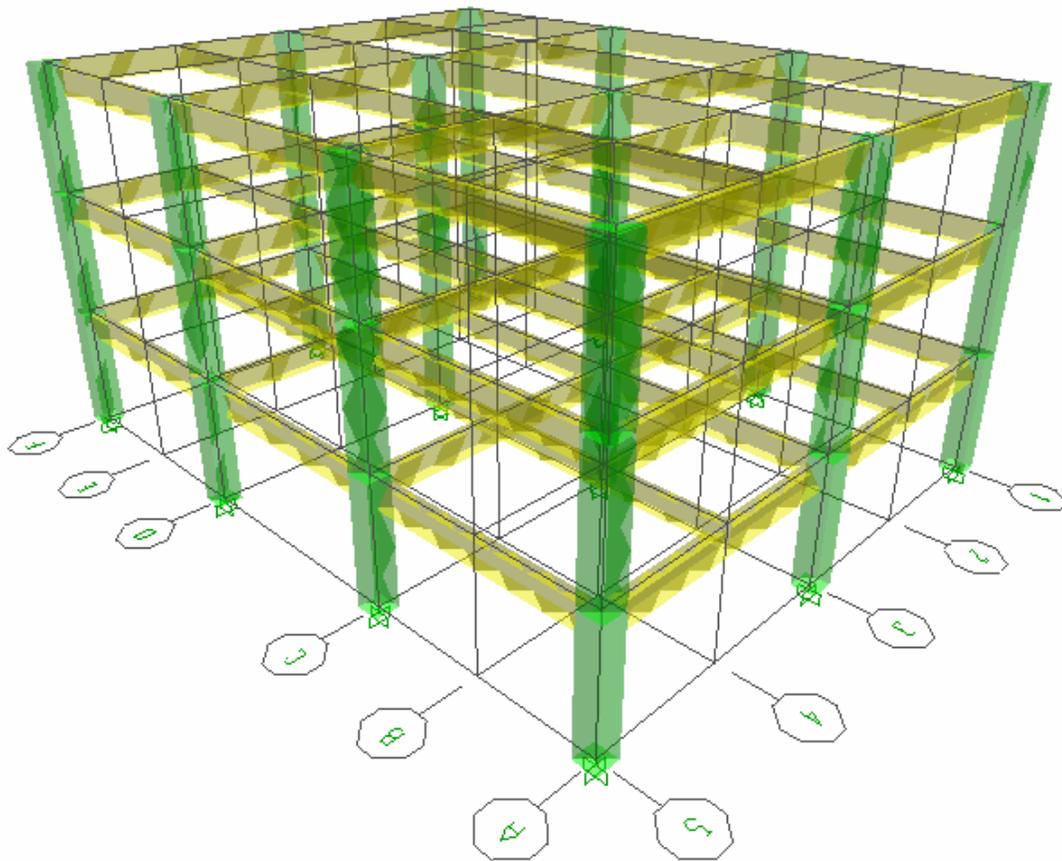


Figura 5.1.1 Vista tridimensional del edificio con un sistema de marcos a analizar

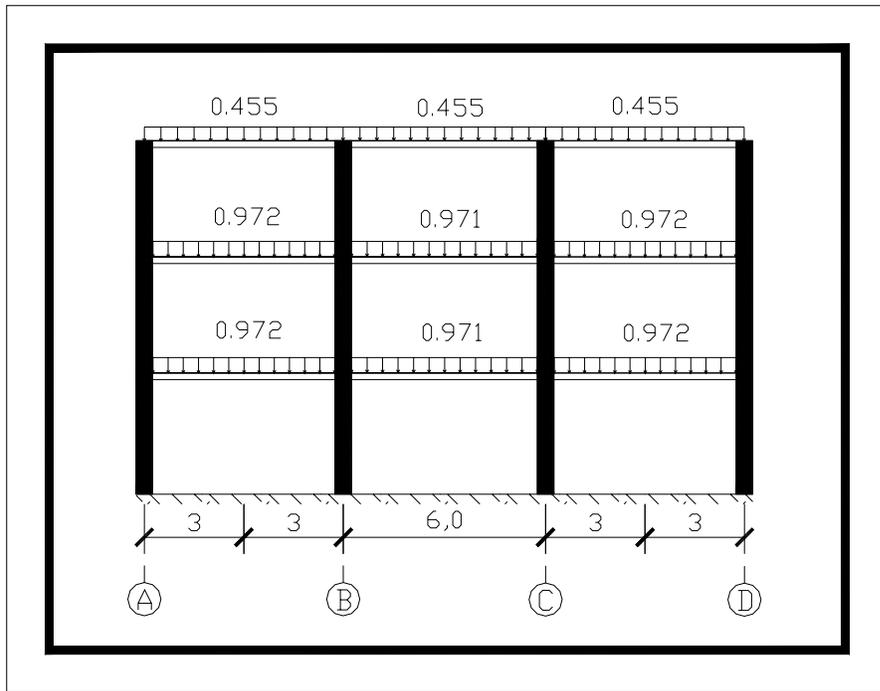


Figura 5.1.2 Distribución de carga muerta para eje 1

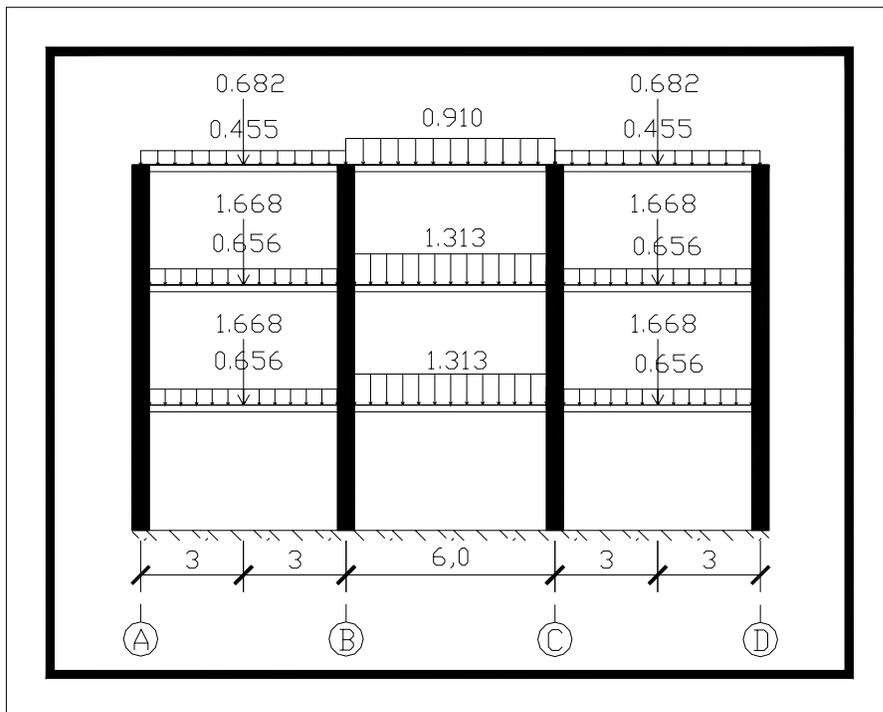


Figura 5.1.3 Distribución de carga muerta para eje 3

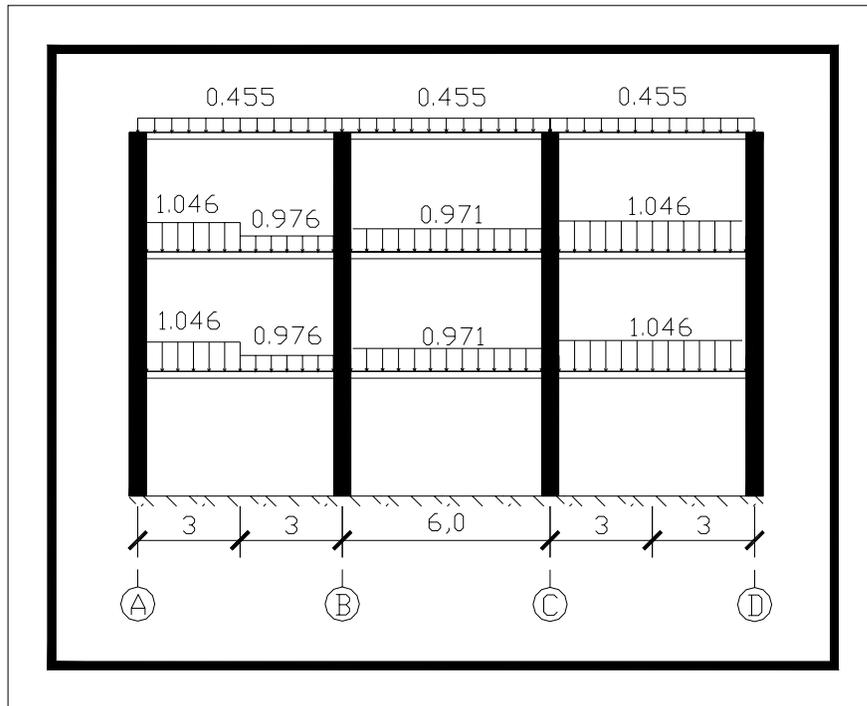


Figura 5.1.4 Distribución de carga muerta para eje 5

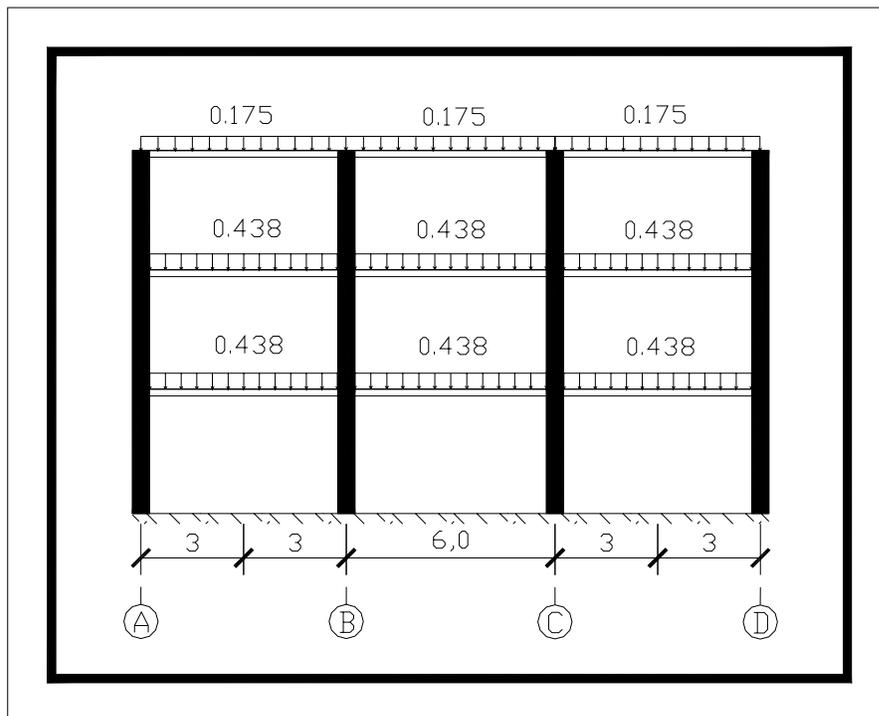


Figura 5.1.5 Distribución de carga viva para eje 1

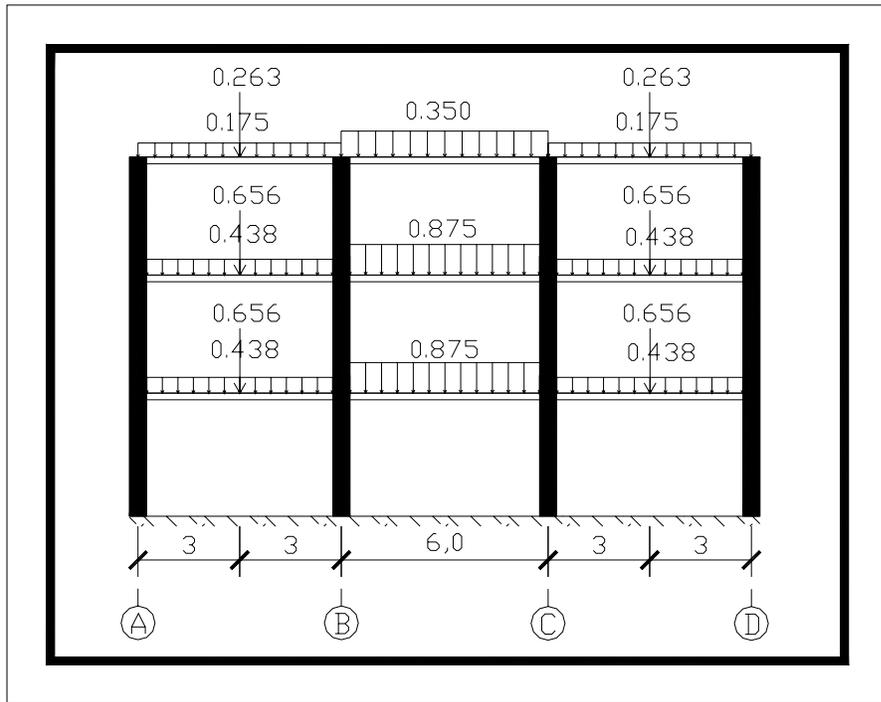


Figura 5.1.6 Distribución de carga vivas para eje 3

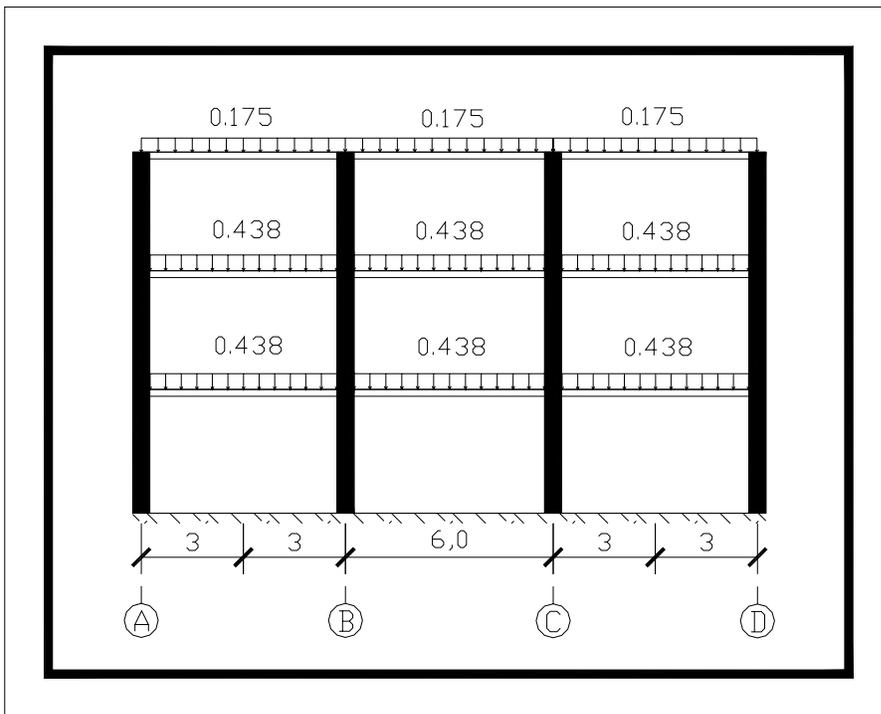


Figura 5.1.7 Distribución de carga vivas para eje 5

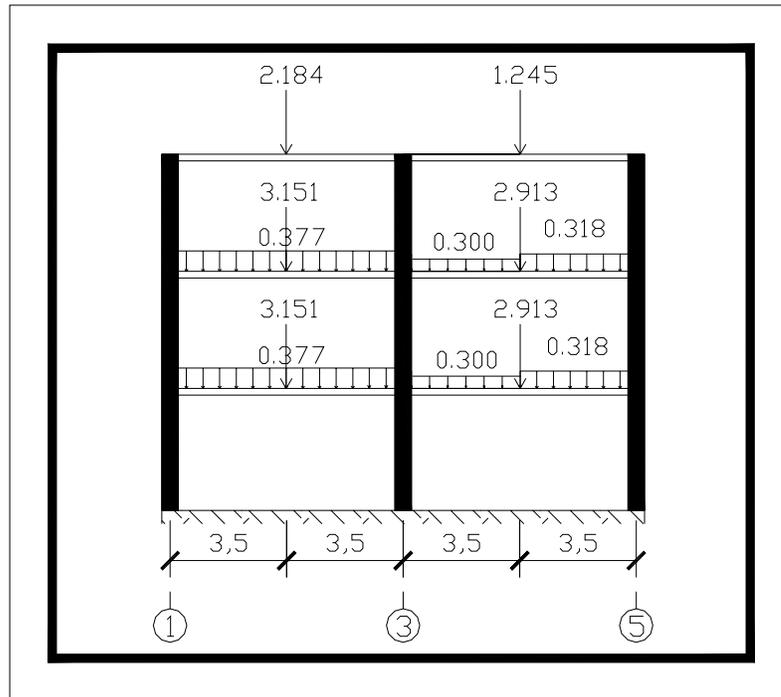


Figura 5.1.8 Distribución de carga muerta para ejes A y F

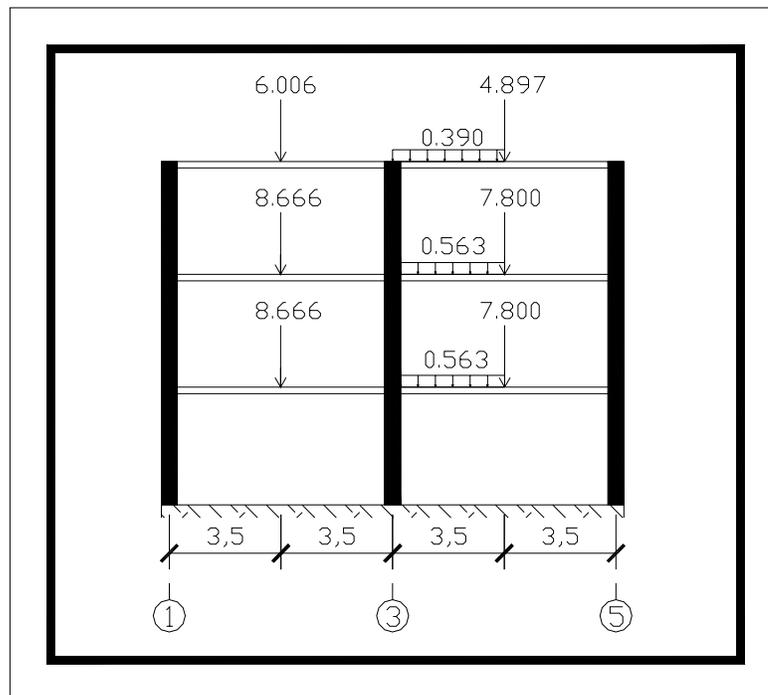


Figura 5.1.9 Distribución de carga muerta para ejes C y D

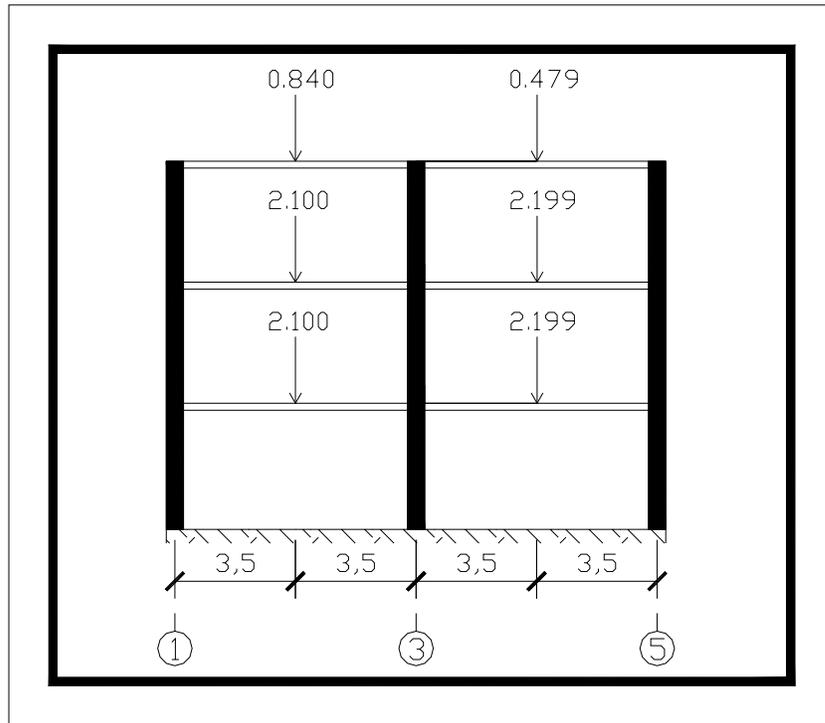


Figura 5.1.10 Distribución de carga vivas para ejes A y F

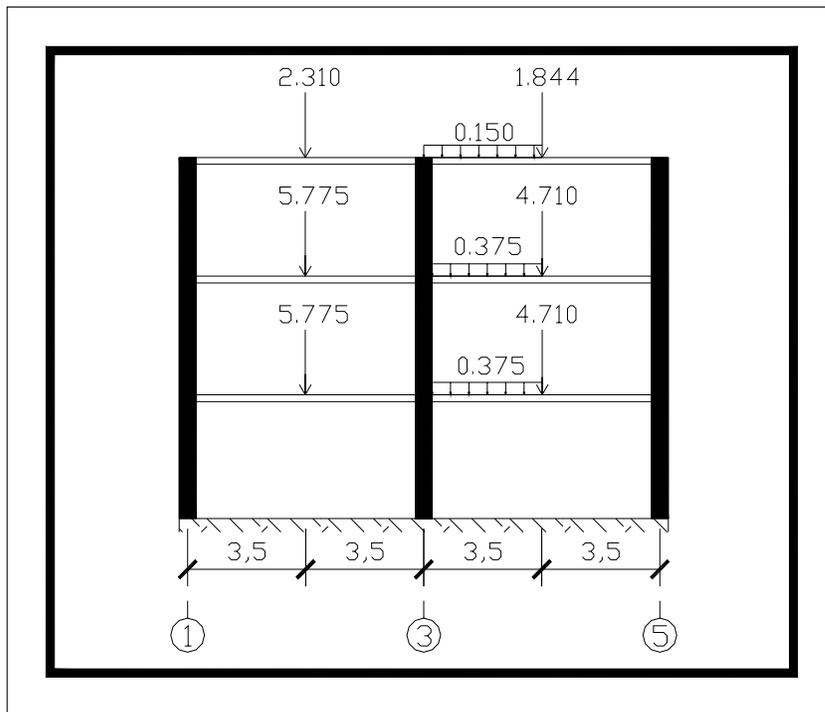


Figura 5.1.11 Distribución de carga vivas para ejes C y D

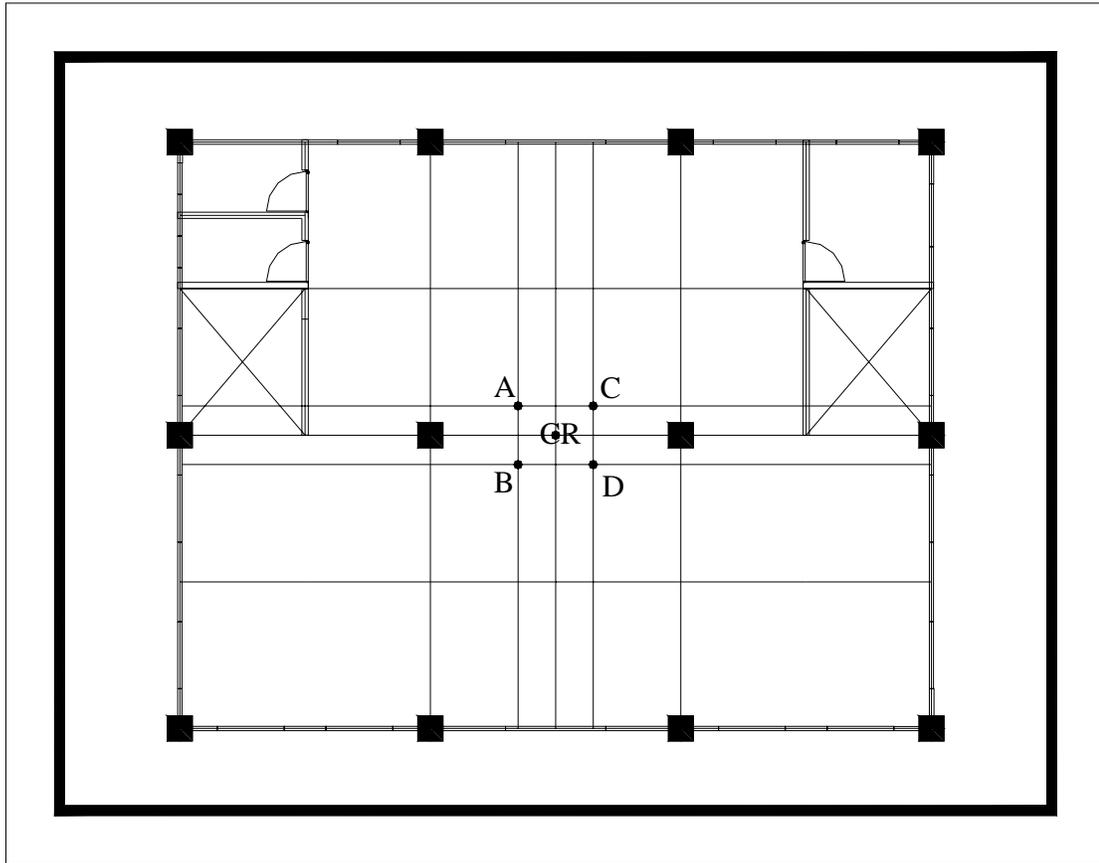


Figura 5.1.12 Distribución del cortante basal aplicado en el entrepiso del edificio

Para la definición de la ubicación del centro de rigidez, CR, de la estructura fue necesario correr el modelo por primera vez sin cargas dentro del programa, obteniendo como resultados los valores expuestos en la siguiente tabla:

Tabla 5.1.1 Ubicación de los centros de rigidez de los entrepisos

| Nivel | X(m) | Y(m) |
|-------|------|-------|
| 3 | 9.00 | 7.051 |
| 2 | 9.00 | 7.041 |
| 1 | 9.00 | 7.041 |

Quedando así establecidas las excentricidades como se presenta en la siguiente tabla

Tabla 5.1.2 Ubicación de las excentricidades por entrepiso

| NIVEL | SISMO | UBICACIÓN | |
|---------------|-------|-----------|-------|
| | | X (m) | Y (m) |
| TERCER NIVEL | A | 8.100 | 7.751 |
| | B | 8.100 | 6.351 |
| | C | 9.900 | 6.351 |
| | D | 9.900 | 7.751 |
| SEGUNDO NIVEL | A | 8.100 | 7.741 |
| | B | 8.100 | 6.341 |
| | C | 9.900 | 6.341 |
| | D | 9.900 | 7.741 |
| PRIMER NIVEL | A | 8.100 | 7.741 |
| | B | 8.100 | 6.341 |
| | C | 9.900 | 6.341 |
| | D | 9.900 | 7.741 |

Definido lo anterior y realizando el modelo conforme a como se encuentra explicado en el capítulo III, se procedió a revisar los resultados de 3 vigas y 3 columnas escogidas al azar, lo cual se hizo también en el capítulo anterior para este mismo edificio, por lo tanto para poder llevar a cabo una comparación de resultados se revisarán las mismas vigas y las mismas columnas que se analizaron en el capítulo anterior.

Viga eje 1, entre ejes A y C, ubicada en el primer nivel.

Tabla 5.1.3 Resultados obtenidos con Etabs para la viga

| | | | |
|-------------------|---------|-------|---------|
| Posición en X (m) | 0.30 | 3.00 | 5.70 |
| Mu max (-) ton.m | -12.542 | 1.452 | -12.735 |
| Mu max (+) ton.m | 6.582 | 4.293 | 5.623 |

Viga eje 3, entre ejes D y F, ubicada en el tercer nivel.

Tabla 5.1.4 Resultados obtenidos con Etabs para la viga

| | | | |
|-------------------|--------|-------|-------|
| Posición en X (m) | 0.30 | 3.00 | 5.70 |
| Mu max (-) ton.m | -7.278 | 2.303 | -7.18 |
| Mu max (+) ton.m | 1.145 | 4.923 | 1.94 |

Viga eje D, entre ejes 1 y 3, ubicada en el segundo nivel.

Tabla 5.1.5 Resultados obtenidos con Etabs para la viga

| Posición en X (m) | 0.30 | 3.50 | 6.70 |
|-------------------|---------|--------|---------|
| Mu max (-) ton.m | -21.335 | 8.816 | -22.645 |
| Mu max (+) ton.m | -0.983 | 22.368 | -0.243 |

Columna A-1, ubicada en el primer nivel

Tabla 5.1.6 Resultados obtenidos con Etabs para la columna

| Valores obtenidos del análisis de la columna A-1 | | | | | | | | | | |
|--|-----------|-------|-----------|-------|----------|---------|------------|--------|-------------|--------|
| Nudo | Vux (Ton) | | Vuy (Ton) | | Pu (Ton) | | Mux(Ton-m) | | Muy (Ton-m) | |
| Superior | -7.890 | 5.930 | -8.550 | 5.880 | -50.480 | -16.790 | -0.522 | 6.973 | -2.258 | 6.833 |
| Inferior | -7.890 | 5.930 | -8.550 | 5.880 | -54.360 | -19.280 | -20.412 | 18.336 | -18.404 | 16.704 |

Columna C-5, ubicada en el segundo nivel

Tabla 5.1.7 Resultados obtenidos con Etabs para la columna

| Valores obtenidos del análisis de la columna A-1 | | | | | | | | | | |
|--|-----------|-------|-----------|--------|----------|---------|------------|--------|-------------|--------|
| Nudo | Vux (Ton) | | Vuy (Ton) | | Pu (Ton) | | Mux(Ton-m) | | Muy (Ton-m) | |
| Superior | -7.360 | 7.400 | -2.030 | 10.170 | -51.400 | -20.920 | -16.468 | 4.399 | -12.471 | 12.408 |
| Inferior | -7.360 | 7.400 | -2.030 | 10.170 | -55.280 | -23.410 | -2.109 | 16.076 | -11.134 | 11.202 |

Columna D-3, ubicada en el tercer nivel

Tabla 5.1.8 Resultados obtenidos con Etabs para la columna

| Valores obtenidos del análisis de la columna A-1 | | | | | | | | | | |
|--|-----------|-------|-----------|-------|----------|---------|------------|--------|-------------|-------|
| Nudo | Vux (Ton) | | Vuy (Ton) | | Pu (Ton) | | Mux(Ton-m) | | Muy (Ton-m) | |
| Superior | -4.100 | 3.860 | -4.900 | 4.560 | -33.700 | -16.930 | -10.194 | 10.579 | -8.295 | 8.736 |
| Inferior | -4.100 | 3.860 | -4.900 | 4.560 | -37.650 | -19.420 | -5.121 | 4.398 | -4.379 | 4.069 |

5.2 ANÁLISIS DEL EDIFICIO CON EL SISTEMA DE MARCOS CON NUDOS RÍGIDOS USANDO SAP2000.

Para el desarrollo del análisis de este edificio fue necesario llevar a cabo un cargado de los marcos del modelado 3D como se mostró en la sección 5.1, por lo que en esta sección solo revisaremos los resultados obtenidos haciendo uso de SAP2000.

Viga eje 1, entre ejes A y C, ubicada en el primer nivel.

Tabla 5.2.1 Resultados obtenidos con SAP2000 para la viga

| | | | |
|--------------------------|--------|------|--------|
| Posición en X (m) | 0.30 | 3.00 | 5.70 |
| Mu max (-) Ton.m | -12.85 | 1.76 | -13.02 |
| Mu max (+)Ton.m | 6.9 | 4.37 | 5.92 |

Viga eje 3, entre ejes D y F, ubicada en el tercer nivel.

Tabla 5.2.2 Resultados obtenidos con SAP2000 para la viga

| | | | |
|--------------------------|-------|------|-------|
| Posición en X (m) | 0.30 | 3.00 | 5.70 |
| Mu max (-)Ton.m | -7.31 | 2.31 | -7.15 |
| Mu max (+)Ton.m | 1.07 | 4.88 | 1.92 |

Viga eje D, entre ejes 1 y 3, ubicada en el segundo nivel.

Tabla 5.2.3 Resultados obtenidos con SAP2000 para la viga

| | | | |
|--------------------------|--------|-------|--------|
| Posición en X (m) | 0.30 | 3.50 | 6.70 |
| Mu max (-)Ton.m | -21.47 | 8.81 | -22.79 |
| Mu max (+)Ton.m | 1.07 | 22.42 | -0.133 |

Columna A-1, ubicada en el primer nivel

Tabla 5.2.4 Resultados obtenidos con SAP2000 para la columna

| Valores obtenidos del análisis de la columna A-1 | | | | | | | | | | |
|---|------------------|------|------------------|-----|-----------------|--------|-------------------|-------|--------------------|-------|
| Nudo | Vux (Ton) | | Vuy (Ton) | | Pu (Ton) | | Mux(Ton-m) | | Muy (Ton-m) | |
| Superior | -8.32 | 6.23 | -9.05 | 6.4 | -50.49 | -16.58 | -0.966 | 7.41 | -2.49 | 7.3 |
| Inferior | -8.32 | 6.23 | -9.05 | 6.4 | -54.36 | -19.07 | -21.6 | 19.55 | -19.34 | 17.43 |

Columna C-5, ubicada en el segundo nivel

Tabla 5.2.5 Resultados obtenidos con SAP2000 para la columna

| Valores obtenidos del análisis de la columna A-1 | | | | | | | | | | |
|---|------------------|------|------------------|-------|-----------------|--------|-------------------|-------|--------------------|-------|
| Nudo | Vux (Ton) | | Vuy (Ton) | | Pu (Ton) | | Mux(Ton-m) | | Muy (Ton-m) | |
| Superior | -7.52 | 7.66 | -2.03 | 10.32 | -51.71 | -21.1 | -16.88 | -4.56 | -12.99 | 12.8 |
| Inferior | -7.52 | 7.66 | -2.03 | 10.32 | -55.28 | -23.59 | -1.92 | 16.14 | -11.26 | 11.51 |

Columna D-3, ubicada en el tercer nivel

Tabla 5.2.6 Resultados obtenidos con SAP2000 para la columna

| Valores obtenidos del análisis de la columna A-1 | | | | | | | | | | |
|--|-----------|------|-----------|------|----------|--------|------------|-------|-------------|------|
| Nudo | Vux (Ton) | | Vuy (Ton) | | Pu (Ton) | | Mux(Ton-m) | | Muy (Ton-m) | |
| Superior | -3.88 | 4.07 | -4.85 | 4.51 | -34.11 | -17.15 | -10.18 | 10.56 | -8.84 | 8.48 |
| Inferior | -3.88 | 4.07 | -4.85 | 4.51 | -37.98 | -19.64 | -4.97 | 4.25 | -3.93 | 4.19 |

5.3 ANÁLISIS DEL EDIFICIO CON EL SISTEMA DUAL USANDO ETABS.

Para el desarrollo del análisis de este edificio fue necesario llevar a cabo un cargado de los marcos del modelado 3D como se muestra en las siguientes figuras:

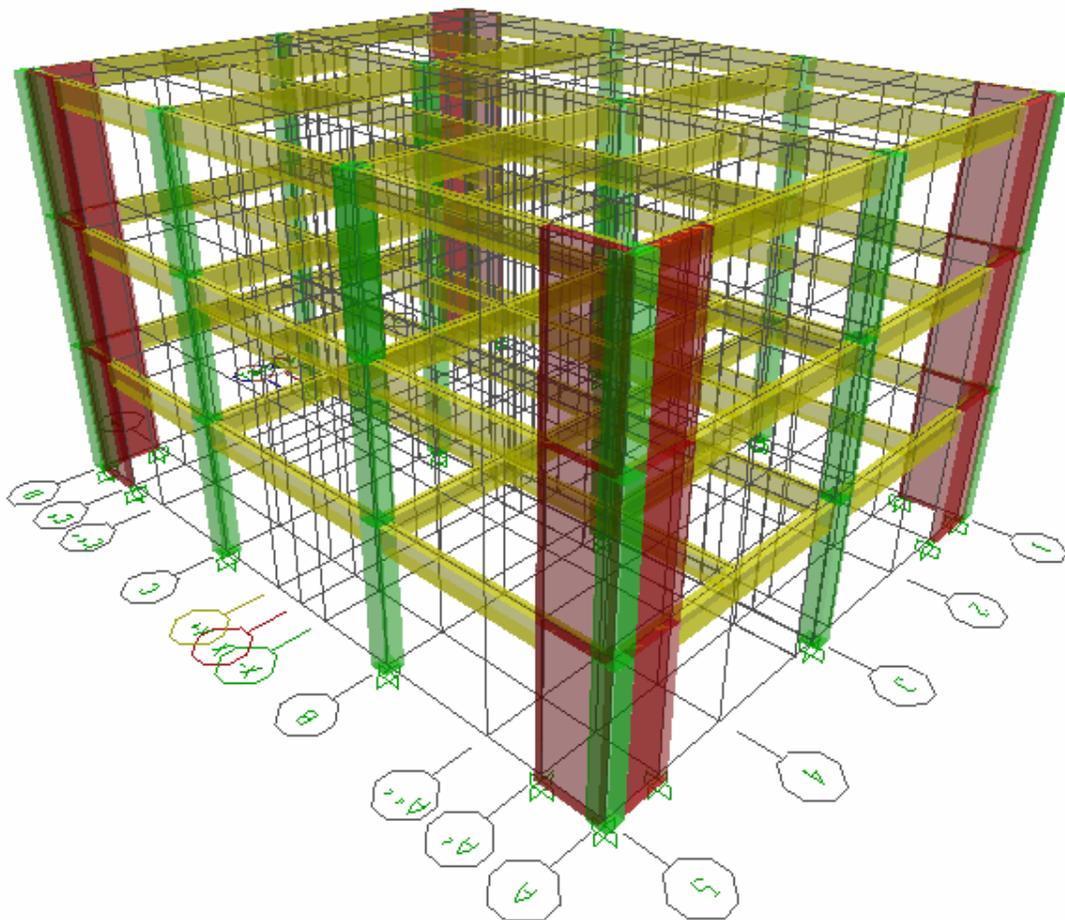


Figura 5.3.1 Vista tridimensional del edificio con un sistema dual a analizar

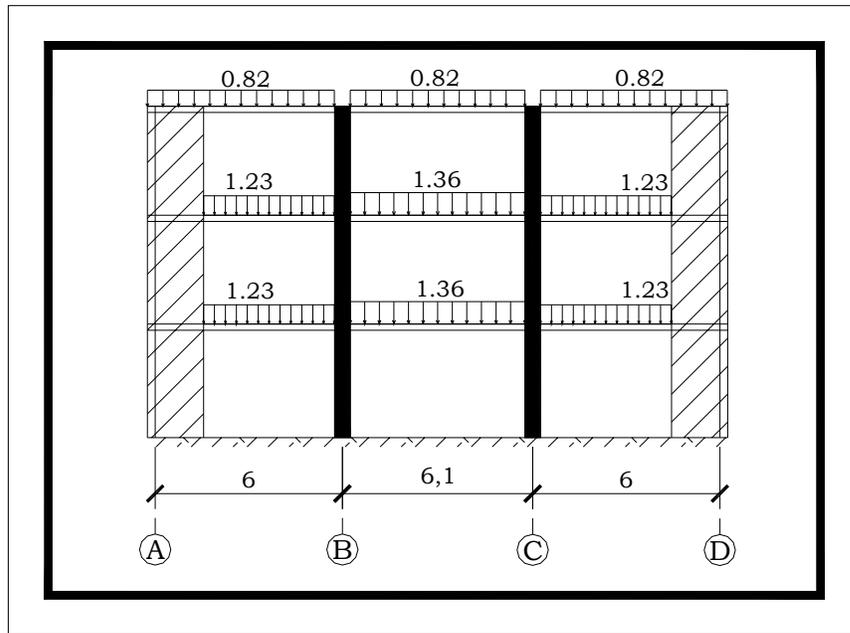


Figura 5.3.2 Distribución de carga muerta para ejes 1 y 5

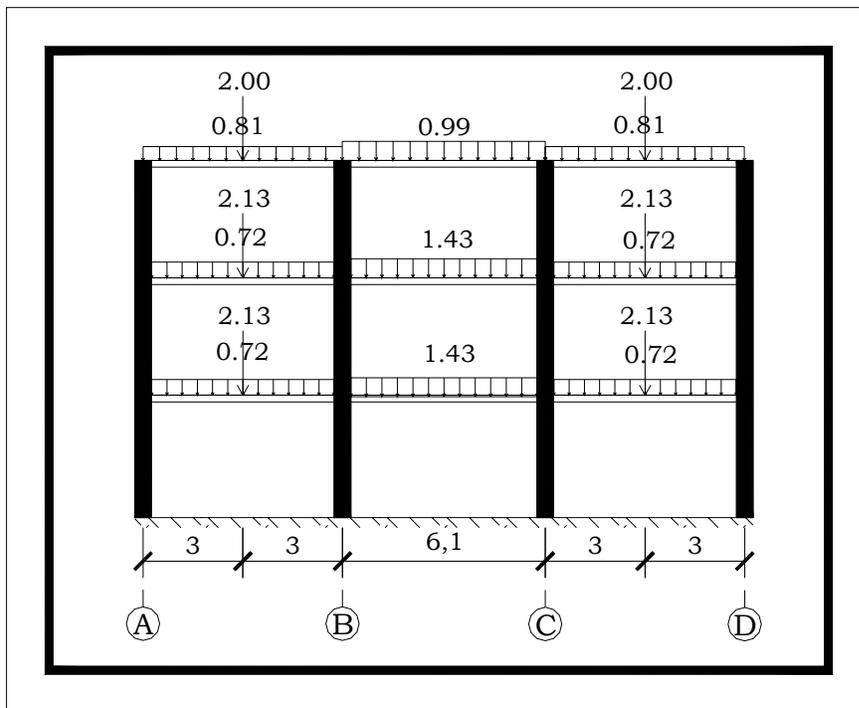


Figura 5.3.3 Distribución de carga muerta para eje 3

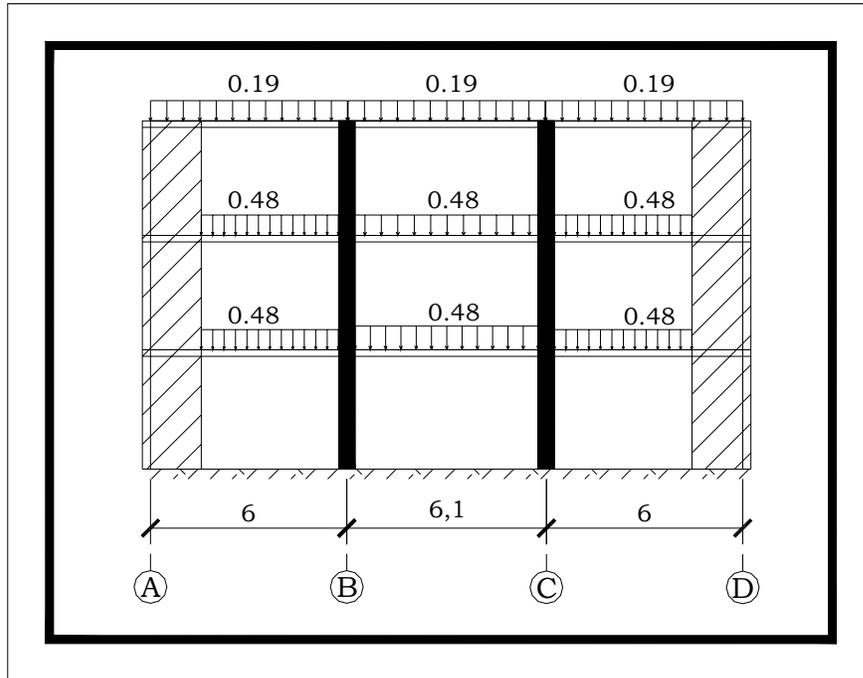


Figura 5.3.4 Distribución de carga viva para ejes 1 y 5

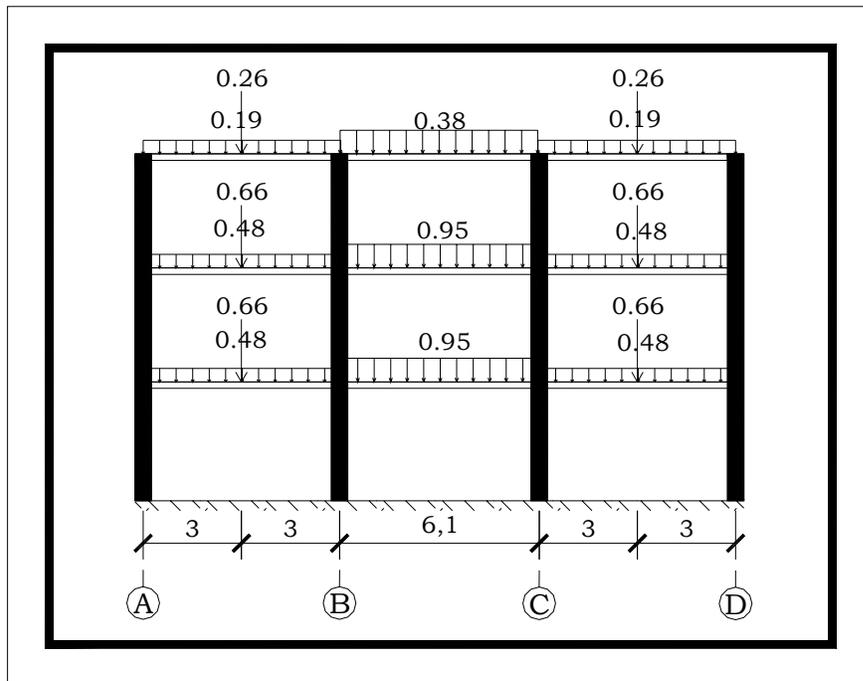


Figura 5.3.5 Distribución de carga viva para el eje 3

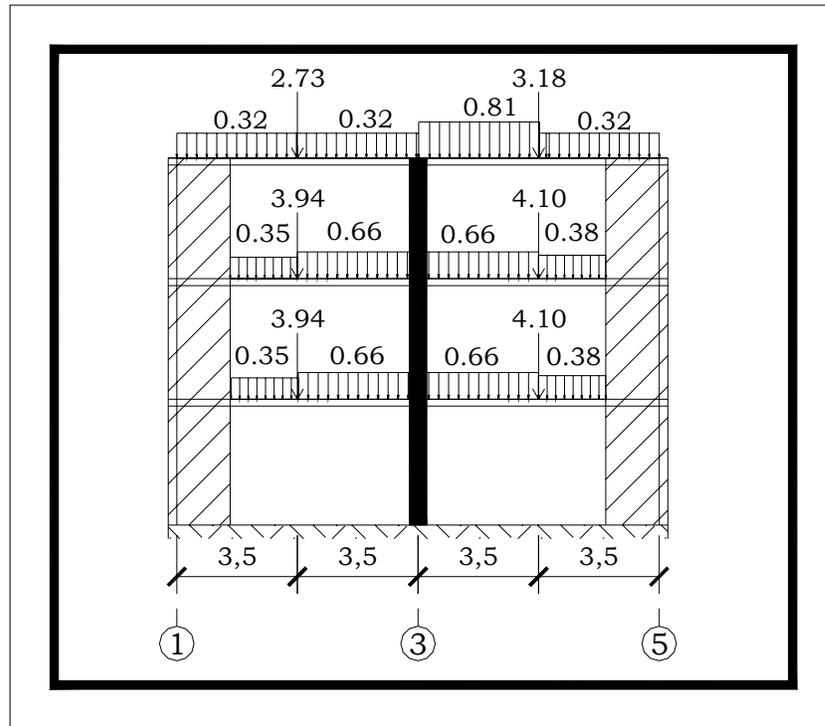


Figura 5.3.6 Distribución de carga muerta para ejes A y D

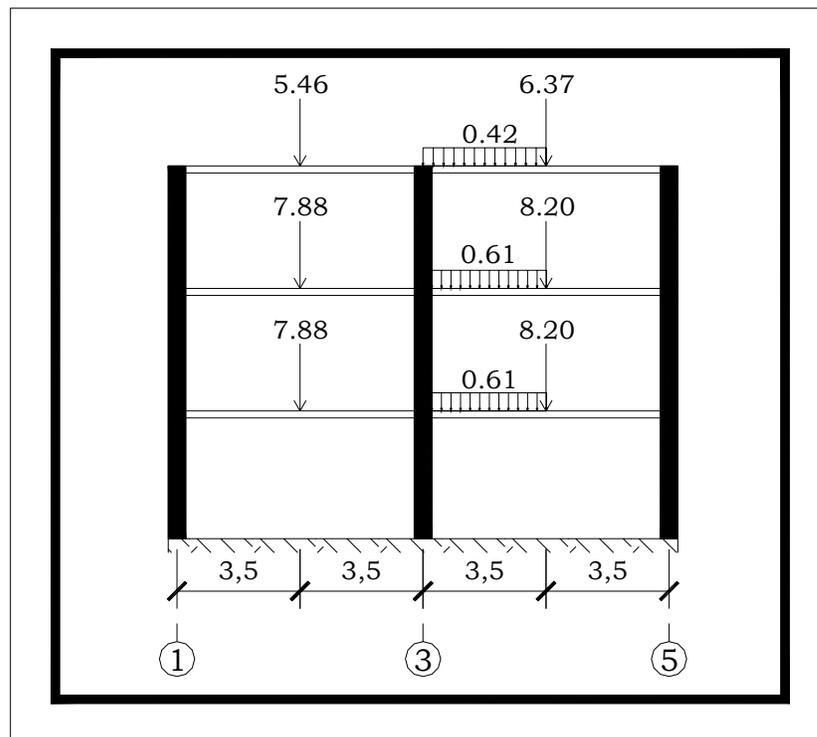


Figura 5.3.7 Distribución de carga muerta para ejes B y C

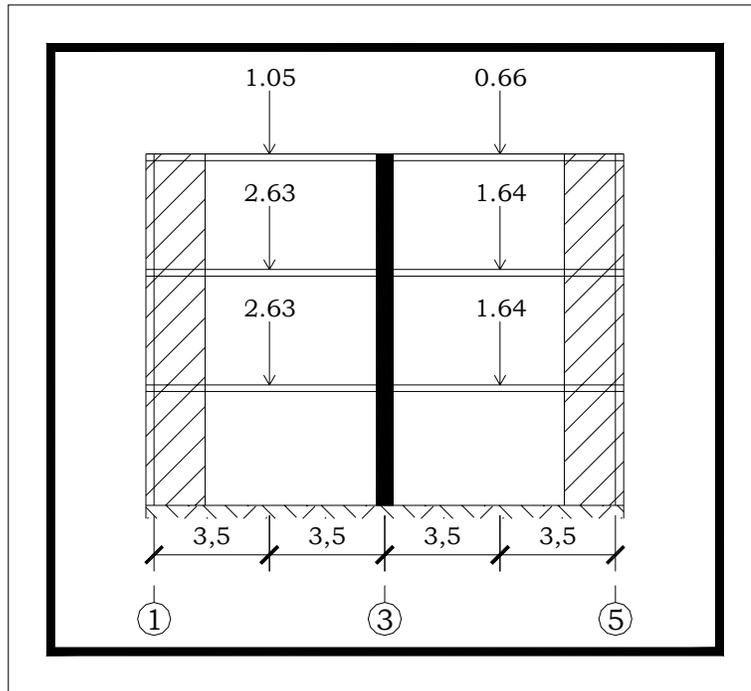


Figura 5.3.8 Distribución de carga viva para ejes A y D

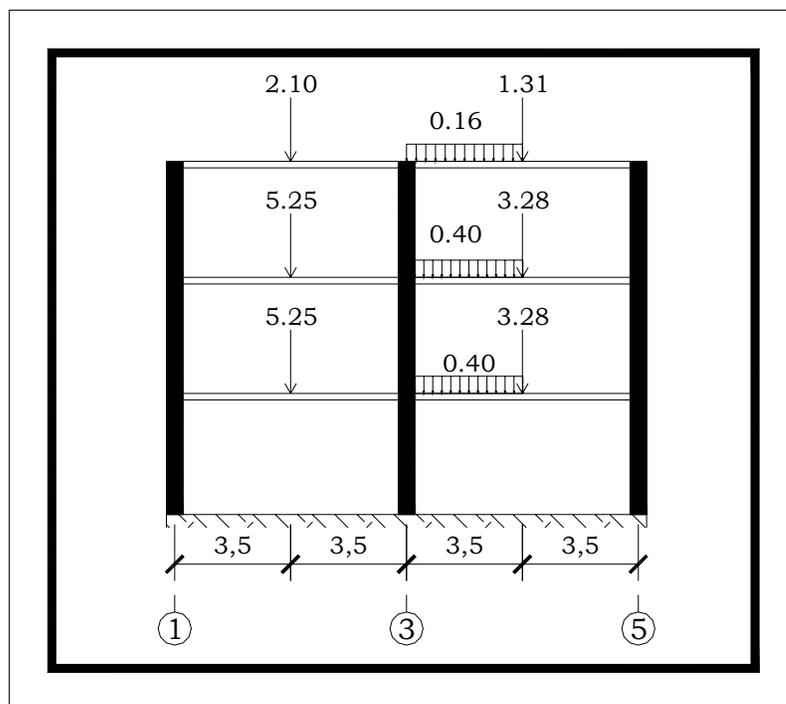


Figura 5.3.9 Distribución de carga viva ejes B y C

En donde los sismos se cargaron de la siguiente forma:

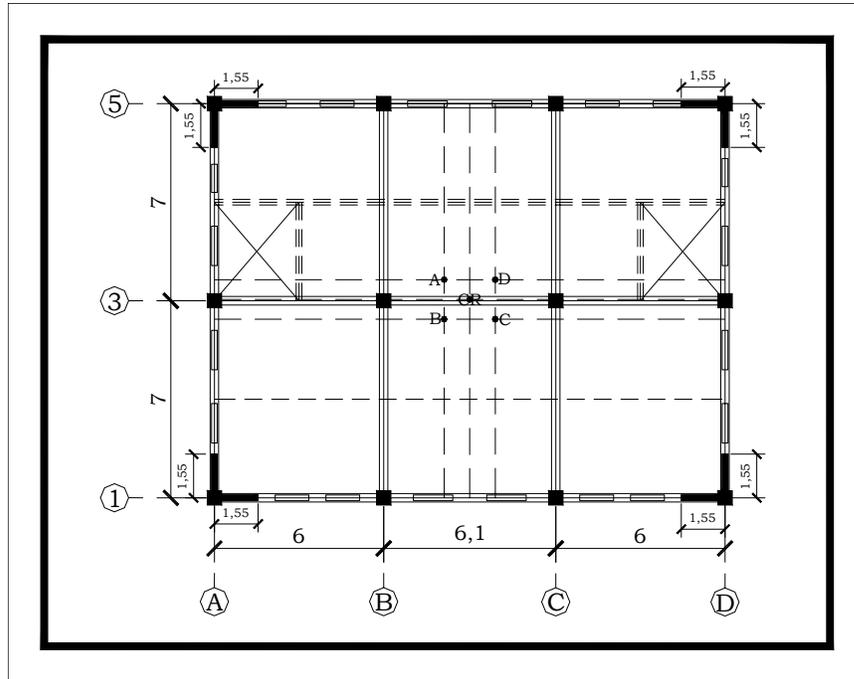


Figura 5.3.10 Distribución de carga sísmica en el tercer nivel vista en planta

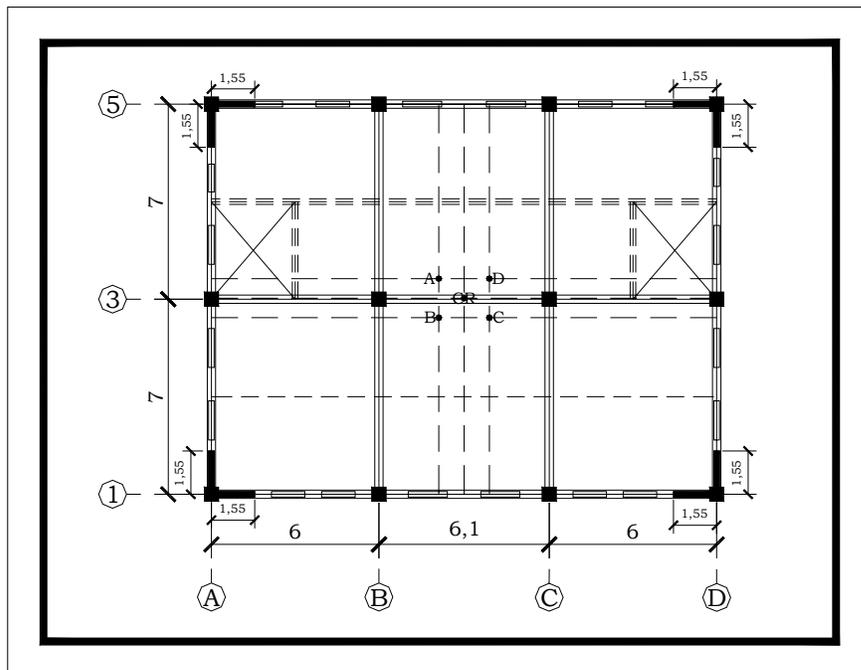


Figura 5.3.11 Distribución de carga sísmica en el segundo nivel vista en planta

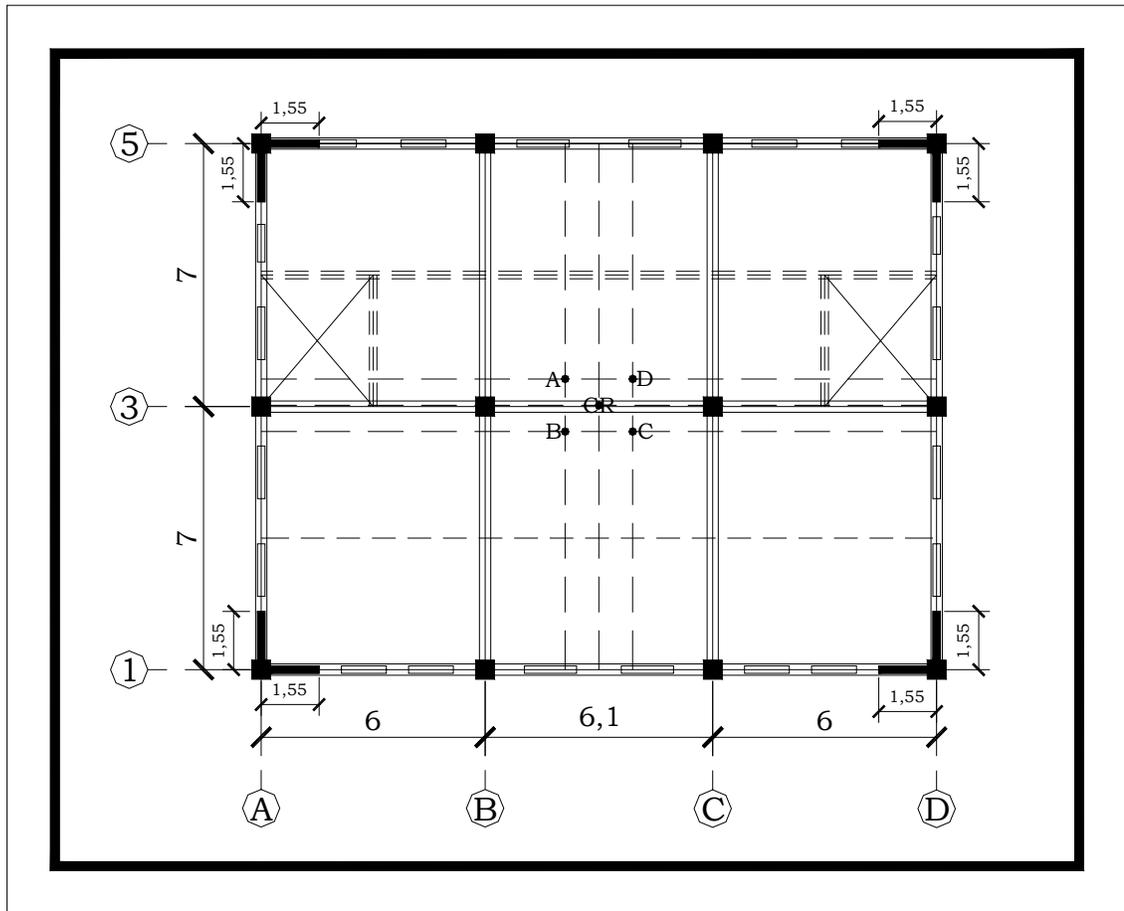


Figura 5.3.12 Distribución de carga sísmica en el primer nivel vista en planta

Para la definición de la ubicación del centro de rigidez, CR, de la estructura fue necesario correr el modelo por primera vez sin cargas dentro del programa, obteniendo como resultados los valores expuestos en la siguiente tabla:

Tabla 5.3.1 Ubicación del centro de rigidez en los entrepisos

| Nivel | X (m) | Y (m) |
|-------|-------|-------|
| 3 | 9.05 | 7.046 |
| 2 | 9.05 | 7.036 |
| 1 | 9.05 | 7.035 |

Quedando así establecidas las excentricidades como se presenta en la siguiente tabla

Tabla 5.3.2 Ubicación de las excentricidades por entropiso

| NIVEL | SISMO | UBICACIÓN | |
|---------------|-------|-----------|-------|
| | | X (m) | Y (m) |
| TERCER NIVEL | A | 8.145 | 7.746 |
| | B | 8.145 | 6.346 |
| | C | 9.955 | 6.346 |
| | D | 9.955 | 7.746 |
| SEGUNDO NIVEL | A | 8.145 | 7.736 |
| | B | 8.145 | 6.336 |
| | C | 9.955 | 6.336 |
| | D | 9.955 | 7.736 |
| PRIMER NIVEL | A | 8.145 | 7.735 |
| | B | 8.145 | 6.335 |
| | C | 9.955 | 6.335 |
| | D | 9.955 | 7.735 |

Definido lo anterior y realizando el modelo conforme a como se encuentra explicado en el capítulo III, se procedió a revisar los resultados de 3 vigas y 3 columnas escogidas al azar, lo cual se hizo también en el capítulo anterior para este mismo edificio, por lo tanto para poder llevar a cabo una comparación de resultados se revisarán las mismas vigas y las mismas columnas que se analizaron en el capítulo anterior.

Viga eje 3 entre ejes C y D tercer nivel.

Tabla 5.3.3a Resultados obtenidos con Etabs para la viga

| Posición de análisis | | | | | | | |
|-------------------------|---------|---------|---------|--------|--------|--------|--------|
| | 0.25 | 0.708 | 1.167 | 1.625 | 2.083 | 2.542 | 3 |
| Mu max (-) ton.m | -8.3370 | -5.0130 | -2.0210 | 0.1460 | 2.0300 | 3.6770 | 4.5030 |
| Mu max (+)ton.m | -1.3930 | 0.1770 | 1.5120 | 3.0830 | 4.9490 | 6.9710 | 8.5600 |

Tabla 5.3.3b Resultados obtenidos con Etabs para la viga

| Posición de análisis | | | | | | | |
|------------------------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|
| | 3 | 3.458 | 3.917 | 4.375 | 4.833 | 5.292 | 5.75 |
| Mu max (-)ton.m | 4.4380 | 3.2670 | 1.8600 | 0.2180 | -1.6580 | -4.3010 | -7.3590 |
| Mu max (+)ton.m | 8.3920 | 7.1600 | 5.4950 | 4.2830 | 2.9560 | 1.7540 | 0.4180 |

Viga eje 1 entre ejes B y C nivel 2.

Tabla 5.3.4a Resultados obtenidos con Etabs para la viga

| Posición de análisis | | | | | | | |
|------------------------|---------|---------|---------|---------|--------|--------|--------|
| | 0.25 | 0.717 | 1.183 | 1.65 | 2.117 | 2.583 | 3.05 |
| Mu max (-)ton.m | -9.3580 | -5.7320 | -2.6660 | -0.7860 | 0.7420 | 1.9200 | 2.7210 |
| Mu max (+)ton.m | 0.3440 | 1.6260 | 2.5570 | 3.7450 | 4.4640 | 5.3210 | 5.6830 |

Tabla 5.3.4b Resultados obtenidos con Etabs para la viga

| Posición de análisis | | | | | | |
|------------------------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|
| | 3.517 | 3.983 | 4.45 | 4.917 | 5.383 | 5.85 |
| Mu max (-)ton.m | 1.9200 | 0.7420 | -0.7860 | -2.6660 | -5.7320 | -9.3580 |
| Mu max (+)ton.m | 5.3210 | 4.4640 | 3.7450 | 2.5570 | 1.6260 | 0.3440 |

Viga eje A entre ejes 3 y 5 nivel 1.

Tabla 5.3.5a Resultados obtenidos con Etabs para la viga

| Posición de análisis | | | | | | | |
|------------------------|--------|--------|--------|--------|-------|-------|-------|
| | 0.25 | 0.714 | 1.179 | 1.643 | 2.107 | 2.571 | 3.036 |
| Mu max (-)ton.m | -9.783 | -6.572 | -3.608 | -1.178 | 0.965 | 2.005 | 1.128 |
| Mu max (+)ton.m | 3.226 | 3.406 | 3.374 | 3.341 | 3.258 | 4.485 | 5.774 |

Tabla 5.3.5b Resultados obtenidos con Etabs para la viga

| Posición de análisis | | | | | | |
|------------------------|-------|-------|--------|--------|---------|--------|
| | 3.5 | 3.5 | 3.988 | 4.475 | 4.962 | 5.45 |
| Mu max (-)ton.m | 0.037 | 0.395 | -3.068 | -7.038 | -11.897 | -16.96 |
| Mu max (+)ton.m | 7.502 | 7.898 | 6.277 | 4.99 | 4.063 | 2.962 |

Columna A3 ubicada en el tercer nivel.

Tabla 5.3.6 Resultados obtenidos con Etabs para la columna

| Valores obtenidos del análisis de la columna A3 | | | | | | |
|---|---------|----------|----------|---------|----------|----------|
| | | Vux(Ton) | Vuy(Ton) | Pu(Ton) | Muy(T.m) | Mux(T.m) |
| Nudo Superior | MAX (+) | -0.710 | 5.600 | -9.7200 | 11.419 | 12.384 |
| | MIN (-) | -5.850 | -6.390 | -18.940 | 1.453 | -10.627 |
| Nudo Inferior | MAX (+) | -0.710 | 5.600 | -11.360 | -1.038 | 8.988 |
| | MIN (-) | -5.850 | -6.390 | -21.880 | -9.043 | -9.983 |

Columna B3 ubicada en el segundo nivel.

Tabla 5.3.7 Resultados obtenidos con Etabs para la columna

| Valores obtenidos del análisis de la columna B3 | | | | | | |
|---|---------|----------|----------|----------|----------|----------|
| | | Vux(Ton) | Vuy(Ton) | Pu(Ton) | Muy(T.m) | Mux(T.m) |
| Nudo Superior | MAX (+) | 3.130 | 2.790 | -46.130 | 5.474 | 6.386 |
| | MIN (-) | -3.200 | -3.920 | -100.080 | -5.069 | -4.533 |
| Nudo Inferior | MAX (+) | 3.130 | 2.790 | -48.020 | 5.883 | 5.244 |
| | MIN (-) | -3.200 | -3.920 | -103.020 | -5.739 | -7.324 |

Columna B5 ubicada en el primer nivel.

Tabla 5.3.8 Resultados obtenidos con Etabs para la columna

| Valores obtenidos del análisis de la columna B5 | | | | | | |
|---|---------|----------|----------|---------|----------|----------|
| | | Vux(Ton) | Vuy(Ton) | Pu(Ton) | Muy(T.m) | Mux(T.m) |
| Nudo Superior | MAX (+) | 2.040 | 3.930 | -33.810 | 4.804 | -2.915 |
| | MIN (-) | -2.860 | 0.180 | -88.290 | -2.730 | -8.498 |
| Nudo Inferior | MAX (+) | 2.040 | 3.930 | -35.780 | 4.713 | 7.124 |
| | MIN (-) | -2.860 | 0.180 | -91.360 | -5.649 | -2.251 |

5.4 ANÁLISIS DEL EDIFICIO CON EL SISTEMA DUAL USANDO ETABS CON EL CODIGO UBC Y COMBOS GENERADOS POR EL USUARIO.

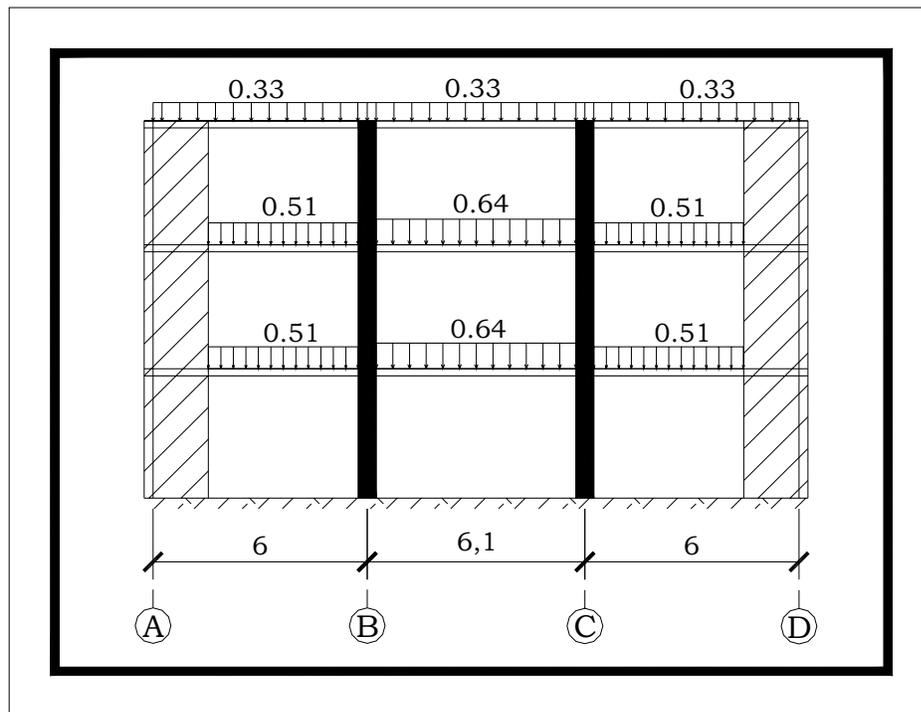


Figura 5.4.1 Distribución de carga muerta debida a paredes en ejes 1 y 5.

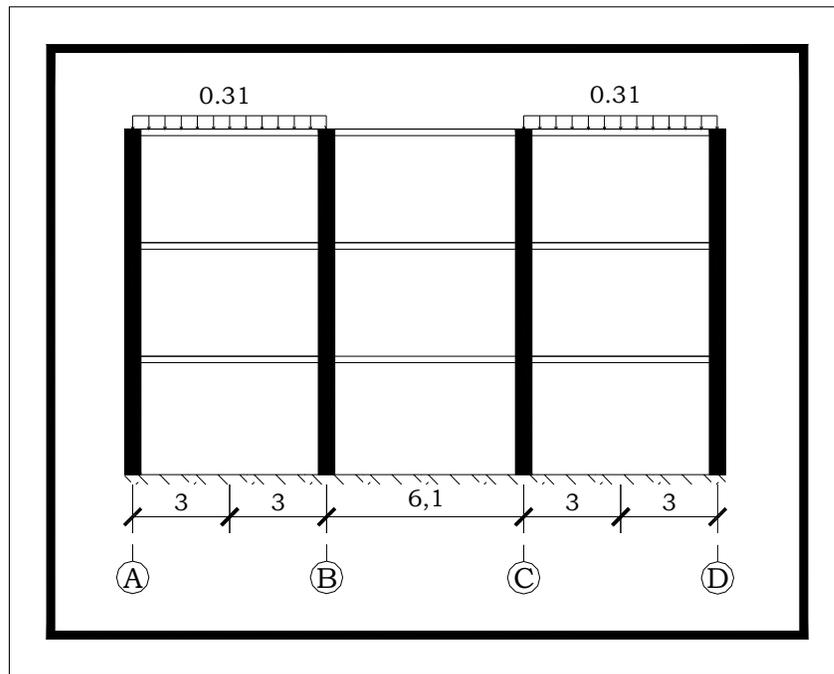


Figura 5.4.2 Distribución de carga muerta debida a paredes en ejes 3.

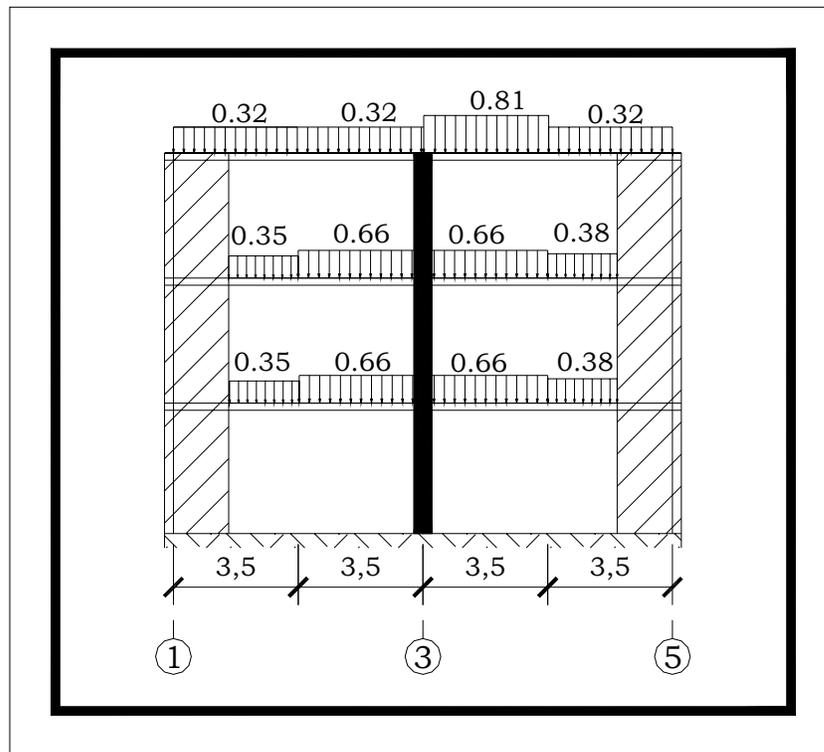


Figura 5.4.3 Distribución de carga muerta debida a paredes en ejes A y D.

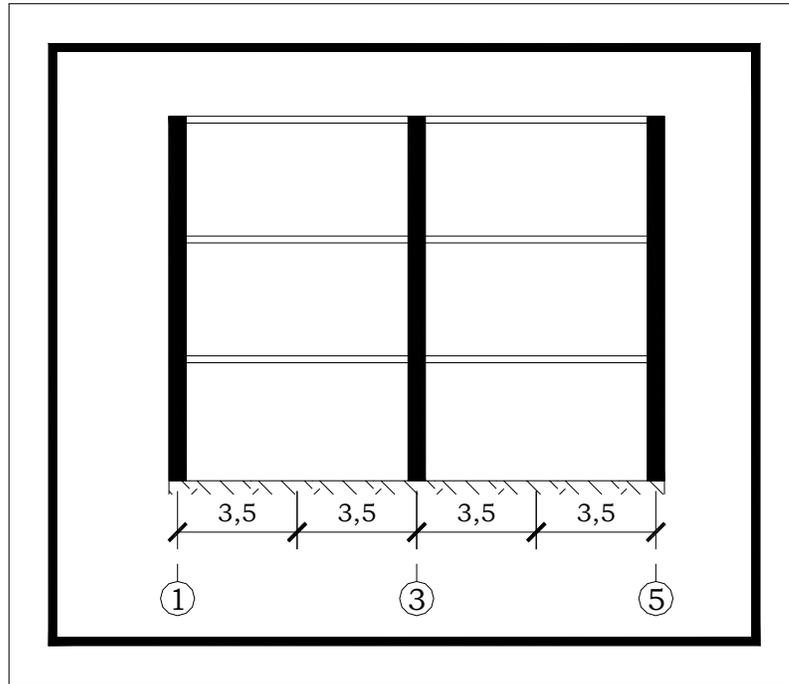


Figura 5.4.4 Distribución de carga muerta debida a paredes en ejes B y C.

Viga eje 3 entre ejes C y D tercer nivel.

Tabla 5.4.1a Resultados obtenidos con Etabs para la viga

| Posición de análisis | | | | | | | |
|------------------------|---------|---------|---------|--------|--------|--------|--------|
| | 0.25 | 0.708 | 1.167 | 1.625 | 2.083 | 2.542 | 3 |
| Mu max (-)ton.m | -8.1360 | -4.9150 | -2.0040 | 0.1020 | 1.9480 | 3.5660 | 4.3660 |
| Mu max (+)ton.m | -1.2280 | 0.2710 | 1.5430 | 3.0380 | 4.3180 | 5.9160 | 7.2900 |

Tabla 5.4.1b Resultados obtenidos con Etabs para la viga

| Posición de análisis | | | | | | | |
|------------------------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|
| | 3 | 3.458 | 3.917 | 4.375 | 4.833 | 5.292 | 5.75 |
| Mu max (-)ton.m | 4.3050 | 3.1460 | 1.7600 | 0.1480 | -1.6900 | -4.2530 | -7.2180 |
| Mu max (+)ton.m | 7.1540 | 6.1220 | 5.2500 | 4.2180 | 2.8750 | 1.8160 | 0.5430 |

Viga eje 1 entre ejes B y C nivel 2.

Tabla 5.4.2a Resultados obtenidos con Etabs para la viga

| Posición de análisis | | | | | | | |
|------------------------|---------|---------|---------|---------|--------|--------|--------|
| | 0.25 | 0.717 | 1.183 | 1.65 | 2.117 | 2.583 | 3.05 |
| Mu max (-)ton.m | -9.0990 | -5.6160 | -2.6700 | -0.8320 | 0.6670 | 1.8270 | 2.6240 |
| Mu max (+)ton.m | 0.4800 | 1.6920 | 2.5650 | 3.6630 | 4.3150 | 5.0640 | 5.4090 |

Tabla 5.4.2b Resultados obtenidos con Etabs para la viga

| Posición de análisis | | | | | | |
|------------------------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|
| | 3.517 | 3.983 | 4.45 | 4.917 | 5.383 | 5.85 |
| Mu max (-)ton.m | 1.8270 | 0.6670 | -0.8320 | -2.6700 | -5.6160 | -9.0990 |
| Mu max (+)ton.m | 5.0640 | 4.3150 | 3.6630 | 2.5650 | 1.6920 | 0.4800 |

Viga eje A entre ejes 3 y 5 nivel 1.

Tabla 5.4.3a Resultados obtenidos con Etabs para la viga

| Posición de análisis | | | | | | | |
|------------------------|--------|--------|--------|--------|-------|-------|-------|
| | 0.25 | 0.714 | 1.179 | 1.643 | 2.107 | 2.571 | 3.036 |
| Mu max (-)ton.m | -9.757 | -6.564 | -3.618 | -1.198 | 0.94 | 1.973 | 1.075 |
| Mu max (+)ton.m | 3.29 | 3.45 | 3.399 | 3.339 | 3.222 | 4.394 | 5.692 |

Tabla 5.4.3b Resultados obtenidos con Etabs para la viga

| Posición de análisis | | | | | | |
|------------------------|--------|-------|--------|--------|---------|---------|
| | 3.5 | 3.5 | 3.988 | 4.475 | 4.962 | 5.45 |
| Mu max (-)ton.m | -0.035 | 0.319 | -3.113 | -7.031 | -11.797 | -16.779 |
| Mu max (+)ton.m | 7.401 | 7.788 | 6.258 | 5.043 | 4.144 | 3.086 |

Columna A3 ubicada en el tercer nivel.

Tabla 5.4.4 Resultados obtenidos con Etabs para la columna

| Valores obtenidos del análisis de la columna A3 | | | | | | |
|---|---------|----------|----------|---------|----------|----------|
| | | Vux(Ton) | Vuy(Ton) | Pu(Ton) | Muy(T.m) | Mux(T.m) |
| Nudo Superior | MAX (+) | -0.600 | 5.640 | -9.260 | 11.156 | 12.511 |
| | MIN (-) | -5.700 | -6.460 | -16.760 | 1.245 | -10.717 |
| Nudo Inferior | MAX (+) | -0.600 | 5.640 | -11.150 | -0.860 | 9.048 |
| | MIN (-) | -5.700 | -6.460 | -19.700 | -8.786 | -10.090 |

Columna B3 ubicada en el segundo nivel.

Tabla 5.4.5 Resultados obtenidos con Etabs para la columna

| Valores obtenidos del análisis de la columna B3 | | | | | | |
|---|---------|----------|----------|---------|----------|----------|
| | | Vux(Ton) | Vuy(Ton) | Pu(Ton) | Muy(T.m) | Mux(T.m) |
| Nudo Superior | MAX (+) | 3.160 | 2.830 | -44.370 | 5.423 | 6.359 |
| | MIN (-) | -3.180 | -3.910 | -88.130 | -5.132 | -4.586 |
| Nudo Inferior | MAX (+) | 3.160 | 2.830 | -46.270 | 5.916 | 5.309 |
| | MIN (-) | -3.180 | -3.910 | -91.080 | -5.699 | -7.310 |

Columna B5 ubicada en el primer nivel.

Tabla 5.4.6 Resultados obtenidos con Etabs para la columna

| Valores obtenidos del análisis de la columna B5 | | | | | | |
|--|---------|-----------------|-----------------|----------------|-----------------|-----------------|
| | | Vux(Ton) | Vuy(Ton) | Pu(Ton) | Muy(T.m) | Mux(T.m) |
| Nudo Superior | MAX (+) | 2.080 | 3.830 | -32.120 | 4.764 | -2.800 |
| | MIN (-) | -2.850 | 0.130 | -81.810 | -2.818 | -8.092 |
| Nudo Inferior | MAX (+) | 2.080 | 3.830 | -34.090 | 4.779 | 7.015 |
| | MIN (-) | -2.850 | 0.130 | -84.880 | -5.653 | -2.325 |

5.5 ANÁLISIS DEL EDIFICIO CON EL SISTEMA DUAL USANDO ETABS CON EL CODIGO UBC Y COMBOS GENERADOS POR EL PROGRAMA.**Viga eje 3 entre ejes C y D tercer nivel.**

Tabla 5.5.1a Resultados obtenidos con Etabs para la viga

| Posición de análisis | | | | | | | |
|-----------------------------|---------|---------|---------|--------|--------|--------|--------|
| | 0.25 | 0.708 | 1.167 | 1.625 | 2.083 | 2.542 | 3 |
| Mu max (-)ton.m | -8.1110 | -4.8970 | -1.9950 | 0.1030 | 1.9560 | 3.5820 | 4.3900 |
| Mu max (+)ton.m | -1.2490 | 0.2570 | 1.5370 | 3.0350 | 4.7890 | 6.7440 | 8.2830 |

Tabla 5.5.1b Resultados obtenidos con Etabs para la viga

| Posición de análisis | | | | | | | |
|-----------------------------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|
| | 3 | 3.458 | 3.917 | 4.375 | 4.833 | 5.292 | 5.75 |
| Mu max (-)ton.m | 4.3550 | 3.1830 | 1.7850 | 0.1610 | -1.6900 | -4.2360 | -7.1890 |
| Mu max (+)ton.m | 8.1210 | 6.9260 | 5.3160 | 4.2030 | 2.8710 | 1.8040 | 0.5190 |

Viga eje 1 entre ejes B y C nivel 2.

Tabla 5.5.2a Resultados obtenidos con Etabs para la viga

| Posición de análisis | | | | | | | |
|-----------------------------|---------|---------|---------|---------|--------|--------|--------|
| | 0.25 | 0.717 | 1.183 | 1.65 | 2.117 | 2.583 | 3.05 |
| Mu max (-)ton.m | -9.0250 | -5.5520 | -2.6200 | -0.7920 | 0.6970 | 1.8480 | 2.6240 |
| Mu max (+)ton.m | 0.4110 | 1.6330 | 2.5160 | 3.6200 | 4.2830 | 5.0650 | 5.4100 |

Tabla 5.5.2b Resultados obtenidos con Etabs para la viga

| Posición de análisis | | | | | | |
|-----------------------------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|
| | 3.517 | 3.983 | 4.45 | 4.917 | 5.383 | 5.85 |
| Mu max (-)ton.m | 1.8480 | 0.6970 | -0.7920 | -2.6200 | -5.5520 | -9.0250 |
| Mu max (+)ton.m | 5.0650 | 4.2830 | 3.6200 | 2.5160 | 1.6330 | 0.4110 |

Viga eje A entre ejes 3 y 5 nivel 1.

Tabla 5.5.3a Resultados obtenidos con Etabs para la viga

| Posición de análisis | | | | | | | |
|-----------------------------|--------|--------|--------|--------|-------|-------|-------|
| | 0.25 | 0.714 | 1.179 | 1.643 | 2.107 | 2.571 | 3.036 |
| Mu max (-)ton.m | -9.599 | -6.439 | -3.526 | -1.141 | 0.966 | 1.98 | 1.112 |
| Mu max (+)ton.m | 3.139 | 3.331 | 3.311 | 3.279 | 3.195 | 4.396 | 5.653 |

Tabla 5.5.3b Resultados obtenidos con Etabs para la viga

| Posición de análisis | | | | | | |
|-----------------------------|-------|-------|--------|-------|---------|--------|
| | 3.5 | 3.5 | 3.988 | 4.475 | 4.962 | 5.45 |
| Mu max (-)ton.m | 0.032 | 0.38 | -3.042 | -6.94 | -11.694 | -16.65 |
| Mu max (+)ton.m | 7.329 | 7.723 | 6.181 | 4.961 | 4.053 | 2.97 |

Columna A3 ubicada en el tercer nivel.

Tabla 5.5.4 Resultados obtenidos con Etabs para la columna

| Valores obtenidos del análisis de la columna A3 | | | | | | |
|--|---------|-----------------|-----------------|----------------|-----------------|-----------------|
| | | Vux(Ton) | Vuy(Ton) | Pu(Ton) | Muy(T.m) | Mux(T.m) |
| Nudo Superior | MAX (+) | -0.610 | 5.540 | -9.280 | 11.128 | 12.337 |
| | MIN (-) | -5.680 | -6.370 | -18.510 | 1.266 | -10.544 |
| Nudo Inferior | MAX (+) | -0.610 | 5.540 | -11.170 | -0.879 | 8.891 |
| | MIN (-) | -5.680 | -6.370 | -21.450 | -8.762 | -9.947 |

Columna B3 ubicada en el segundo nivel.

Tabla 5.5.5 Resultados obtenidos con Etabs para la columna

| Valores obtenidos del análisis de la columna B3 | | | | | | |
|--|---------|-----------------|-----------------|----------------|-----------------|-----------------|
| | | Vux(Ton) | Vuy(Ton) | Pu(Ton) | Muy(T.m) | Mux(T.m) |
| Nudo Superior | MAX (+) | 3.150 | 2.810 | -44.400 | 5.400 | 6.322 |
| | MIN (-) | -3.160 | -3.880 | -95.620 | -5.118 | -4.558 |
| Nudo Inferior | MAX (+) | 3.150 | 2.810 | -46.290 | 5.902 | 5.276 |
| | MIN (-) | -3.160 | -3.880 | -98.560 | -5.676 | -7.267 |

Columna B5 ubicada en el primer nivel.

Tabla 5.5.6 Resultados obtenidos con Etabs para la columna

| Valores obtenidos del análisis de la columna B5 | | | | | | |
|--|---------|-----------------|-----------------|----------------|-----------------|-----------------|
| | | Vux(Ton) | Vuy(Ton) | Pu(Ton) | Muy(T.m) | Mux(T.m) |
| Nudo Superior | MAX (+) | 2.040 | 3.820 | -33.590 | 4.690 | -2.804 |
| | MIN (-) | -2.810 | 0.140 | -84.920 | -2.749 | -8.174 |
| Nudo Inferior | MAX (+) | 2.040 | 3.820 | -35.560 | 4.698 | 6.989 |
| | MIN (-) | -2.810 | 0.140 | -87.990 | -5.565 | -2.305 |

5.6 ANÁLISIS DEL EDIFICIO CON EL SISTEMA DUAL USANDO SAP2000.

Para el desarrollo del análisis de este edificio fue necesario llevar a cabo un cargado de los marcos del modelado 3D como se mostró en la sección 5.3, por lo que en esta sección solo revisaremos los resultados obtenidos haciendo uso de SAP2000.

Viga eje 3 entre ejes C y D tercer nivel.

Tabla 5.6.1a Resultados obtenidos con SAP2000 para la viga

| Posición de análisis | | | | | |
|-----------------------------|---------|---------|--------|--------|--------|
| | 0.25 | 0.94 | 1.62 | 2.31 | 3.00 |
| Mu max (-) ton.m | -8.5100 | -3.6000 | 0.0669 | 2.8500 | 4.4800 |
| Mu max (+) ton.m | -1.2300 | 0.9947 | 3.1500 | 6.0100 | 8.5600 |

Tabla 5.6.1b Resultados obtenidos con SAP2000 para la viga

| Posición de análisis | | | | | |
|-----------------------------|--------|--------|--------|---------|---------|
| | 3.00 | 3.69 | 4.38 | 5.06 | 5.75 |
| Mu max (-) ton.m | 4.4300 | 2.5300 | 0.1125 | -3.0400 | -7.5500 |
| Mu max (+) ton.m | 8.4000 | 6.3900 | 4.3900 | 2.4900 | 0.6125 |

Viga eje 1 entre ejes B y C nivel 2.

Tabla 5.6.2 Resultados obtenidos con SAP2000 para la viga

| Posición de análisis | | | | | |
|-----------------------------|---------|---------|--------|---------|---------|
| | 0.25 | 1.65 | 3.05 | 4.45 | 5.85 |
| Mu max (-)ton.m | -9.9700 | -1.1000 | 2.6900 | -1.1000 | -9.9700 |
| Mu max (+) ton.m | 0.8857 | 3.9800 | 5.6200 | 3.9800 | 0.8857 |

Viga eje A entre ejes 3 y 5 nivel 1.

Tabla 5.6.3a Resultados obtenidos con SAP2000 para la viga

| Posición de análisis | | | | | |
|-----------------------------|----------|---------|---------|--------|--------|
| | 0.25 | 1.06 | 1.88 | 2.69 | 3.50 |
| Mu max (-)ton.m | -10.0100 | -4.4600 | -0.1395 | 2.0000 | 0.3457 |
| Mu max (+)ton.m | 3.0900 | 3.3700 | 3.4200 | 4.9200 | 7.6100 |

Tabla 5.6.3b Resultados obtenidos con SAP2000 para la viga

| Posición de análisis | | | | | |
|-----------------------------|--------|---------|---------|----------|----------|
| | 3.50 | 3.99 | 4.48 | 4.96 | 5.45 |
| Mu max (-)ton.m | 0.7008 | -2.7400 | -6.5700 | -11.3700 | -16.3700 |
| Mu max (+)ton.m | 8.0200 | 6.5000 | 5.1900 | 4.3300 | 3.2900 |

Columna A3 ubicada en el tercer nivel.

Tabla 5.6.4 Resultados obtenidos con SAP2000 para la columna

| Valores obtenidos del análisis de la columna A3 | | | | | | |
|--|---------|-----------------|-----------------|----------------|-----------------|-----------------|
| | | Vux(Ton) | Vuy(Ton) | Pu(Ton) | Muy(T.m) | Mux(T.m) |
| Nudo Superior | MAX (+) | -0.6081 | 5.6100 | -9.6400 | 11.6300 | 12.4100 |
| | MIN (-) | -5.9400 | -6.4100 | -19.3100 | 1.2200 | -10.5900 |
| Nudo Inferior | MAX (+) | -0.6081 | 5.6100 | -11.5300 | -0.9132 | 9.0400 |
| | MIN (-) | -5.9400 | -6.4100 | -22.2600 | -9.1500 | -10.0400 |

Columna B3 ubicada en el segundo nivel.

Tabla 5.6.5 Resultados obtenidos con SAP2000 para la columna

| Valores obtenidos del análisis de la columna B3 | | | | | | |
|--|---------|-----------------|-----------------|----------------|-----------------|-----------------|
| | | Vux(Ton) | Vuy(Ton) | Pu(Ton) | Muy(T.m) | Mux(T.m) |
| Nudo Superior | MAX (+) | 3.4100 | 2.8800 | -46.1000 | 5.9900 | 6.5400 |
| | MIN (-) | -3.4800 | -4.0100 | -100.1100 | -5.6000 | -4.6800 |
| Nudo Inferior | MAX (+) | 3.4100 | 2.8800 | -47.9900 | 6.3200 | 5.4100 |
| | MIN (-) | -3.4800 | -4.0100 | -103.0500 | -6.1900 | -7.4900 |

Columna B5 ubicada en el primer nivel.

Tabla 5.6.6 Resultados obtenidos con SAP2000 para la columna

| Valores obtenidos del análisis de la columna B5 | | | | | | |
|--|---------|-----------------|-----------------|----------------|-----------------|-----------------|
| | | Vux(Ton) | Vuy(Ton) | Pu(Ton) | Muy(T.m) | Mux(T.m) |
| Nudo Superior | MAX (+) | 1.6200 | 3.6800 | -35.7000 | 4.0900 | -3.0900 |
| | MIN (-) | -2.4200 | 0.4278 | -88.5500 | -2.0900 | -8.4900 |
| Nudo Inferior | MAX (+) | 1.6200 | 3.6800 | -37.6700 | 3.8200 | 6.4100 |
| | MIN (-) | -2.4200 | 0.4278 | -91.6200 | -4.7300 | -1.5300 |

5.7 COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE LOS MODELO REALIZADOS POR MEDIO DE MÉTODOS MANUALES CONTRA LOS HECHOS POR LOS PROGRAMAS ETABS Y SAP2000.

En esta sección se realizara la comparación de los resultados obtenidos del análisis sísmico elaborado a los dos edificios tanto en el capítulo IV como en el presente capítulo, la comparación se hará mediante tablas en las cuales se podrán apreciar los diferentes valores resultantes tanto por medio de un análisis manual como el realizado con los programas que hemos visto en las secciones anteriores.

A continuación se presentan las tablas correspondientes a la comparación de resultados de los análisis del edificio compuesto por un sistema de marcos con detallado especial, dichas tablas se encuentran compuestas por cinco tipos de cálculos los que se han abreviado en su descripción como se detalla:

- *Cálculo Manual:* Esta descripción se refiere a los resultados obtenidos mediante el uso del cálculo bidimensional o en el plano, haciendo uso del método de la fuerza lateral equivalente.

- *Cálculo de ETABS*: Su descripción se refiere a los resultados obtenidos mediante el uso del programa ETABS y el modelado del edificio sin losas, cargando directamente las vigas de la estructura mediante una distribución elaborada por el diseñador, y la asignación de los valores de las fuerzas laterales equivalentes aplicadas en las distintas excentricidades del centro de rigidez de la estructura.
- *Cálculo UBC ETABS o ETABS UBC*: Se refiere a los resultados obtenidos mediante el uso del programa ETABS conjuntamente a un cálculo automático hecho por el programa en el que el valor del cortante basal total utilizando el UBC'94 se iguala al determinado por la NTDS, además de hacer uso de losas en los entrepisos y permitiendo que el programa realizara la distribución de las cargas a los elementos, por último se hizo que el programa realizara los cálculos utilizando las combinaciones de cargas definidas por el diseñador.
- *Cálculo ETABS UBC Combos*: Detalla los resultados obtenidos mediante el uso del programa ETABS incluyendo un cálculo automático del cortante basal total mediante el uso del código UBC igualado al valor de la NTDS, además de hacer uso de las combinaciones de cargas definidas por el programa de forma automática.
- *Cálculo de SAP2000*: Detalla los resultados obtenidos haciendo uso del programa SAP2000, obtenidos con el mismo procedimiento que el descrito para el cálculo de ETABS.

- Para las vigas se presentan los siguientes datos

Tabla 5.7.1 Comparación de valores para viga por diferentes tipos de cálculo para el sistema de marcos

| Viga eje 1 entre ejes A y C primer nivel | | | | | | |
|---|----------|------------------------|--------------------------|----------------------------|---------------------------|-----------------------------------|
| Tipo de Momento | Posición | Calculo Manual (Ton.m) | Calculo de ETABS (Ton.m) | Calculo de SAP2000 (Ton.m) | Calculo UBC ETABS (Ton.m) | Cal. ETABS - UBC - COMBOS (Ton.m) |
| Mu max (-) | 0.30 | -13.380 | -12.741 | -13.060 | -13.091 | -12.661 |
| Mu max (+) | | 7.110 | 6.785 | 7.110 | 6.914 | 6.710 |
| Mu max (-) | 3.00 | 1.920 | 0.940 | 1.750 | 0.948 | 1.195 |
| Mu max (+) | | 4.230 | 4.336 | 4.370 | 4.298 | 4.289 |
| Mu max (-) | 5.70 | -13.440 | -12.921 | -13.220 | -13.251 | -12.846 |
| Mu max (+) | | 6.100 | 5.814 | 6.110 | 5.936 | 5.743 |

Tabla 5.7.2 Comparación de valores para viga por diferentes tipos de cálculo para el sistema de marcos

| Viga eje D entre ejes 1 y 3 segundo nivel | | | | | | |
|--|----------|------------------------|--------------------------|----------------------------|---------------------------|-----------------------------------|
| Tipo de Momento | Posición | Calculo Manual (Ton.m) | Calculo de ETABS (Ton.m) | Calculo de SAP2000 (Ton.m) | Calculo UBC ETABS (Ton.m) | Cal. ETABS - UBC - COMBOS (Ton.m) |
| Mu max (-) | 0.30 | -20.390 | -21.389 | -21.520 | -21.759 | -21.499 |
| Mu max (+) | | 1.100 | 1.037 | 1.120 | 1.905 | 1.159 |
| Mu max (-) | 3.50 | 9.310 | 8.811 | 8.810 | 7.317 | 8.836 |
| Mu max (+) | | 20.220 | 22.382 | 22.420 | 22.385 | 22.374 |
| Mu max (-) | 6.70 | -21.630 | -22.698 | -22.850 | -23.014 | -22.807 |
| Mu max (+) | | -0.180 | -0.189 | -0.080 | 0.892 | -0.067 |

Tabla 5.7.3 Comparación de valores para viga por diferentes tipos de cálculo para el sistema de marcos

| Viga eje 3 entre ejes D y F tercer nivel | | | | | | |
|---|----------|------------------------|--------------------------|----------------------------|---------------------------|-----------------------------------|
| Tipo de Momento | Posición | Calculo Manual (Ton.m) | Calculo de ETABS (Ton.m) | Calculo de SAP2000 (Ton.m) | Calculo UBC ETABS (Ton.m) | Cal. ETABS - UBC - COMBOS (Ton.m) |
| Mu max (-) | 0.30 | -7.200 | -7.279 | -7.310 | -7.470 | -7.363 |
| Mu max (+) | | 1.790 | 1.147 | 1.070 | 1.680 | 1.235 |
| Mu max (-) | 3.00 | 1.540 | 2.301 | 2.270 | 1.904 | 2.330 |
| Mu max (+) | | 3.560 | 4.923 | 4.880 | 4.900 | 4.921 |
| Mu max (-) | 5.70 | -6.870 | -7.181 | -7.160 | -7.832 | -7.276 |
| Mu max (+) | | 2.630 | 1.942 | 1.920 | 2.419 | 2.041 |

- Para las columnas se presentan los siguientes datos

Tabla 5.7.4 Comparación de valores para columna por diferentes tipos de cálculo para el sistema de marcos

| Columna A1 ubicada en el primer nivel (nudo superior) | | | | | | |
|--|-----------------------|-----------------------|-------------------------|---------------------------|--------------------------|----------------------------------|
| Tipo de Valor | Tipo de Fuerza | Calculo Manual | Calculo de ETABS | Calculo de SAP2000 | Calculo UBC ETABS | Cal. ETABS - UBC - COMBOS |
| MAX (-) | Vux(Ton) | -8.110 | -8.030 | -8.470 | -8.280 | -7.950 |
| MIN (+) | | 6.490 | 6.080 | 6.380 | 6.140 | 6.000 |
| MAX (-) | Vuy(Ton) | -9.100 | -8.710 | -9.220 | -8.840 | -8.670 |
| MIN (+) | | 6.730 | 6.050 | 6.570 | 6.360 | 6.989 |
| MAX (-) | Pu(Ton) | -52.406 | -50.480 | -50.490 | -50.480 | -50.450 |
| MIN (+) | | -6.116 | -16.770 | -16.580 | -12.250 | -18.560 |
| MAX (-) | Mux(T-m) | -1.370 | -0.609 | -1.060 | -1.072 | -0.541 |
| MIN (+) | | 6.850 | 7.058 | 7.500 | 7.100 | 6.989 |
| MAX (-) | Muy(T-m) | -2.640 | -2.347 | -2.590 | -2.350 | -2.275 |
| MIN (+) | | 6.400 | 6.920 | 7.390 | 7.052 | 6.846 |

Tabla 5.7.5 Comparación de valores para columna por diferentes tipos de cálculo para el sistema de marcos

| Columna C5 ubicada en el segundo nivel (nudo superior) | | | | | | |
|---|-----------------------|-----------------------|-------------------------|---------------------------|--------------------------|----------------------------------|
| Tipo de Valor | Tipo de Fuerza | Calculo Manual | Calculo de ETABS | Calculo de SAP2000 | Calculo UBC ETABS | Cal. ETABS - UBC - COMBOS |
| MAX (-) | Vux(Ton) | -7.760 | -7.550 | -7.720 | -7.700 | -7.490 |
| MIN (+) | | 8.020 | 7.590 | 7.850 | 7.740 | 7.540 |
| MAX (-) | Vuy(Ton) | -2.450 | -2.070 | -2.060 | -2.650 | 2.120 |
| MIN (+) | | 10.030 | 10.210 | 10.360 | 10.300 | 10.250 |
| MAX (-) | Pu(Ton) | -49.988 | -51.400 | -51.710 | -51.410 | -51.380 |
| MIN (+) | | -17.900 | -20.880 | -21.100 | -16.550 | -20.880 |
| MAX (-) | Mux(T-m) | -16.500 | -16.535 | -16.950 | -16.661 | -16.584 |
| MIN (+) | | 5.150 | 4.468 | 4.630 | 5.317 | 4.524 |
| MAX (-) | Muy(T-m) | -13.570 | -12.799 | -13.320 | -13.023 | -12.672 |
| MIN (+) | | 13.440 | 12.736 | 13.140 | 12.960 | 12.608 |

Tabla 5.7.6 Comparación de valores para columna por diferentes tipos de cálculo para el sistema de marcos

| Columna D3 ubicada en el tercer nivel (nudo superior) | | | | | | |
|--|-----------------------|-----------------------|-------------------------|---------------------------|--------------------------|----------------------------------|
| Tipo de Valor | Tipo de Fuerza | Calculo Manual | Calculo de ETABS | Calculo de SAP2000 | Calculo UBC ETABS | Cal. ETABS - UBC - COMBOS |
| MAX (-) | Vux(Ton) | -3.570 | -3.860 | -3.880 | -4.240 | -4.220 |
| MIN (+) | | 4.330 | 4.100 | 4.070 | 4.080 | 3.990 |
| MAX (-) | Vuy(Ton) | -4.670 | -4.930 | -4.880 | -5.130 | -5.070 |
| MIN (+) | | 4.690 | 4.590 | 4.540 | 4.760 | 4.720 |
| MAX (-) | Pu(Ton) | -31.577 | -33.770 | -34.110 | -33.790 | -33.760 |
| MIN (+) | | -13.987 | -16.930 | -17.150 | -16.140 | -16.930 |
| MAX (-) | Mux(T-m) | -10.550 | -10.260 | -10.250 | -10.599 | -10.498 |
| MIN (+) | | 10.300 | 10.645 | 10.630 | 10.960 | 10.883 |
| MAX (-) | Muy(T-m) | -9.360 | -8.296 | -8.840 | -8.727 | -8.528 |
| MIN (+) | | 8.040 | 8.737 | 8.480 | 9.002 | 8.972 |

Tabla 5.7.7 Comparación de valores para columna por diferentes tipos de cálculo para el sistema de marcos

| Columna A1 ubicada en el primer nivel (nudo inferior) | | | | | | |
|--|-----------------------|-----------------------|-------------------------|---------------------------|--------------------------|----------------------------------|
| Tipo de Valor | Tipo de Fuerza | Calculo Manual | Calculo de ETABS | Calculo de SAP2000 | Calculo UBC ETABS | Cal. ETABS - UBC - COMBOS |
| MAX (-) | Vux(Ton) | -8.110 | -8.030 | -8.470 | -8.280 | -7.950 |
| MIN (+) | | 6.490 | 6.080 | 6.380 | 6.140 | 6.000 |
| MAX (-) | Vuy(Ton) | -9.100 | -8.710 | -9.220 | -8.884 | -8.670 |
| MIN (+) | | 6.730 | 6.050 | 6.570 | 6.360 | 6.010 |
| MAX (-) | Pu(Ton) | -55.485 | -54.360 | -54.360 | -54.360 | -54.320 |
| MIN (+) | | -7.950 | -19.260 | -19.070 | -14.320 | -21.050 |
| MAX (-) | Mux(T-m) | -22.280 | -20.825 | -22.020 | -21.187 | -20.757 |
| MIN (+) | | 20.160 | 18.757 | 19.980 | 19.280 | 18.689 |
| MAX (-) | Muy(T-m) | -19.560 | -18.788 | -19.730 | -19.451 | -18.603 |
| MIN (+) | | 18.140 | 17.096 | 17.830 | 17.295 | 16.910 |

Tabla 5.7.8 Comparación de valores para columna por diferentes tipos de cálculo para el sistema de marcos

| Columna C5 ubicada en el segundo nivel (nudo inferior) | | | | | | |
|---|-----------------------|-----------------------|-------------------------|---------------------------|--------------------------|----------------------------------|
| Tipo de Valor | Tipo de Fuerza | Calculo Manual | Calculo de ETABS | Calculo de SAP2000 | Calculo UBC ETABS | Cal. ETABS - UBC - COMBOS |
| MAX (-) | Vux(Ton) | -7.920 | -7.550 | -7.720 | -7.700 | -7.490 |
| MIN (+) | | 8.020 | 7.590 | 7.850 | 7.740 | 7.540 |
| MAX (-) | Vuy(Ton) | -2.450 | -2.070 | -2.060 | -2.650 | -2.120 |
| MIN (+) | | 10.030 | 10.210 | 10.360 | 10.300 | 10.250 |
| MAX (-) | Pu(Ton) | -54.072 | -55.280 | -55.280 | -55.290 | -55.250 |
| MIN (+) | | -19.728 | -23.370 | -23.590 | -18.630 | -23.370 |
| MAX (-) | Mux(T-m) | -2.700 | -2.160 | -1.980 | -3.176 | -2.266 |
| MIN (+) | | 15.600 | 16.126 | 16.190 | 16.290 | 16.223 |
| MAX (-) | Muy(T-m) | -11.890 | -11.428 | -11.560 | -11.676 | -11.374 |
| MIN (+) | | 12.090 | 11.497 | 11.810 | 11.745 | 11.443 |

Tabla 5.7.9 Comparación de valores para columna por diferentes tipos de cálculo para el sistema de marcos

| Columna D3 ubicada en el tercer nivel (nudo inferior) | | | | | | |
|--|-----------------------|-----------------------|-------------------------|---------------------------|--------------------------|----------------------------------|
| Tipo de Valor | Tipo de Fuerza | Calculo Manual | Calculo de ETABS | Calculo de SAP2000 | Calculo UBC ETABS | Cal. ETABS - UBC - COMBOS |
| MAX (-) | Vux(Ton) | -3.570 | -3.860 | -3.880 | -4.240 | -4.220 |
| MIN (+) | | 4.330 | 4.100 | 4.070 | 4.080 | 3.990 |
| MAX (-) | Vuy(Ton) | -4.670 | -4.930 | -4.880 | -5.130 | -5.070 |
| MIN (+) | | 4.690 | 4.590 | 4.540 | 4.760 | 4.720 |
| MAX (-) | Pu(Ton) | -35.676 | -37.650 | -37.980 | -37.660 | -37.630 |
| MIN (+) | | -15.822 | -19.420 | -19.640 | -16.140 | -19.410 |
| MAX (-) | Mux(T-m) | -4.640 | -5.148 | -4.990 | -5.458 | -5.329 |
| MIN (+) | | 4.460 | 4.425 | 4.280 | 4.643 | 4.610 |
| MAX (-) | Muy(T-m) | -3.370 | -4.380 | -3.930 | -4.568 | -4.543 |
| MIN (+) | | 4.500 | 4.070 | 4.190 | 4.340 | 4.231 |

A continuación se presentan las tablas correspondientes a la comparación de resultados de los análisis efectuados al edificio compuesto por un sistema dual:

- Para las vigas se presentan los siguientes datos

Tabla 5.7.10 Comparación de valores para viga por diferentes tipos de cálculo para el sistema dual

| Viga eje 3 entre ejes C y D tercer nivel | | | | | | |
|---|----------|------------------------|--------------------------|--------------------------|-----------------------------------|----------------------------|
| Tipo de Momento | Posición | Calculo Manual (Ton.m) | Calculo de ETABS (Ton.m) | Cal. ETABS – UBC (Ton.m) | Cal. ETABS - UBC – COMBOS (Ton.m) | Calculo de SAP2000 (Ton.m) |
| Mu max (-) | 0.25 | -5.5800 | -8.3370 | -8.1360 | -8.1110 | -8.5100 |
| Mu max (+) | | 0.0800 | -1.3930 | -1.2280 | -1.2490 | -1.2300 |
| Mu max (-) | 3.00 | 5.2800 | 4.5030 | 4.3660 | 4.3900 | 4.3900 |
| Mu max (+) | | 11.4000 | 8.5600 | 7.2900 | 8.2830 | 8.2830 |
| Mu max (-) | 5.75 | -4.4600 | -7.3590 | -7.2180 | -7.1890 | -7.1890 |
| Mu max (+) | | 1.4900 | 0.4180 | 0.5430 | 0.5190 | 0.5190 |

Tabla 5.7.11 Comparación de valores para viga por diferentes tipos de cálculo para el sistema dual

| Viga eje 1 entre ejes B y C segundo nivel | | | | | | |
|--|----------|------------------------|--------------------------|--------------------------|-----------------------------------|----------------------------|
| Tipo de Momento | Posición | Calculo Manual (Ton.m) | Calculo de ETABS (Ton.m) | Cal. ETABS – UBC (Ton.m) | Cal. ETABS - UBC – COMBOS (Ton.m) | Calculo de SAP2000 (Ton.m) |
| Mu max (-) | 0.25 | -7.6000 | -9.3580 | -9.0990 | -9.0250 | -9.9700 |
| Mu max (+) | | 2.1000 | 0.3440 | 0.4800 | 0.4110 | 0.8857 |
| Mu max (-) | 3.05 | 5.3000 | 2.7210 | 2.6240 | 2.6240 | 2.6900 |
| Mu max (+) | | 10.9900 | 5.6830 | 5.4090 | 5.4100 | 5.6200 |
| Mu max (-) | 5.85 | -7.6000 | -9.3580 | -9.0990 | -9.0250 | -9.9700 |
| Mu max (+) | | 2.1000 | 0.3440 | 0.4800 | 0.4110 | 0.8857 |

Tabla 5.7.12 Comparación de valores para viga por diferentes tipos de cálculo para el sistema dual

| Viga eje A entre ejes 3 y 5 primer nivel | | | | | | |
|---|----------|------------------------|--------------------------|--------------------------|-----------------------------------|----------------------------|
| Tipo de Momento | Posición | Calculo Manual (Ton.m) | Calculo de ETABS (Ton.m) | Cal. ETABS – UBC (Ton.m) | Cal. ETABS - UBC – COMBOS (Ton.m) | Calculo de SAP2000 (Ton.m) |
| Mu max (-) | 0.25 | -8.8500 | -9.783 | -9.7570 | -9.5990 | -10.0100 |
| Mu max (+) | | 4.1100 | 3.226 | 3.2900 | 3.1390 | 3.0900 |
| Mu max (-) | 3.50 | 0.9800 | 0.395 | 0.3190 | 0.3800 | 0.3457 |
| Mu max (+) | | 10.7900 | 7.898 | 7.7880 | 7.7230 | 7.6100 |
| Mu max (-) | 5.45 | -17.1500 | -16.96 | -16.7790 | -16.6500 | -16.3700 |
| Mu max (+) | | 4.5800 | 2.962 | 3.0860 | 2.9700 | 3.2900 |

- Para las columnas se presentan los siguientes datos

Tabla 5.7.13 Comparación de valores para columna por diferentes tipos de cálculo para el sistema dual

| Columna A3 ubicada en el tercer nivel (nudo superior) | | | | | | |
|--|-----------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|----------------------------------|---------------------------|
| Tipo de Valor | Tipo de Fuerza | Calculo Manual | Calculo de ETABS | Cal. ETABS - UBC | Cal. ETABS - UBC - COMBOS | Calculo de SAP2000 |
| MAX (+) | Vux(Ton) | 0.9133 | -0.710 | -0.600 | -0.610 | -0.6081 |
| MIN (-) | | -3.8736 | -5.850 | -5.700 | -5.680 | -5.9400 |
| MAX (+) | Vuy(Ton) | 6.7581 | 5.600 | 5.640 | 5.540 | 5.6100 |
| MIN (-) | | -6.9699 | -6.390 | -6.460 | -6.370 | -6.4100 |
| MAX (+) | Pu(Ton) | -7.9286 | -9.470 | -9.260 | -9.280 | -9.6400 |
| MIN (-) | | -18.4700 | -18.940 | -16.760 | -18.510 | -19.3100 |
| MAX (+) | Muy(T.m) | 13.5016 | 11.419 | 11.156 | 11.128 | 11.6300 |
| MIN (-) | | -12.8733 | 1.453 | 1.245 | 1.266 | 1.2200 |
| MAX (+) | Mux(T.m) | 8.0004 | 12.384 | 12.511 | 12.337 | 12.4100 |
| MIN (-) | | 0.0249 | -10.627 | -10.717 | -10.544 | -10.5900 |

Tabla 5.7.14 Comparación de valores para columna por diferentes tipos de cálculo para el sistema dual

| Columna A3 ubicada en el tercer nivel (nudo inferior) | | | | | | |
|--|-----------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|----------------------------------|---------------------------|
| Tipo de Valor | Tipo de Fuerza | Calculo Manual | Calculo de ETABS | Cal. ETABS - UBC | Cal. ETABS - UBC - COMBOS | Calculo de SAP2000 |
| MAX (+) | Vux(Ton) | -0.1796 | -0.710 | -0.600 | -0.610 | -0.6081 |
| MIN (-) | | -3.8736 | -5.850 | -5.700 | -5.680 | -5.9400 |
| MAX (+) | Vuy(Ton) | 6.7581 | 5.600 | 5.640 | 5.540 | 5.6100 |
| MIN (-) | | -6.9699 | -6.390 | -6.460 | -6.370 | -6.4100 |
| MAX (+) | Pu(Ton) | -9.4109 | -11.360 | -11.150 | -11.170 | -11.5300 |
| MIN (-) | | -21.5459 | -21.880 | -19.700 | -21.450 | -22.2600 |
| MAX (+) | Muy(T.m) | 10.7608 | -1.038 | -0.860 | -0.879 | -0.9132 |
| MIN (-) | | -10.8808 | -9.043 | -8.786 | -8.762 | -9.1500 |
| MAX (+) | Mux(T.m) | -0.6130 | 8.988 | 9.048 | 8.891 | 9.0400 |
| MIN (-) | | -5.5248 | -9.983 | -10.090 | -9.947 | -10.0400 |

Tabla 5.7.15 Comparación de valores para columna por diferentes tipos de cálculo para el sistema dual

| Columna B3 ubicada en el segundo nivel (nudo superior) | | | | | | |
|---|-----------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|----------------------------------|---------------------------|
| Tipo de Valor | Tipo de Fuerza | Calculo Manual | Calculo de ETABS | Cal. ETABS - UBC | Cal. ETABS - UBC - COMBOS | Calculo de SAP2000 |
| MAX (+) | Vux(Ton) | 3.0926 | 3.130 | 3.160 | 3.150 | 3.4100 |
| MIN (-) | | -3.7912 | -3.200 | -3.180 | -3.160 | -3.4800 |
| MAX (+) | Vuy(Ton) | 3.6139 | 2.790 | 2.830 | 2.810 | 2.8800 |
| MIN (-) | | -4.1780 | -3.920 | -3.910 | -3.880 | -4.0100 |
| MAX (+) | Pu(Ton) | -22.6623 | -46.130 | -44.370 | -44.400 | -46.1000 |
| MIN (-) | | -72.7814 | -100.080 | -88.130 | -95.620 | -100.1100 |
| MAX (+) | Muy(T.m) | 7.1758 | 5.474 | 5.423 | 5.400 | 5.9900 |
| MIN (-) | | -6.2529 | -5.069 | -5.132 | -5.118 | -5.6000 |
| MAX (+) | Mux(T.m) | 6.6704 | 6.386 | 6.359 | 6.322 | 6.5400 |
| MIN (-) | | -5.3227 | -4.533 | -4.586 | -4.558 | -4.6800 |

Tabla 5.7.16 Comparación de valores para columna por diferentes tipos de cálculo para el sistema dual

| Columna B3 ubicada en el segundo nivel (nudo inferior) | | | | | | |
|---|-----------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|----------------------------------|---------------------------|
| Tipo de Valor | Tipo de Fuerza | Calculo Manual | Calculo de ETABS | Cal. ETABS - UBC | Cal. ETABS - UBC - COMBOS | Calculo de SAP2000 |
| MAX (+) | Vux(Ton) | 3.0926 | 3.130 | 3.160 | 3.150 | 3.4100 |
| MIN (-) | | -3.7912 | -3.200 | -3.180 | -3.160 | -3.4800 |
| MAX (+) | Vuy(Ton) | 3.6139 | 2.790 | 2.830 | 2.810 | 2.8800 |
| MIN (-) | | -4.1780 | -3.920 | -3.910 | -3.880 | -4.0100 |
| MAX (+) | Pu(Ton) | -21.1487 | -48.020 | -46.270 | -46.290 | -47.9900 |
| MIN (-) | | -75.8720 | -103.020 | -91.080 | -98.560 | -103.0500 |
| MAX (+) | Muy(T.m) | 6.3930 | 5.883 | 5.916 | 5.902 | 6.3200 |
| MIN (-) | | -7.4479 | -5.739 | -5.699 | -5.676 | -6.1900 |
| MAX (+) | Mux(T.m) | 5.5279 | 5.244 | 5.309 | 5.276 | 5.4100 |
| MIN (-) | | -6.5943 | -7.324 | -7.310 | -7.267 | -7.4900 |

Tabla 5.7.17 Comparación de valores para columna por diferentes tipos de cálculo para el sistema dual

| Columna B5 ubicada en el primer nivel (nudo superior) | | | | | | |
|--|-----------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|----------------------------------|---------------------------|
| Tipo de Valor | Tipo de Fuerza | Calculo Manual | Calculo de ETABS | Cal. ETABS - UBC | Cal. ETABS - UBC - COMBOS | Calculo de SAP2000 |
| MAX (+) | Vux(Ton) | 2.3277 | 2.040 | 2.080 | 2.040 | 1.6200 |
| MIN (-) | | -3.0576 | -2.860 | -2.850 | -2.810 | -2.4200 |
| MAX (+) | Vuy(Ton) | 3.7489 | 3.930 | 3.830 | 3.820 | 3.6800 |
| MIN (-) | | -1.6269 | 0.180 | 0.130 | 0.140 | 0.4278 |
| MAX (+) | Pu(Ton) | -8.4271 | -33.810 | -32.120 | -33.590 | -35.7000 |
| MIN (-) | | -79.2624 | -88.290 | -81.810 | -84.920 | -88.5500 |
| MAX (+) | Muy(T.m) | 0.6948 | 4.804 | 4.764 | 4.690 | 4.0900 |
| MIN (-) | | -5.8348 | -2.730 | -2.818 | -2.749 | -2.0900 |
| MAX (+) | Mux(T.m) | 4.9703 | -2.915 | -2.800 | -2.804 | -3.0900 |
| MIN (-) | | -3.1235 | -8.498 | -8.092 | -8.174 | -8.4900 |

Tabla 5.7.18 Comparación de valores para columna por diferentes tipos de cálculo para el sistema dual

| Columna B5 ubicada en el primer nivel (nudo inferior) | | | | | | |
|--|-----------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|----------------------------------|---------------------------|
| Tipo de Valor | Tipo de Fuerza | Calculo Manual | Calculo de ETABS | Cal. ETABS - UBC | Cal. ETABS - UBC - COMBOS | Calculo de SAP2000 |
| MAX (+) | Vux(Ton) | 2.3277 | 2.040 | 2.080 | 2.040 | 1.6200 |
| MIN (-) | | -3.0576 | -2.860 | -2.850 | -2.810 | -2.4200 |
| MAX (+) | Vuy(Ton) | 3.7489 | 3.930 | 3.830 | 3.820 | 3.6800 |
| MIN (-) | | -1.6269 | 0.180 | 0.130 | 0.140 | 0.4278 |
| MAX (+) | Pu(Ton) | -6.8413 | -35.780 | -34.090 | -35.560 | -37.6700 |
| MIN (-) | | -84.7451 | -91.360 | -84.880 | -87.990 | -91.6200 |
| MAX (+) | Muy(T.m) | 7.8438 | 4.713 | 4.779 | 4.698 | 3.8200 |
| MIN (-) | | -5.2639 | -5.649 | -5.653 | -5.565 | -4.7300 |
| MAX (+) | Mux(T.m) | 5.3636 | 7.124 | 7.015 | 6.989 | 6.4100 |
| MIN (-) | | -6.1820 | -2.251 | -2.325 | -2.305 | -1.5300 |

- Para las paredes se presentan los siguientes datos tanto para comparaciones mediante fuerzas internas como comparaciones de fuerzas de diseño.

a) Comparación de valores de fuerzas internas en la pared de análisis:

Tabla 5.7.19 Comparación de valores de fuerzas internas para paredes

| COMPARACION LOS VALORES DE FUERZAS F11 | | | | |
|---|---------------------------------|---------------------------------|-------------------------------------|-----------------------------------|
| NUDO | Calculo de ETABS (Ton/m) | Cal. ETABS – UBC (Ton/m) | ETABS - UBC – COMBOS (Ton/m) | Calculo de SAP2000 (Ton/m) |
| 2 | -3.3057 | -3.2815 | -3.0414 | 2.0000 |
| 49 | -4.9345 | -4.9676 | -4.3500 | 8.6900 |
| 3 | -3.3057 | -3.2815 | -3.0414 | 5.5100 |
| 53 | -4.8983 | -4.8943 | -4.3500 | 2.3200 |

Tabla 5.7.20 Comparación de valores de fuerzas internas para paredes

| COMPARACION LOS VALORES DE FUERZAS F22 | | | | |
|---|---------------------------------|---------------------------------|-------------------------------------|-----------------------------------|
| NUDO | Calculo de ETABS (Ton/m) | Cal. ETABS – UBC (Ton/m) | ETABS - UBC – COMBOS (Ton/m) | Calculo de SAP2000 (Ton/m) |
| 2 | -16.7093 | -16.4076 | -15.4914 | 25.7900 |
| 49 | -24.6727 | -24.8379 | -21.7499 | 57.2700 |
| 3 | -16.5283 | -16.4076 | -15.3492 | 21.6400 |
| 53 | -24.6727 | -24.4713 | -21.6076 | 6.2300 |

Tabla 5.7.21 Comparación de valores de fuerzas internas para paredes

| COMPARACION LOS VALORES DE FUERZAS F12 | | | | |
|---|---------------------------------|---------------------------------|-------------------------------------|-----------------------------------|
| NUDO | Calculo de ETABS (Ton/m) | Cal. ETABS – UBC (Ton/m) | ETABS - UBC – COMBOS (Ton/m) | Calculo de SAP2000 (Ton/m) |
| 2 | 9.3986 | 9.3944 | 8.4351 | 13.0100 |
| 49 | 14.6098 | 14.4535 | 13.2769 | 3.4600 |
| 3 | 8.2949 | 8.2135 | 7.3746 | 12.3900 |
| 53 | 13.4237 | 13.2726 | 12.2880 | 6.0600 |

Tabla 5.7.22 Comparación de valores de fuerzas internas para paredes

| COMPARACION LOS VALORES DE MOMENTOS M11 | | | | |
|--|-----------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------------|-------------------------------------|
| NUDO | Calculo de ETABS (Ton.m/m) | Cal. ETABS – UBC (Ton.m/m) | ETABS - UBC – COMBOS (Ton.m/m) | Calculo de SAP2000 (Ton.m/m) |
| 2 | -0.0379 | -0.0377 | -0.0365 | -0.0006 |
| 49 | -0.0704 | -0.0687 | -0.0662 | 0.0794 |
| 3 | 0.0155 | 0.0150 | 0.0142 | 0.0194 |
| 53 | 0.0432 | 0.0427 | 0.0416 | 0.0070 |

Tabla 5.7.23 Comparación de valores de fuerzas internas para paredes

| COMPARACION LOS VALORES DE MOMENTOS M22 | | | | |
|--|-----------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------------|-------------------------------------|
| NUDO | Calculo de ETABS (Ton.m/m) | Cal. ETABS – UBC (Ton.m/m) | ETABS - UBC – COMBOS (Ton.m/m) | Calculo de SAP2000 (Ton.m/m) |
| 2 | -0.1896 | -0.1924 | -0.1786 | -0.0311 |
| 49 | -0.3519 | -0.3436 | -0.3419 | 0.3271 |
| 3 | 0.0815 | 0.0819 | 0.0750 | 0.0993 |
| 53 | 0.2190 | 0.2105 | 0.2106 | -0.0008 |

Tabla 5.7.24 Comparación de valores de fuerzas internas para paredes

| COMPARACION LOS VALORES DE MOMENTOS M12 | | | | |
|--|-----------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------------|-------------------------------------|
| NUDO | Calculo de ETABS (Ton.m/m) | Cal. ETABS – UBC (Ton.m/m) | ETABS - UBC – COMBOS (Ton.m/m) | Calculo de SAP2000 (Ton.m/m) |
| 2 | -0.0118 | -0.0124 | -0.0101 | 0.0297 |
| 49 | -0.0118 | -0.0124 | -0.0104 | -0.0075 |
| 3 | 0.0131 | 0.0129 | 0.0106 | 0.0169 |
| 53 | 0.0131 | 0.0129 | 0.0110 | -0.0014 |

Tabla 5.7.25 Comparación de valores de fuerzas internas para paredes

| COMPARACION LOS VALORES DE CORTANTE V13 | | | | |
|--|---------------------------------|---------------------------------|-------------------------------------|-----------------------------------|
| NUDO | Calculo de ETABS (Ton/m) | Cal. ETABS – UBC (Ton/m) | ETABS - UBC – COMBOS (Ton/m) | Calculo de SAP2000 (Ton/m) |
| 2 | -0.0274 | -0.0259 | -0.0259 | 0.0425 |
| 49 | -0.0279 | -0.0268 | -0.0267 | -0.0380 |
| 3 | 0.0179 | 0.0198 | 0.0171 | 0.0490 |
| 53 | 0.0183 | 0.0194 | 0.0171 | 0.1058 |

Tabla 5.7.26 Comparación de valores de fuerzas internas para paredes

| COMPARACION LOS VALORES DE CORTANTE V23 | | | | |
|--|---------------------------------|---------------------------------|-------------------------------------|-----------------------------------|
| NUDO | Calculo de ETABS (Ton/m) | Cal. ETABS – UBC (Ton/m) | ETABS - UBC – COMBOS (Ton/m) | Calculo de SAP2000 (Ton/m) |
| 2 | -0.0823 | -0.0820 | -0.0737 | 0.0418 |
| 49 | -0.1664 | -0.1631 | -0.1610 | 0.1821 |
| 3 | -0.0804 | -0.0801 | -0.0737 | -0.0093 |
| 53 | -0.1664 | -0.1613 | -0.1610 | 0.1837 |

b) Comparación de valores de fuerzas de diseño en la pared de análisis:

Tabla 5.7.27 Comparación de fuerzas de diseño para paredes

| PARED EJE 1 ENTRE EJES AB NIVEL 2 PARTE SUPERIOR | | | | |
|---|-----------------------|-------------------------|-------------------------|-----------------------------|
| Tipo de Valor | Tipo de Fuerza | Calculo de ETABS | Cal. ETABS - UBC | ETABS - UBC - COMBOS |
| MAX (+) | P(Ton) | -16.8600 | -16.5000 | -16.6300 |
| MIN (-) | | -37.4600 | -34.8600 | -36.4000 |
| MAX (+) | V2(Ton) | 14.7400 | 14.8200 | 13.0200 |
| MIN (-) | | -20.5500 | -20.3100 | -18.5200 |
| MAX (+) | V3(Ton) | 14.6300 | 14.7100 | 13.1000 |
| MIN (-) | | -21.8600 | -21.7700 | -20.1700 |
| MAX (+) | T(T.m) | 11.4870 | 11.5130 | 9.2100 |
| MIN (-) | | -10.2170 | -10.2210 | -7.8920 |
| MAX (+) | M2(T.m) | 21.9840 | 21.5370 | 21.0300 |
| MIN (-) | | -9.6050 | -9.5220 | -9.0310 |
| MAX (+) | M3(T.m) | 22.8740 | 22.4490 | 22.1890 |
| MIN (-) | | -12.9760 | -13.0420 | -12.8060 |

Tabla 5.7.28 Comparación de fuerzas de diseño para paredes

| PARED EJE 1 ENTRE EJES AB NIVEL 2 PARTE INFERIOR | | | | |
|---|-----------------------|-------------------------|-------------------------|-----------------------------|
| Tipo de Valor | Tipo de Fuerza | Calculo de ETABS | Cal. ETABS - UBC | ETABS - UBC - COMBOS |
| MAX (+) | P(Ton) | -21.5500 | -21.1900 | -21.3200 |
| MIN (-) | | -44.7600 | -42.1600 | -43.7000 |
| MAX (+) | V2(Ton) | 14.7400 | 14.8200 | 13.0200 |
| MIN (-) | | -20.5500 | -20.3100 | -18.5200 |
| MAX (+) | V3(Ton) | 14.6300 | 14.7100 | 13.1000 |
| MIN (-) | | -21.8600 | -21.7700 | -20.1700 |
| MAX (+) | T(T.m) | 11.4870 | 11.5130 | 9.2100 |
| MIN (-) | | -10.2170 | -10.2210 | -7.8920 |
| MAX (+) | M2(T.m) | 41.6030 | 41.9510 | 36.8310 |
| MIN (-) | | -54.5360 | -54.6720 | -49.5680 |
| MAX (+) | M3(T.m) | 38.7870 | 39.0570 | 32.7730 |
| MIN (-) | | -49.2280 | -48.8620 | -42.6230 |

CAPITULO VI: “ANÁLISIS DE UN EDIFICIO IRREGULAR UTILIZANDO MODELOS TRIDIMENSIONALES”

Una vez desarrollada la guía para el diseño estructural de edificios utilizando modelos tridimensionales en el capítulo 3, y verificada la similitud existente entre los resultados que proporcionan los programas al evaluar un mismo modelo en el capítulo 5, además de comparar a estos con los resultados obtenidos del capítulo 4, llega el momento hacer uso de las herramientas y facilidades que nos ofrecen estos programas para la elaboración de análisis y diseño de edificios.

El presente capítulo tratará sobre el análisis mediante modelos tridimensionales correspondiente a un edificio irregular, primeramente elaborando una descripción general del mismo, las estrategias de diseño utilizadas para su análisis, las consideraciones de cargas realizadas y el correspondiente análisis de los resultados obtenidos.

Para la realización del análisis del edificio se hará uso del programa ETABS, apoyado en sus funciones de análisis como el uso del Uniform Building Code de 1994 y de las combinaciones de cargas predeterminadas por el programa para el cálculo automático del cortante basal total de la estructura y el desarrollo del análisis del comportamiento de los elementos ante una fuerza de acción tipo sísmica.

Asimismo, se procederá con la realización de una comparación entre los resultados obtenidos analizando el edificio con una asignación de diafragma rígido en áreas de losas contra otro modelo del mismo edificio al que no se asigna diafragma rígido.

Limitaciones

- El realizara un análisis estático al edificio irregular.

- La altura del edificio irregular en estudio no puede sobrepasar los 20 m, ni el número de niveles debe ser superior de 5.
- Se hará uso del programa ETABS para el análisis de la estructura.
- El valor del cortante basal total calculado con el programa de ETABS utilizando el Uniform Building Code de 1994 debe ser igual al valor calculado con la NTDS 94.
- El análisis de los resultados sólo incluirá a vigas y columnas.
- El desplazamiento del edificio no puede sobrepasar el máximo admisible establecido por entrepiso dado por la Norma Técnica para Diseño por Sismo de El Salvador igual a $0.10 \times h_{sx}$

a) Descripción general de la estructura.

En esta sección se realizará una descripción general de la estructura de un edificio irregular, que presenta las irregularidades de ejes no paralelos y de esquinas entrantes, con un área de construcción de $3,929.96 \text{ m}^2$ ($5,623.10 \text{ vrs}^2$), cuyo destino será el de un hospital, con capacidad instalada de 68 camas, 2 salas para operaciones menores, 2 salas para operaciones de emergencia y mayores, 108 servicios sanitarios privados, 1 área de servicios sanitarios públicos, 28 áreas para consultas, 6 cuartos para administración, 1 centro de computo, 1 cafetería y 1 bodega; el inmueble esta distribuido en cuatro niveles, tres entrepisos y una losa de techo, con una separación tipo de entrepisos de 3.60m, llegando así a tener una altura total de 14.40m, como se muestra a continuación en el esquema de la siguiente figura:

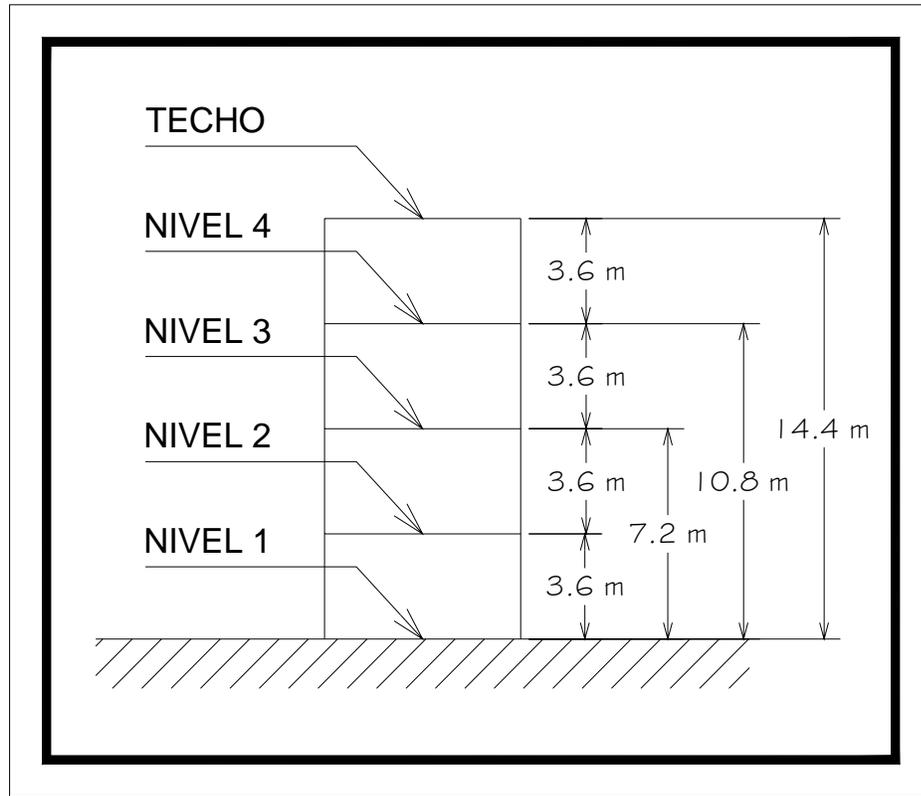


Figura 6.1.1 Esquema de niveles del edificio irregular.

Tabla 6.1.1 Alturas de entrepiso

| Entrepiso | Ho (m) | Hf (m) | Hn (m) |
|-----------|--------|--------|--------|
| 1 | 0 | 3.6 | 3.6 |
| 2 | 3.6 | 7.20 | 3.6 |
| 3 | 7.20 | 10.8 | 3.6 |
| 4 | 10.8 | 14.4 | 3.6 |

Las plantas del edificio aparecen a continuación, de forma arquitectónica y estructural, para poder apreciar la constitución geométrica del mismo y la nomenclatura de ejes adoptada, así como la disposición de los elementos estructurales:

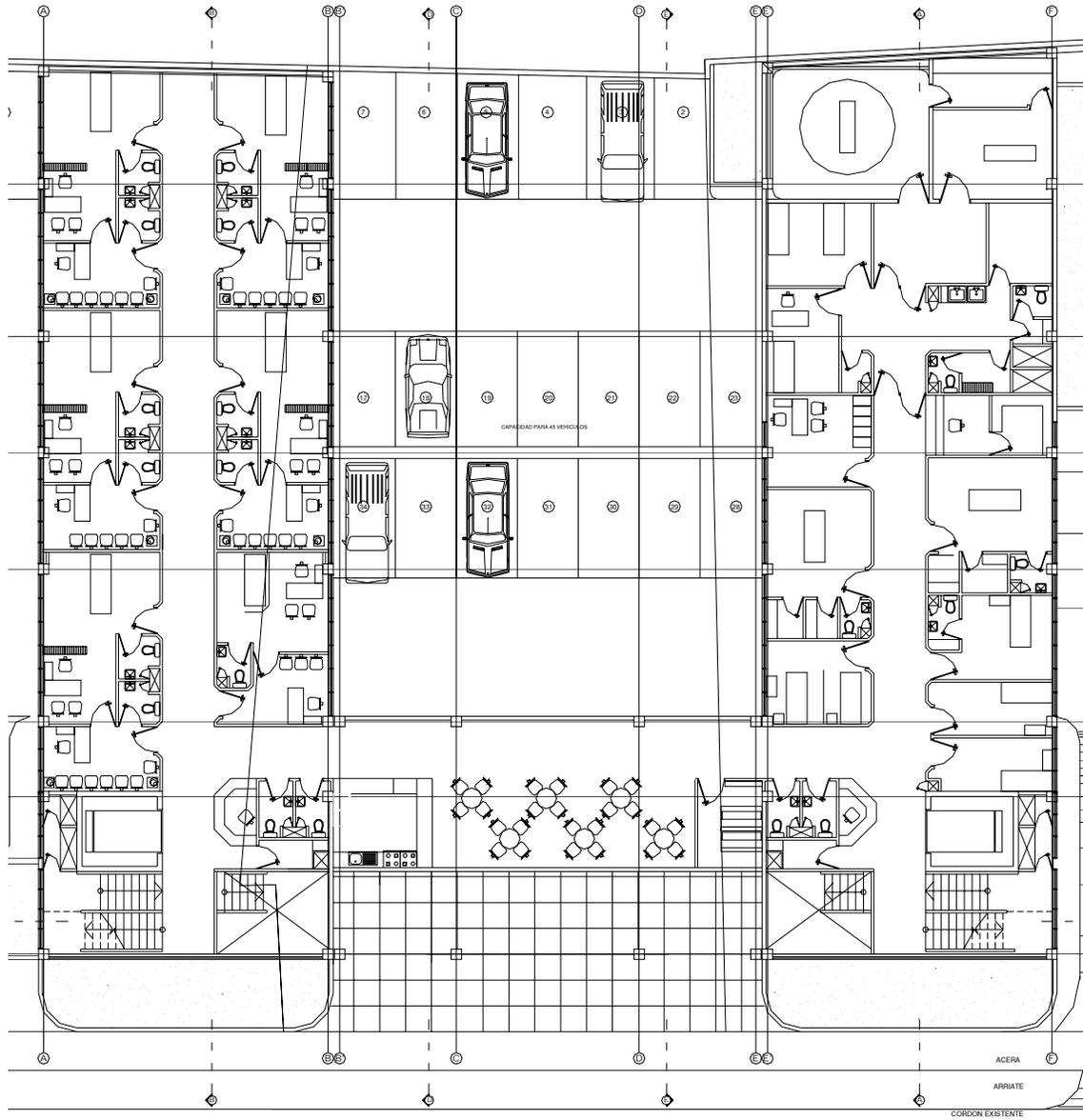


Figura 6.1.2 Vista en planta del primer nivel

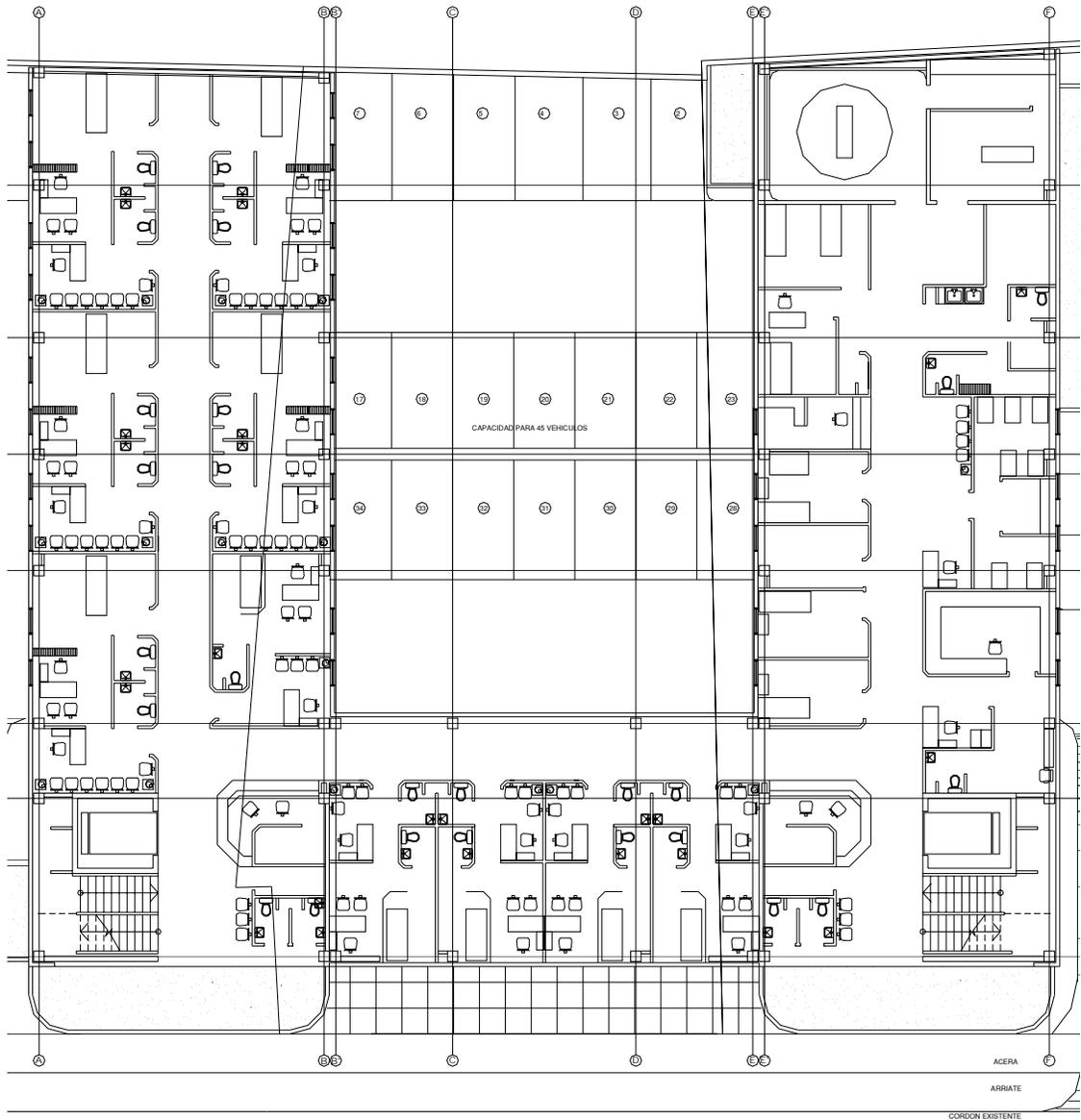


Figura 6.1.3 Vista en planta del segundo nivel

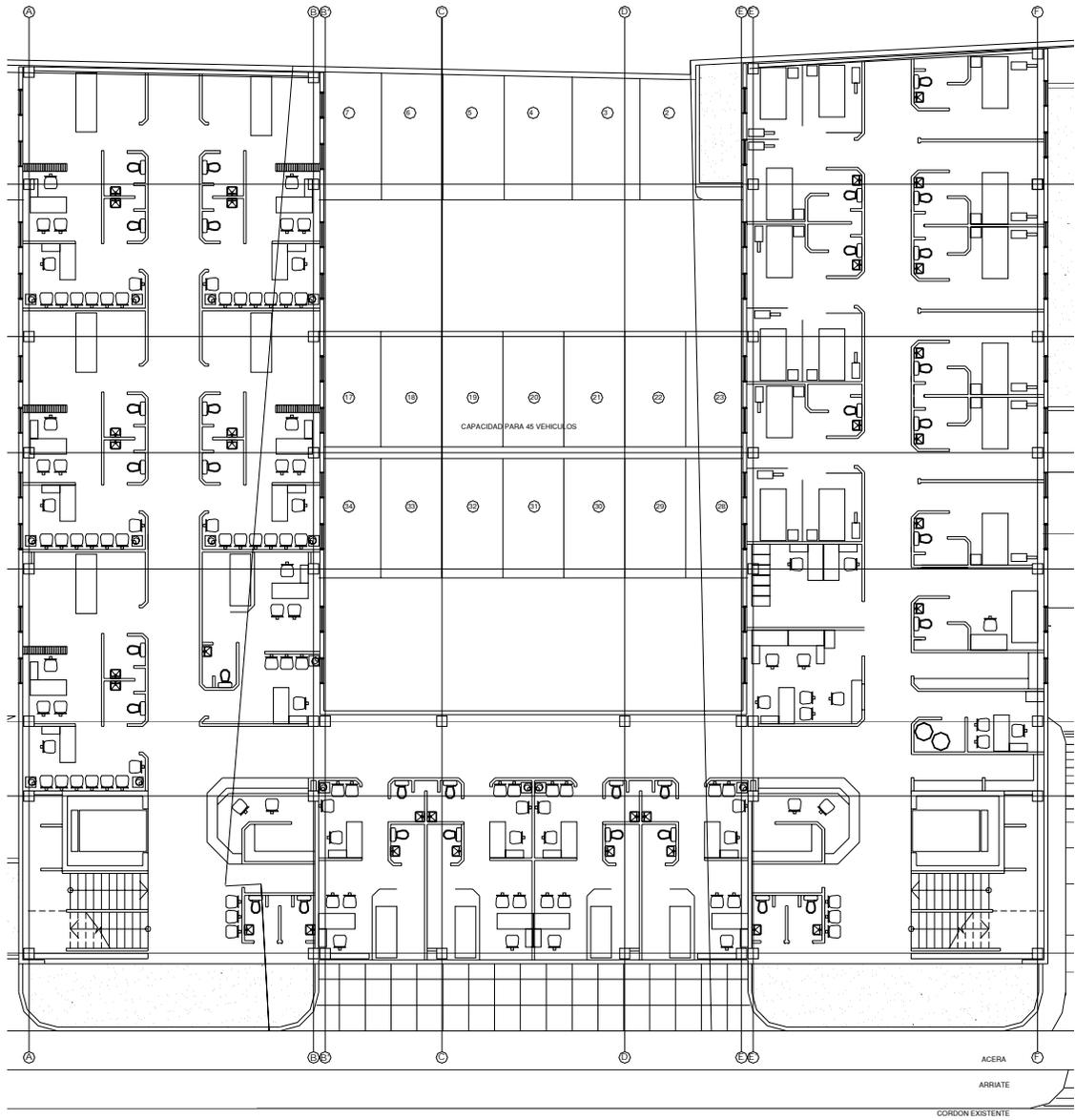


Figura 6.1.4 Vista en planta del tercer nivel

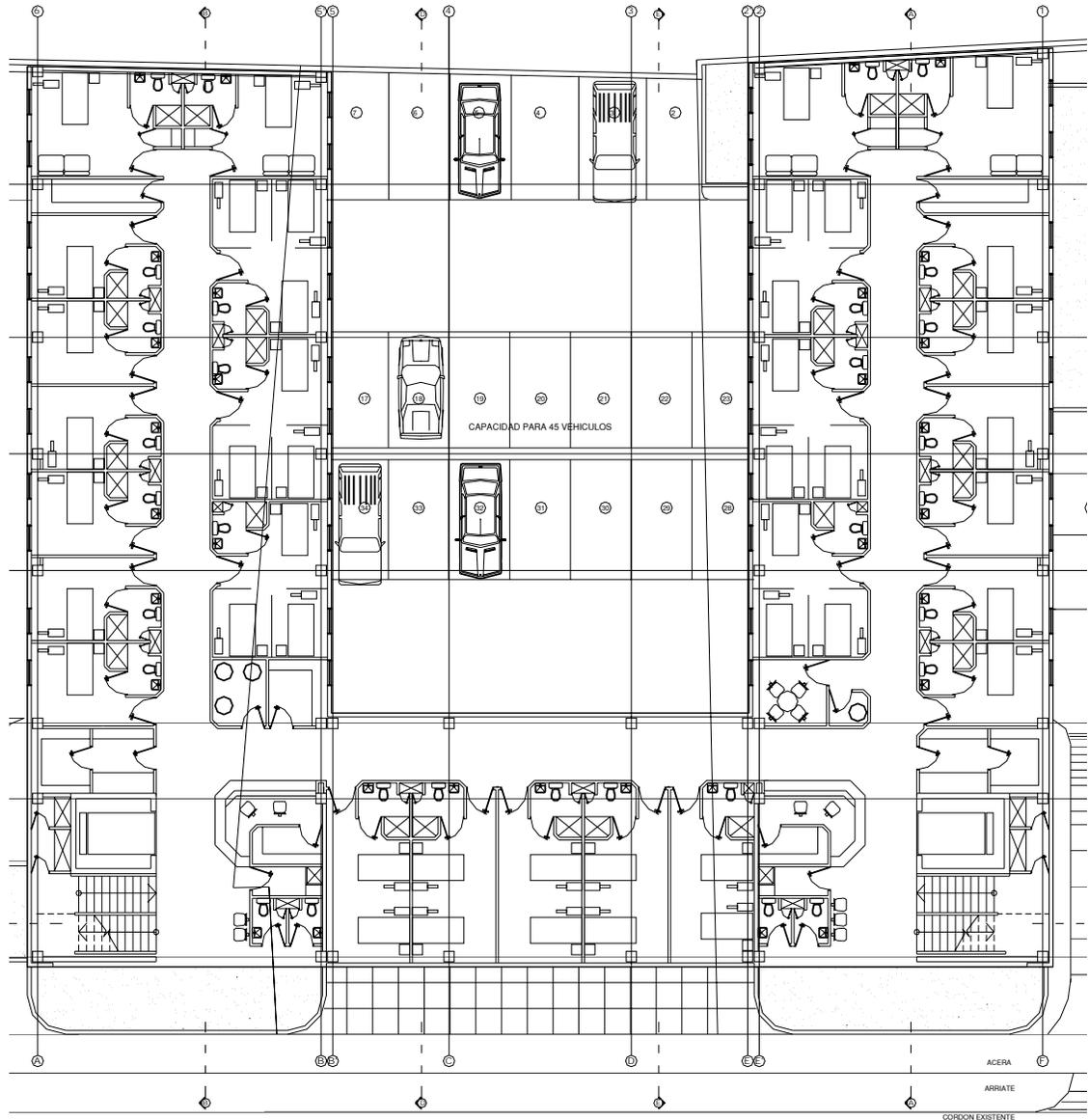


Figura 6.1.5 Vista en planta del cuarto nivel

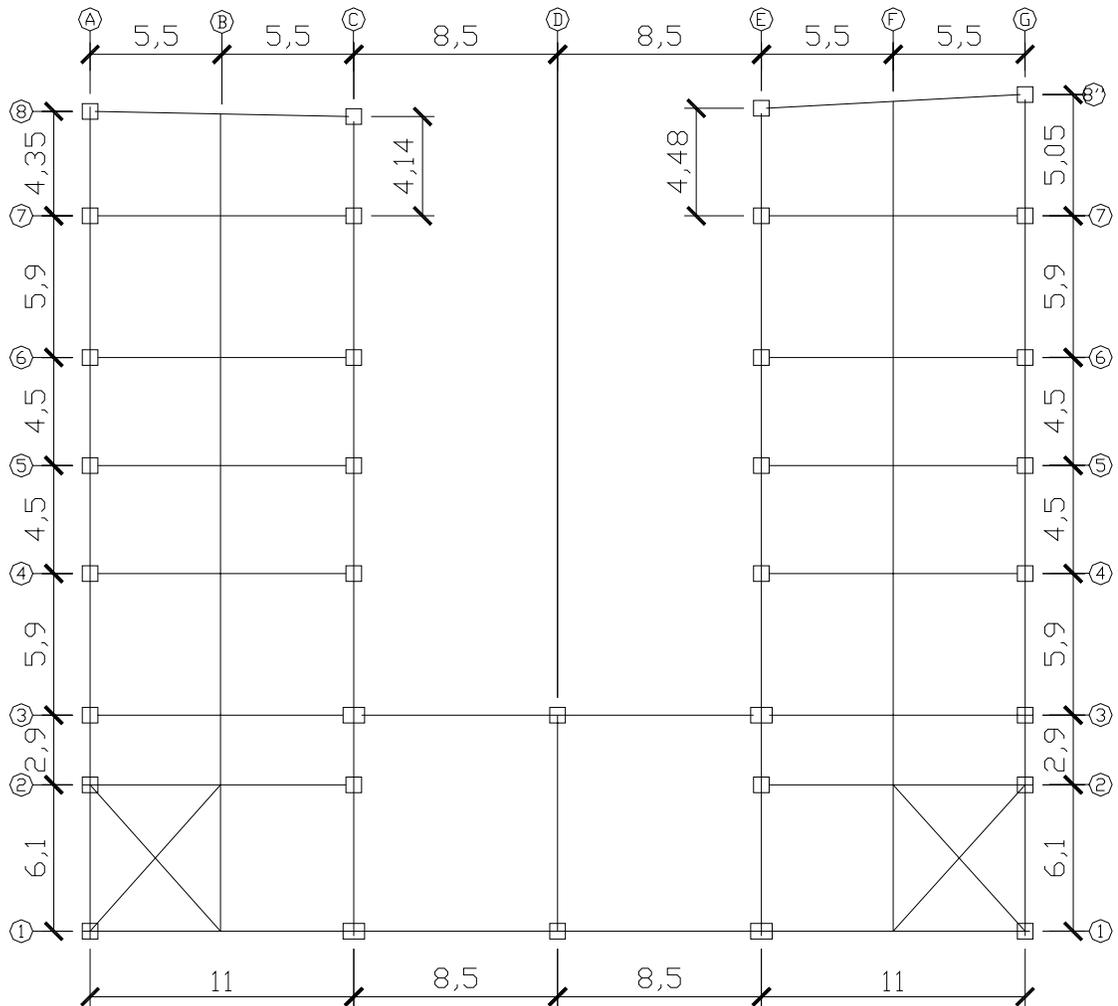


Figura 6.1.6 Distribución de ejes y cotas en vista en planta del edificio

b) Estrategias de diseño sísmico de la estructura.

Para el desarrollo del análisis del edificio irregular se prosiguió con la implementación de las siguientes estrategias de diseño, primeramente se considero que la estructura se encuentra ubicada en una zona sísmica tipo I, que estará compuesto por un sistema de marcos de concreto con detallado especial, el destino de la estructura es de un hospital teniendo una categoría de ocupación tipo I, así como un tipo de suelo S_3 .

Para la comprensión del comportamiento de la estructura se hará uso del programa ETABS, utilizando las herramientas que éste provee, como la inclusión de losas en el modelado para hacer uso del Uniform Building Code de 1994 (UBC-94) y la inclusión automática de combinaciones de carga que el programa considera de forma predeterminada para el diseño de estructuras de concreto. Las cargas vivas a ser utilizadas en el análisis de la estructura estarán provistas por las que determina la American Society of Civil Engineers of 1997 (ASCE-97).

Asimismo, se calibró el valor del cortante basal total que calcula el programa haciendo uso del UBC -94, mediante la ecuación que permite igualar el factor de importancia del UBC a un valor de 1.7073 veces el definido por la NTDS.

$$I_{UBC} = (1.7073) I_{NTDS}$$

También, se definió desde el inicio del análisis que el periodo natural de vibración quedará determinado con un valor de $T = 0.60$ s, ya que el valor que determinaba el programa en un primer cálculo era menor a $T_0 = 0.60$ s, que define nuestra NTDS para un tipo de suelo S_3 .

c) Consideraciones de cargas

A continuación se presenta en forma detallada las consideraciones de cargas que se proponen para el edificio irregular en análisis, así como una apreciación visual de la zonificación de las cargas vivas a las que será sometida la estructura y los distintos tipos de secciones propuestas con sus correspondientes esquemas de ubicación de las mismas.

En terraza (techo):

| | |
|--|---------------------------|
| Losa densa de 15 cm. | 360.00 kg/m ² |
| Piso impermeabilizante asfáltico para losa | 5.00 kg/m ² |
| Instalaciones eléctricas e hidráulicas | 45.00 kg/m ² |
| Equipos para aire acondicionado | 35.00 kg/m ² |
| Instalaciones de cielo falso | 15.00 kg/m ² . |
| TOTAL = | 460.00 kg/m ² |

| | |
|--|--------------------------------|
| Carga muerta sobre losa de techo: | 460.00 Kg/m ² . |
| Carga viva: | 100.00 Kg/m ² . (*) |
| Carga viva sísmica: | 50.00 Kg/m ² . (*) |
| (*) Para azoteas con pendientes no mayores del 5%. | |

En el resto de entrepisos (niveles 1, 2, 3 y 4):

| | |
|--|---------------------------|
| Losa densa de 18 cm. | 432.00 kg/m ² |
| Enladrillado de piso tipo porcelanato | 15.00 kg/m ² . |
| Divisiones internas | 70.00 kg/m ² |
| Instalaciones eléctricas e hidráulicas | 45.00 kg/m ² . |
| Equipos para aire acondicionado | 35.00 kg/m ² . |
| Instalaciones de cielo falso | 15.00 kg/m ² . |
| TOTAL = | 612.00 kg/m ² |

| | |
|----------------------------------|----------------------------|
| Carga muerta (sobre entrepiso): | 612.00 kg/m ² . |
| Carga muerta (en pared e=10 cm): | 200.00 kg/m ² . |
| Carga muerta (en pared e=15 cm): | 250.00 kg/m ² |

| | |
|---|----------------------------------|
| Carga muerta (en pared e=20 cm): | 300.00 kg/m ² . |
| Carga viva zona 1: | 195.00 kg/m ² . (**) |
| Carga viva zona 2: | 295.00 kg/m ² . (**) |
| Carga viva zona 3: | 395.00 kg/m ² . (**) |
| Carga viva sísmica zona 1: | 136.80 kg/m ² . (***) |
| Carga viva sísmica zona 2: | 212.40 kg/m ² . (***) |
| Carga viva sísmica zona 3: | 280.80 kg/m ² . (***) |
| (**)Las distintas zonas consideran las distintas áreas de trabajo de un hospital conforme a lo dictaminado por la American Society for Civil Engineers (ASCE -1997) en su apartado de distribución de valores para cargas vivas, ver anexo E. | |
| (***)Se considera que el aporte debido a viva instantánea o viva sísmica posee una contribución igual al 72% del valor de la viva total. | |

| | | |
|--------------|-------------------------------------|---------------------------|
| Otros pesos: | Peso volumétrico concreto reforzado | 2400.00 kg/m ³ |
| | Ventanas de vidrio fijo | 60.00 kg/m ² |

Secciones transversales propuestas

Tabla 6.1.2 Secciones propuestas para los elementos del edificio

| Sección | b (cm) | h (cm) |
|-------------------|--------|--------|
| Columna 1 | 65 | 65 |
| Columna 2 | 90 | 65 |
| Viga Primaria | 60 | 120 |
| Viga Secundaria 1 | 50 | 100 |

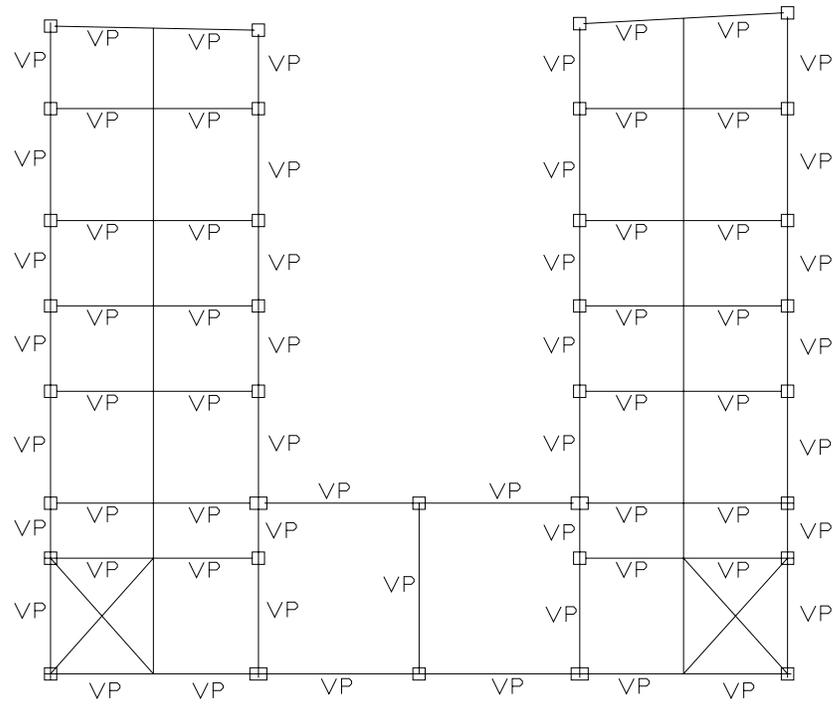


Figura 6.1.7 Distribución de vigas primarias del edificio

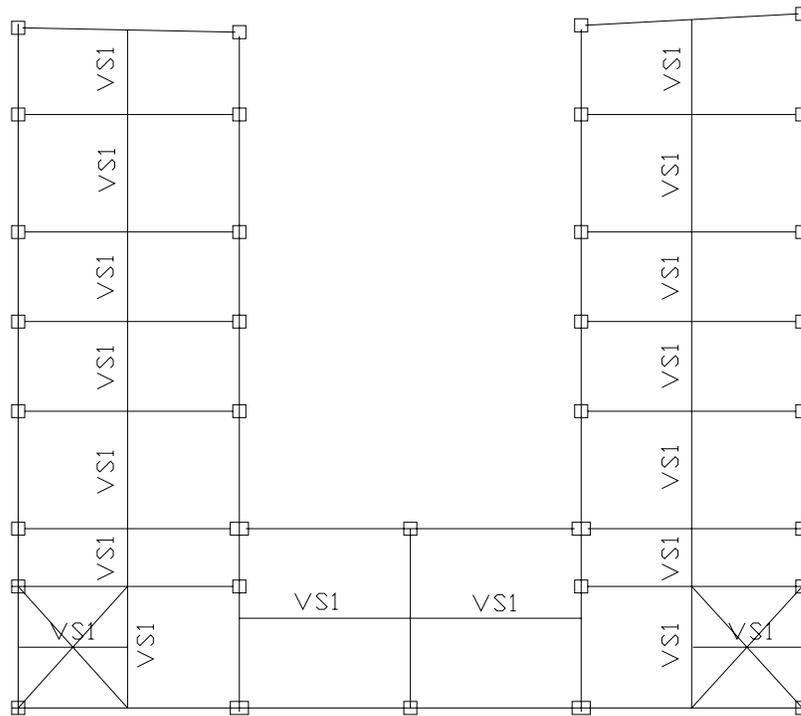


Figura 6.1.8 Distribución de vigas secundarias del edificio

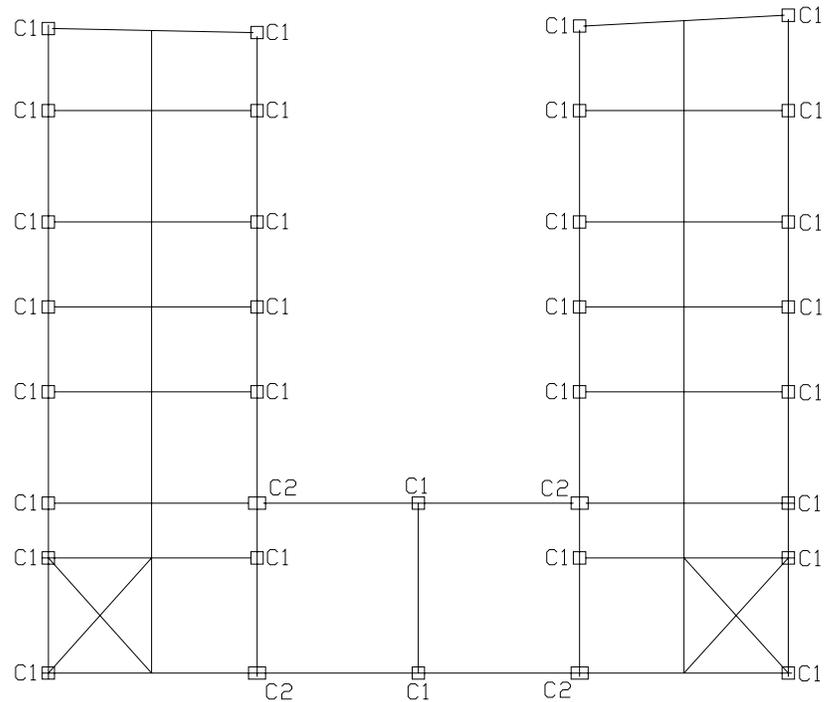


Figura 6.1.9 Distribución de columnas del edificio

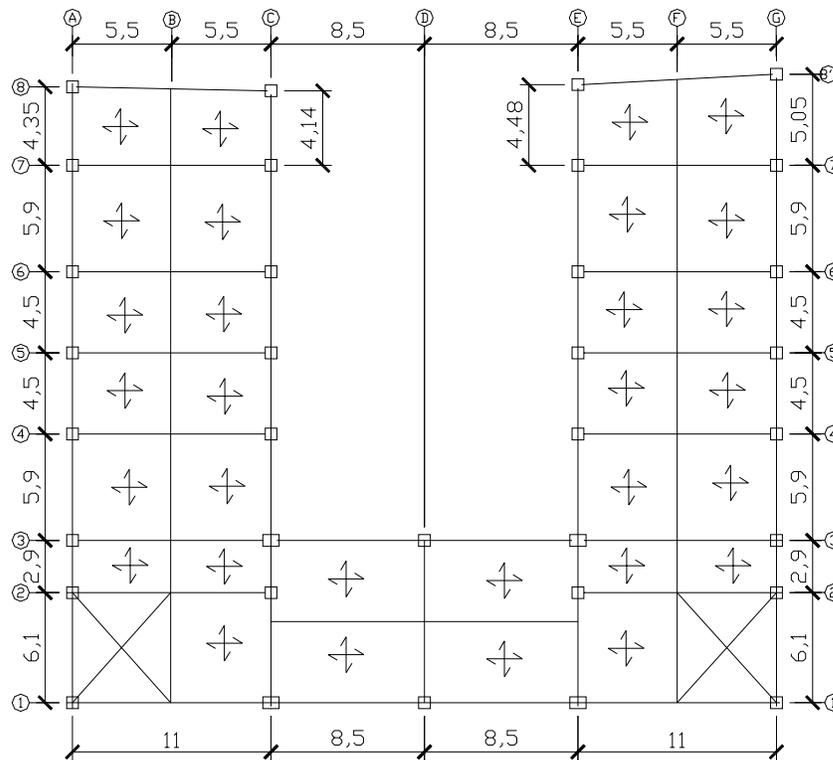


Figura 6.1.10 Distribución de losas densas del edificio

Distribución grafica de cargas vivas en los distintos niveles del edificio

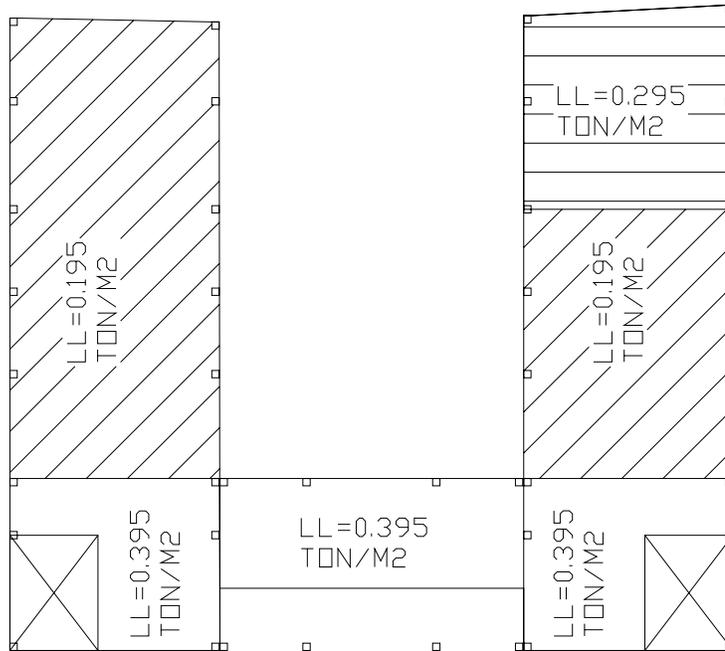


Figura 6.1.11 Distribución de cargas vivas en el primer nivel

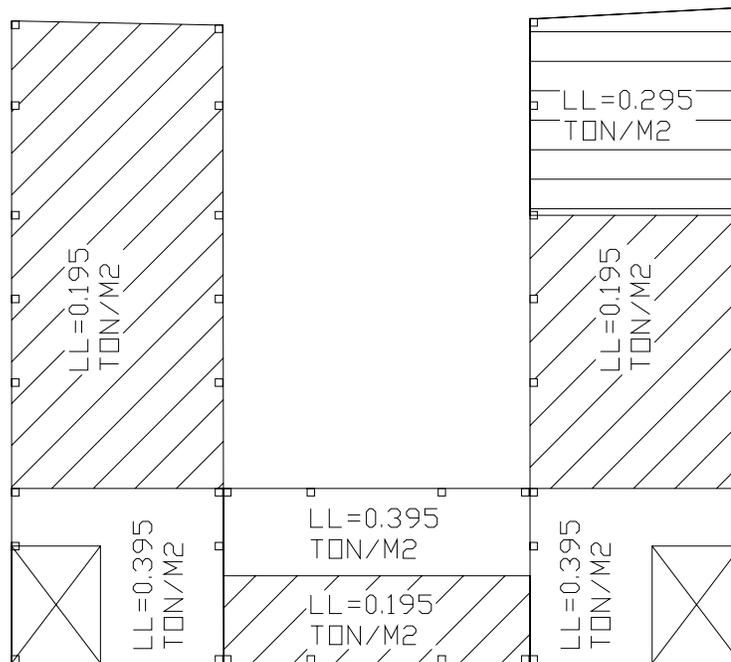


Figura 6.1.12 Distribución de cargas vivas en el segundo nivel.

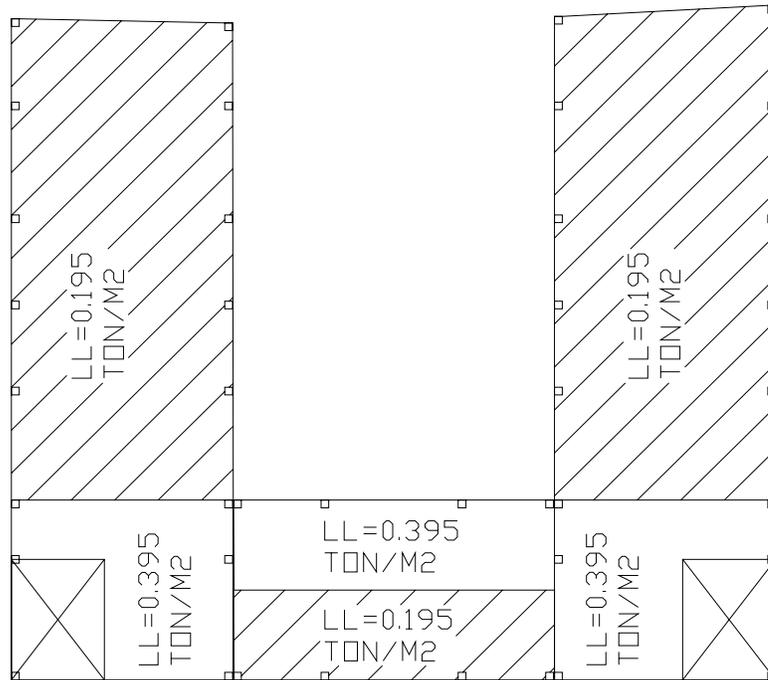


Figura 6.1.13 Distribución de cargas vivas en el tercer nivel.

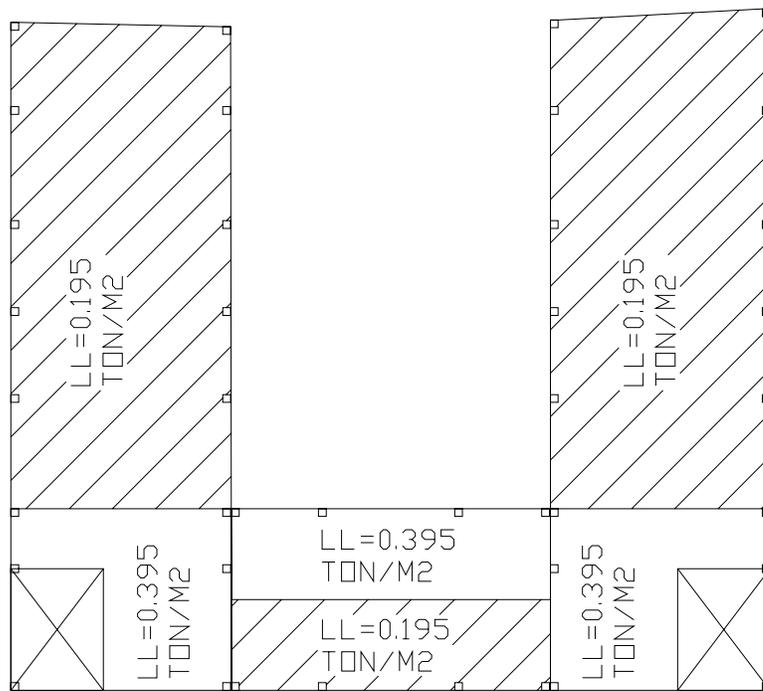


Figura 6.1.14 Distribución de cargas vivas en el cuarto nivel.

Otras consideraciones

- Las paredes serán de bloque de concreto de 10, 15 y 20 cm. de espesor.
- La estructura esta ubicada en San Salvador ($A = 0.40$).
- El destino del inmueble es para uso de un hospital ($I_{NTDS} = 1.5$).
- El edificio esta estructurado a base de marcos de concreto reforzado en ambas direcciones ($R = 12$, $Cd = 8$, $H_{max} = \text{sin límite}$).
- El tipo de suelo es S_3 (los coeficientes de sitio son $C_o = 3.0$ y $T_o = 0.6$).
- Resistencia del concreto es $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- Esfuerzo de fluencia del acero es $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

d) Calibración del coeficiente sísmico mediante el uso del programa ETABS.

El análisis se inicia con la comprobación del valor a ser utilizado por el periodo natural de vibración de la estructura, detallado a continuación:

$$T = C_t * h_n^{3/4} \qquad T < T_o = 0.60 \text{ seg}$$

$$T = 0.073 * (14.40)^{3/4} \qquad \therefore T = 0.60 \text{ seg}$$

$$T = 0.5396 \text{ seg.}$$

Ese valor se verificó al momento de introducir los sismos que calcularía el programa automáticamente mediante el uso del Uniform Building Code de 1994, elaborando una primera corrida de los datos y verificando el valor obtenido en las tablas de datos de entrada, comprobando así la necesidad de definir el valor del periodo en 0.60 segundos desde un inicio.

Luego, se procede a verificar el valor del coeficiente sísmico a utilizar, comprobando el valor del mismo mediante un cálculo usando la NTDS y el UBC – 94.

Para la NTDS tenemos un valor de:

$$C_s = \left(\frac{AIC_o}{R} \right) * \left(\frac{T_o}{T} \right)^{2/3}$$

$$C_s = \left(\frac{0.4 \times 1.5 \times 3.0}{12} \right) * \left(\frac{0.6}{0.6} \right)^{2/3} = 0.15$$

Para el UBC – 94 tenemos un valor de:

$$C_s = \frac{ZI1.25S}{R_w T^{2/3}}$$

$$C_s = \frac{0.4 \times (1.5 * 1.7073) \times 1.25 \times 1.0}{12 \times 0.6^{2/3}} = 0.15$$

Comprobado que para ambos casos el valor de coeficiente sísmico es el mismo y teniendo un peso total de la estructura igual a 6,109.42 ton, obtendremos así un valor de cortante basal total de:

$$V_x = V_z = C_s * W_T$$

$$V_x = V_z = (0.15) * (6109.42)$$

$$V_x = V_z = 916.413 \text{ Ton}$$

e) Presentación de resultados obtenidos posterior al análisis de la estructura.

En esta sección se presentan los resultados correspondientes a 4 vigas y 4 columnas pertenecientes al edificio irregular. A continuación se procede a presentar los valores resultantes de algunos elementos del edificio irregular con la inclusión de diafragma rígidos en las losas con asignación de comportamiento tipo membrana.

Viga eje 8-8' entre ejes A-B tercer entrepiso

Tabla 6.1.3 Momentos de diseño para viga

| | | | |
|---------------------------|---------|--------|---------|
| L (m) | 0.325 | 5.500 | 10.677 |
| Mu max (-) (Ton.m) | -87.894 | 29.295 | -88.046 |
| Mu max (+)(Ton.m) | 39.221 | 53.069 | 39.310 |

Viga eje G entre ejes 3-4 entrepiso 2

Tabla 6.1.4 Momentos de diseño para viga

| | | | |
|---------------------------|---------|--------|---------|
| L (m) | 0.325 | 3.242 | 5.575 |
| Mu max (-)(Ton.m) | -61.739 | -1.979 | -66.192 |
| Mu max (+) (Ton.m) | 53.469 | 15.695 | 54.338 |

Viga eje 7 entre ejes E-G entrepiso 1

Tabla 6.1.5 Momentos de diseño para viga

| | | | |
|--------------------------|----------|--------|----------|
| L (m) | 0.325 | 5.5 | 10.675 |
| Mu max (-)(Ton.m) | -143.922 | 47.06 | -144.094 |
| Mu max (+)(Ton.m) | 75.338 | 95.642 | 76.019 |

Viga eje 1 entre ejes A-C nivel 2

Tabla 6.1.6 Momentos de diseño para viga

| | | | |
|--------------------------|----------|--------|----------|
| L (m) | 0.325 | 5.5 | 10.55 |
| Mu max (-)(Ton.m) | -117.194 | 28.987 | -152.897 |
| Mu max (+)(Ton.m) | 80.147 | 67.393 | 69.74 |

Columna C-1 Nivel 1

Tabla 6.1.7 Fuerzas de diseño para columna

| Valores obtenidos del análisis de la columna C-1 nivel 1 | | | | | | | | | | |
|---|------------------|--------|------------------|--------|-----------------|---------|-------------------|---------|--------------------|--------|
| Nudo | Vux (Ton) | | Vuy (Ton) | | Pu (Ton) | | Mux(Ton-m) | | Muy (Ton-m) | |
| Superior | 83.32 | -79.04 | 42.88 | -47.98 | -120.12 | -386.65 | 112.35 | -124.27 | 77.20 | -63.83 |
| Inferior | 83.32 | -79.04 | 42.88 | -47.98 | -124.67 | -393.73 | 176.90 | -172.21 | 90.53 | -95.84 |

Columna E-3 Nivel 1

Tabla 6.1.8 Fuerzas de diseño para columna

| Valores obtenidos del análisis de la columna E-3 nivel 1 | | | | | | | | | | |
|---|------------------|--------|------------------|--------|-----------------|---------|-------------------|---------|--------------------|---------|
| Nudo | Vux (Ton) | | Vuy (Ton) | | Pu (Ton) | | Mux(Ton-m) | | Muy (Ton-m) | |
| Superior | 74.40 | -83.69 | 53.88 | -53.92 | -170.86 | -409.77 | 127.85 | -102.92 | 90.79 | -90.66 |
| Inferior | 74.40 | -83.69 | 53.88 | -53.92 | -175.41 | -416.85 | 164.92 | -174.57 | 103.32 | -103.33 |

Columna B-8' Nivel 3

Tabla 6.1.9 Fuerzas de diseño para columna

| Valores obtenidos del análisis de la columna B-8' nivel 3 | | | | | | | | | | |
|--|------------------|--------|------------------|--------|-----------------|--------|-------------------|--------|--------------------|--------|
| Nudo | Vux (Ton) | | Vuy (Ton) | | Pu (Ton) | | Mux(Ton-m) | | Muy (Ton-m) | |
| Superior | 33.53 | -16.92 | 22.47 | -18.51 | -27.03 | -86.37 | 33.65 | -63.18 | 34.69 | -42.04 |
| Inferior | 33.53 | -16.92 | 22.47 | -18.51 | -30.32 | -90.21 | 57.54 | -27.25 | 38.85 | -31.95 |

Columna E-6 Nivel 2

Tabla 6.1.10 Fuerzas de diseño para columna

| Valores obtenidos del análisis de la columna E-6 nivel 2 | | | | | | | | | | |
|---|------------------|--------|------------------|--------|-----------------|---------|-------------------|--------|--------------------|--------|
| Nudo | Vux (Ton) | | Vuy (Ton) | | Pu (Ton) | | Mux(Ton-m) | | Muy (Ton-m) | |
| Superior | 19.44 | -45.66 | 37.78 | -39.27 | -80.98 | -200.68 | 81.95 | -36.49 | 71.20 | -68.48 |
| Inferior | 19.44 | -45.66 | 37.78 | -39.27 | -84.27 | -205.80 | 33.49 | -82.41 | 67.54 | -70.16 |

A continuación se procede a presentar los valores resultantes de algunos elementos del edificio irregular sin la inclusión de diafragma rígidos en las losas y con asignación de comportamiento tipo cascaron para las losas.

Viga eje 8-8' entre ejes A-B tercer entrepiso

Tabla 6.1.11 Momentos de diseño para viga

| | | | |
|--------------------------|---------|--------|---------|
| L (m) | 0.325 | 5.500 | 10.677 |
| Mu max (-)(Ton.m) | -81.009 | 31.790 | -81.540 |
| Mu max (+)(Ton.m) | 34.53 | 58.264 | 34.391 |

Viga eje G entre ejes 3-4 entrepiso 2

Tabla 6.1.12 Momentos de diseño para viga

| | | | |
|--------------------------|---------|--------|---------|
| L (m) | 0.325 | 3.242 | 5.575 |
| Mu max (-)(Ton.m) | -52.556 | -3.393 | -57.212 |
| Mu max (+)(Ton.m) | 48.109 | 10.984 | 48.166 |

Viga eje 7 entre ejes E-G entrepiso 1

Tabla 6.1.13 Momentos de diseño para viga

| | | | |
|--------------------------|----------|--------|----------|
| L (m) | 0.325 | 5.5 | 10.675 |
| Mu max (-)(Ton.m) | -129.182 | 47.926 | -129.117 |
| Mu max (+)(Ton.m) | 70.569 | 97.983 | 71.164 |

Viga eje 1 entre ejes A-C nivel 2

Tabla 6.1.14 Momentos de diseño para viga

| | | | |
|--------------------------|----------|--------|----------|
| L (m) | 0.325 | 5.5 | 10.55 |
| Mu max (-)(Ton.m) | -110.692 | 30.82 | -135.339 |
| Mu max (+)(Ton.m) | 74.269 | 71.909 | 62.733 |

Columna C-1 Nivel 1

Tabla 6.1.15 Fuerzas de diseño para columna

| Valores obtenidos del análisis de la columna C-1 nivel 1 | | | | | | | | | | |
|---|------------------|--------|------------------|--------|-----------------|---------|-------------------|---------|--------------------|--------|
| Nudo | Vux (Ton) | | Vuy (Ton) | | Pu (Ton) | | Mux(Ton-m) | | Muy (Ton-m) | |
| Superior | 79.23 | -73.41 | 41.35 | -45.36 | -125.49 | -392.81 | 104.55 | -120.73 | 72.62 | -62.10 |
| Inferior | 79.23 | -73.41 | 41.35 | -45.36 | -130.05 | -399.89 | 165.76 | -159.74 | 86.77 | -91.31 |

Columna E-3 Nivel 1

Tabla 6.1.16 Fuerzas de diseño para columna

| Valores obtenidos del análisis de la columna E-3 nivel 1 | | | | | | | | | | |
|---|------------------|--------|------------------|--------|-----------------|---------|-------------------|---------|--------------------|--------|
| Nudo | Vux (Ton) | | Vuy (Ton) | | Pu (Ton) | | Mux(Ton-m) | | Muy (Ton-m) | |
| Superior | 72.59 | -83.51 | 51.91 | -51.67 | -171.70 | -411.41 | 130.12 | -101.12 | 87.05 | -87.68 |
| Inferior | 72.59 | -83.51 | 51.91 | -51.67 | -176.26 | -418.49 | 160.19 | -171.11 | 99.21 | -98.94 |

Columna C-8' Nivel 3

Tabla 6.1.17 Fuerzas de diseño para columna

| Valores obtenidos del análisis de la columna B-8' nivel 3 | | | | | | | | | | |
|--|------------------|--------|------------------|--------|-----------------|--------|-------------------|--------|--------------------|--------|
| Nudo | Vux (Ton) | | Vuy (Ton) | | Pu (Ton) | | Mux(Ton-m) | | Muy (Ton-m) | |
| Superior | 31.12 | -15.11 | 21.17 | -17.96 | -30.51 | -86.86 | 30.08 | -58.56 | 33.60 | -39.59 |
| Inferior | 31.12 | -15.11 | 21.17 | -17.96 | -33.80 | -91.97 | 53.49 | -24.32 | 36.61 | -31.05 |

Columna E-6 Nivel 2

Tabla 6.1.18 Fuerzas de diseño para columna

| Valores obtenidos del análisis de la columna E-6 nivel 2 | | | | | | | | | | |
|---|------------------|--------|------------------|--------|-----------------|---------|-------------------|--------|--------------------|--------|
| Nudo | Vux (Ton) | | Vuy (Ton) | | Pu (Ton) | | Mux(Ton-m) | | Muy (Ton-m) | |
| Superior | 19.76 | -42.73 | 36.19 | -37.24 | -81.55 | -199.37 | 76.79 | -36.94 | 67.53 | -65.60 |
| Inferior | 19.76 | -42.73 | 36.19 | -37.24 | -84.84 | -204.48 | 34.20 | -77.05 | 64.67 | -66.54 |

A continuación se presenta, a manera de resumen, la comparación de los dos resultados obtenidos de la evaluación de cada miembro:

- Comparación de Vigas

Tabla 6.1.19 Comparación de momentos de diseño de viga

| Viga eje 8-8' entre ejes A y C cuarto nivel | | | |
|--|---------------------|--|--|
| Tipo de Momento | Posición (m) | Calculo ETABS S/DIAFRAGMA C/SHELL (Ton.m) | Calculo ETABS C/DIAFRAGMA (Ton.m) |
| Mu max (-) | 0.325 | -81.009 | -87.894 |
| Mu max (+) | | 34.530 | 39.221 |
| Mu max (-) | 5.50 | 31.790 | 29.295 |
| Mu max (+) | | 58.264 | 53.069 |
| Mu max (-) | 10.68 | -81.540 | -88.046 |
| Mu max (+) | | 34.391 | 39.310 |

Tabla 6.1.20 Comparación de momentos de diseño de viga

| Viga eje 7 entre ejes E y G segundo nivel | | | |
|--|---------------------|--|--|
| Tipo de Momento | Posición (m) | Calculo ETABS S/DIAFRAGMA C/SHELL (Ton.m) | Calculo ETABS C/DIAFRAGMA (Ton.m) |
| Mu max (-) | 0.325 | -129.182 | -143.922 |
| Mu max (+) | | 70.569 | 75.338 |
| Mu max (-) | 5.50 | 47.926 | 47.060 |
| Mu max (+) | | 97.983 | 95.642 |
| Mu max (-) | 10.68 | -129.117 | -144.094 |
| Mu max (+) | | 71.164 | 76.019 |

Tabla 6.1.21 Comparación de momentos de diseño de viga

| Viga eje G entre ejes 3 y 4 tercer nivel | | | |
|---|---------------------|--|--|
| Tipo de Momento | Posición (m) | Calculo ETABS S/DIAFRAGMA C/SHELL (Ton.m) | Calculo ETABS C/DIAFRAGMA (Ton.m) |
| Mu max (-) | 0.325 | -52.556 | -61.739 |
| Mu max (+) | | 48.109 | 53.469 |
| Mu max (-) | 3.24 | -3.393 | -1.979 |
| Mu max (+) | | 10.984 | 15.695 |
| Mu max (-) | 5.58 | -57.212 | -66.192 |
| Mu max (+) | | 48.166 | 54.338 |

Tabla 6.1.22 Comparación de momentos de diseño de viga

| Viga eje 1 entre ejes A y C segundo nivel | | | |
|--|---------------------|--|--|
| Tipo de Momento | Posición (m) | Calculo ETABS S/DIAFRAGMA C/SHELL (Ton.m) | Calculo ETABS C/DIAFRAGMA (Ton.m) |
| Mu max (-) | 0.325 | -110.692 | -117.194 |
| Mu max (+) | | 74.269 | 80.147 |
| Mu max (-) | 5.50 | 30.820 | 28.987 |
| Mu max (+) | | 71.909 | 67.393 |
| Mu max (-) | 10.55 | -135.339 | -152.897 |
| Mu max (+) | | 62.733 | 69.740 |

- Comparación de Columnas

Tabla 6.1.23 Comparación de fuerzas de diseño de columnas

| Columna C1 ubicada en el primer nivel (nudo superior) | | | |
|--|-----------------------|--|----------------------------------|
| Tipo de Valor | Tipo de Fuerza | Calculo ETABS S/DIAFRAGMA C/SHELL | Calculo ETABS C/DIAFRAGMA |
| MAX (+) | Vux(Ton) | 79.230 | 83.320 |
| MIN (-) | | -73.410 | -79.040 |
| MAX (+) | Vuy(Ton) | 41.350 | 42.880 |
| MIN (-) | | -45.360 | -47.980 |
| MAX (+) | Pu(Ton) | -125.490 | -120.120 |
| MIN (-) | | -392.810 | -386.650 |
| MAX (+) | Muy(Ton.m) | 104.553 | 112.347 |
| MIN (-) | | -120.728 | -124.268 |
| MAX (+) | Mux(Ton.m) | 72.624 | 77.199 |
| MIN (-) | | -62.103 | -63.834 |

Tabla 6.1.24 Comparación de fuerzas de diseño de columnas

| Columna C1 ubicada en el primer nivel (nudo inferior) | | | |
|--|-----------------------|--|----------------------------------|
| Tipo de Valor | Tipo de Fuerza | Calculo ETABS S/DIAFRAGMA C/SHELL | Calculo ETABS C/DIAFRAGMA |
| MAX (+) | Vux(Ton) | 79.230 | 83.320 |
| MIN (-) | | -73.410 | -79.040 |
| MAX (+) | Vuy(Ton) | 41.350 | 42.880 |
| MIN (-) | | -45.360 | -47.980 |
| MAX (+) | Pu(Ton) | -130.050 | -124.670 |
| MIN (-) | | -399.890 | -393.730 |
| MAX (+) | Muy(Ton.m) | 165.762 | 176.901 |
| MIN (-) | | -159.736 | -172.211 |
| MAX (+) | Mux(Ton.m) | 86.768 | 90.527 |
| MIN (-) | | -91.308 | -95.843 |

Tabla 6.1.25 Comparación de fuerzas de diseño de columnas

| Columna C8' ubicada en el tercer nivel (nudo superior) | | | |
|---|-----------------------|--|----------------------------------|
| Tipo de Valor | Tipo de Fuerza | Calculo ETABS S/DIAFRAGMA C/SHELL | Calculo ETABS C/DIAFRAGMA |
| MAX (+) | Vux(Ton) | 31.120 | 33.530 |
| MIN (-) | | -15.110 | -16.920 |
| MAX (+) | Vuy(Ton) | 21.170 | 22.470 |
| MIN (-) | | -17.960 | -18.510 |
| MAX (+) | Pu(Ton) | -30.510 | -27.030 |
| MIN (-) | | -86.860 | -86.370 |
| MAX (+) | Muy(Ton.m) | 30.081 | 33.645 |
| MIN (-) | | -58.558 | -63.175 |
| MAX (+) | Mux(Ton.m) | 33.600 | 34.688 |
| MIN (-) | | -39.589 | -42.043 |

Tabla 6.1.26 Comparación de fuerzas de diseño de columnas

| Columna C8' ubicada en el tercer nivel (nudo inferior) | | | |
|---|-----------------------|--|----------------------------------|
| Tipo de Valor | Tipo de Fuerza | Calculo ETABS S/DIAFRAGMA C/SHELL | Calculo ETABS C/DIAFRAGMA |
| MAX (+) | Vux(Ton) | 31.120 | 33.530 |
| MIN (-) | | -15.110 | -16.920 |
| MAX (+) | Vuy(Ton) | 21.170 | 22.470 |
| MIN (-) | | -17.960 | -18.510 |
| MAX (+) | Pu(Ton) | -33.800 | -30.320 |
| MIN (-) | | -91.970 | -90.210 |
| MAX (+) | Muy(Ton.m) | 53.488 | 57.543 |
| MIN (-) | | -24.323 | -27.250 |
| MAX (+) | Mux(Ton.m) | 36.614 | 38.850 |
| MIN (-) | | -31.053 | -31.949 |

Tabla 6.1.27 Comparación de fuerzas de diseño de columnas

| Columna E3 ubicada en el tercer nivel (nudo superior) | | | |
|--|-----------------------|--|----------------------------------|
| Tipo de Valor | Tipo de Fuerza | Calculo ETABS S/DIAFRAGMA C/SHELL | Calculo ETABS C/DIAFRAGMA |
| MAX (+) | Vux(Ton) | 72.590 | 74.400 |
| MIN (-) | | -83.510 | -83.690 |
| MAX (+) | Vuy(Ton) | 51.910 | 53.880 |
| MIN (-) | | -51.670 | -53.920 |
| MAX (+) | Pu(Ton) | -171.700 | -170.860 |
| MIN (-) | | -411.410 | -409.770 |
| MAX (+) | Muy(Ton.m) | 130.122 | 127.854 |
| MIN (-) | | -101.123 | -102.924 |
| MAX (+) | Mux(Ton.m) | 87.051 | 77.199 |
| MIN (-) | | -87.679 | -90.664 |

Tabla 6.1.28 Comparación de fuerzas de diseño de columnas

| Columna E3 ubicada en el tercer nivel (nudo inferior) | | | |
|--|-----------------------|--|----------------------------------|
| Tipo de Valor | Tipo de Fuerza | Calculo ETABS S/DIAFRAGMA C/SHELL | Calculo ETABS C/DIAFRAGMA |
| MAX (+) | Vux(Ton) | 72.590 | 74.400 |
| MIN (-) | | -83.510 | -83.690 |
| MAX (+) | Vuy(Ton) | 51.910 | 53.880 |
| MIN (-) | | -51.670 | -53.920 |
| MAX (+) | Pu(Ton) | -176.260 | -175.410 |
| MIN (-) | | -418.490 | -416.850 |
| MAX (+) | Muy(Ton.m) | 160.189 | 164.916 |
| MIN (-) | | -171.114 | -174.574 |
| MAX (+) | Mux(Ton.m) | 99.205 | 103.316 |
| MIN (-) | | -98.943 | -103.325 |

Tabla 6.1.29 Comparación de fuerzas de diseño de columnas

| Columna E6 ubicada en el segundo nivel (nudo superior) | | | |
|---|-----------------------|--|----------------------------------|
| Tipo de Valor | Tipo de Fuerza | Calculo ETABS S/DIAFRAGMA C/SHELL | Calculo ETABS C/DIAFRAGMA |
| MAX (+) | Vux(Ton) | 19.760 | 19.440 |
| MIN (-) | | -42.730 | -45.660 |
| MAX (+) | Vuy(Ton) | 36.190 | 37.780 |
| MIN (-) | | -37.240 | -39.270 |
| MAX (+) | Pu(Ton) | -81.550 | -80.980 |
| MIN (-) | | -199.370 | -200.680 |
| MAX (+) | Muy(Ton.m) | 76.790 | 81.948 |
| MIN (-) | | -36.935 | -36.491 |
| MAX (+) | Mux(Ton.m) | 67.532 | 71.196 |
| MIN (-) | | -65.602 | -68.481 |

Tabla 6.1.30 Comparación de fuerzas de diseño de columnas

| Columna E6 ubicada en el segundo nivel (nudo inferior) | | | |
|---|-----------------------|--|----------------------------------|
| Tipo de Valor | Tipo de Fuerza | Calculo ETABS S/DIAFRAGMA C/SHELL | Calculo ETABS C/DIAFRAGMA |
| MAX (+) | Vux(Ton) | 19.760 | 19.440 |
| MIN (-) | | -42.730 | -45.660 |
| MAX (+) | Vuy(Ton) | 36.190 | 37.780 |
| MIN (-) | | -37.240 | -39.270 |
| MAX (+) | Pu(Ton) | -84.840 | -84.270 |
| MIN (-) | | -204.480 | -205.800 |
| MAX (+) | Muy(Ton.m) | 34.198 | 33.485 |
| MIN (-) | | -77.047 | -82.412 |
| MAX (+) | Mux(Ton.m) | 64.672 | 67.536 |
| MIN (-) | | -66.541 | -70.161 |

f) **Diseño de elementos del edificio irregular utilizando el programa ETABS.**

Para el proceso de diseño de las estructuras se utilizó el programa ETABS para realizar los cálculos de las dos formas de análisis que se han evaluado en el presente capítulo,

para el diseño se utilizó el modelo que hace uso de la asignación losas tipo membrana con diafragma rígido. A continuación se desarrolla el diseño estructural y el detallado del refuerzo de la viga del eje 1 del nivel 1 y la columna G1 desarrollada desde su base hasta el nivel de cubierta, haciendo uso de las herramientas proporcionadas por el programa ETABS.

A continuación, se presentaran las vistas en planta y algunas vistas en elevación del edificio irregular, donde, se mostraran las secciones con las que se diseño el edificio, sufriendo alteraciones por encontrarse sobre diseñada en la etapa de análisis.

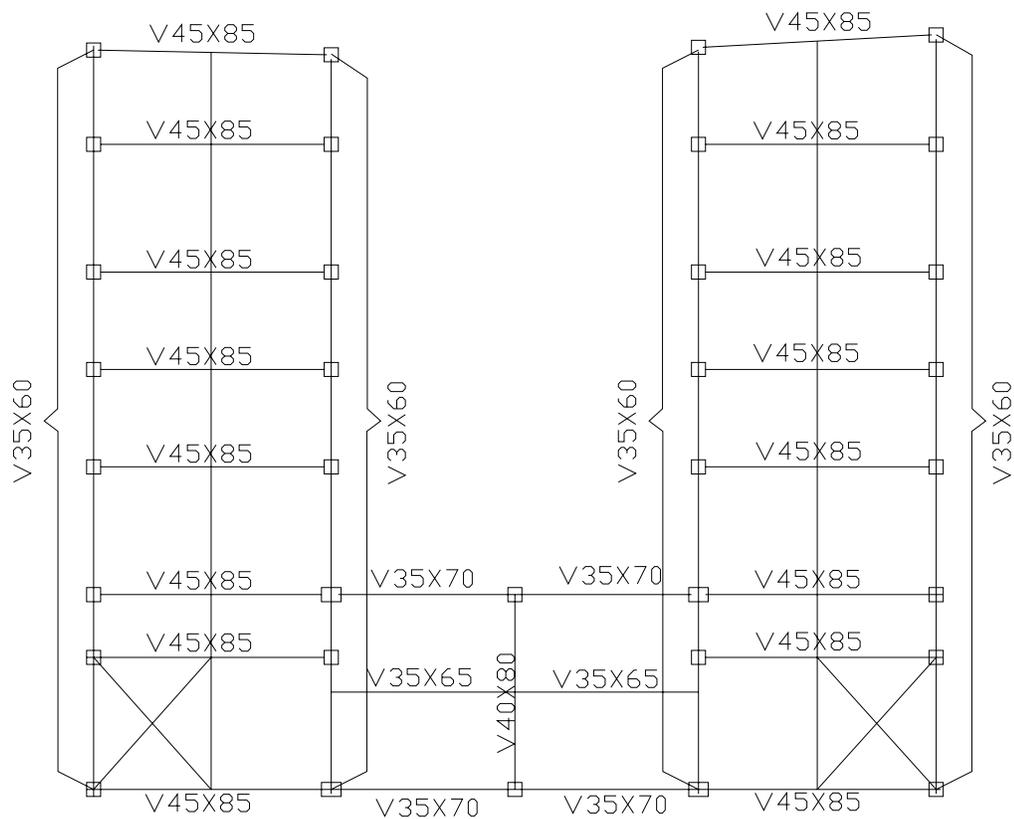


Figura 6.1.15 Vista en planta de la distribución de vigas primarias del 4to nivel.

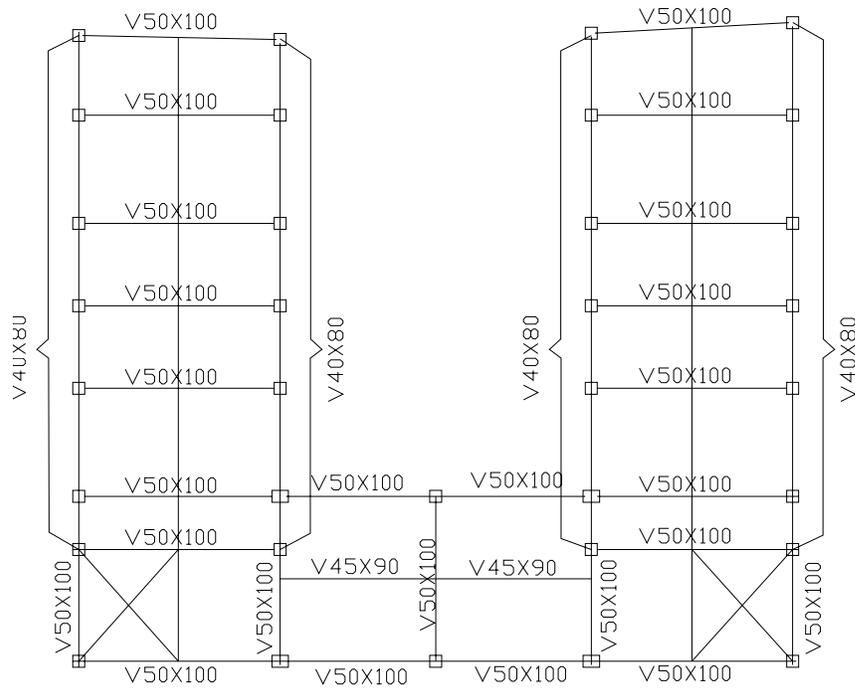


Figura 6.1.16 Vista en planta de la distribución de vigas primarias del 3er nivel.

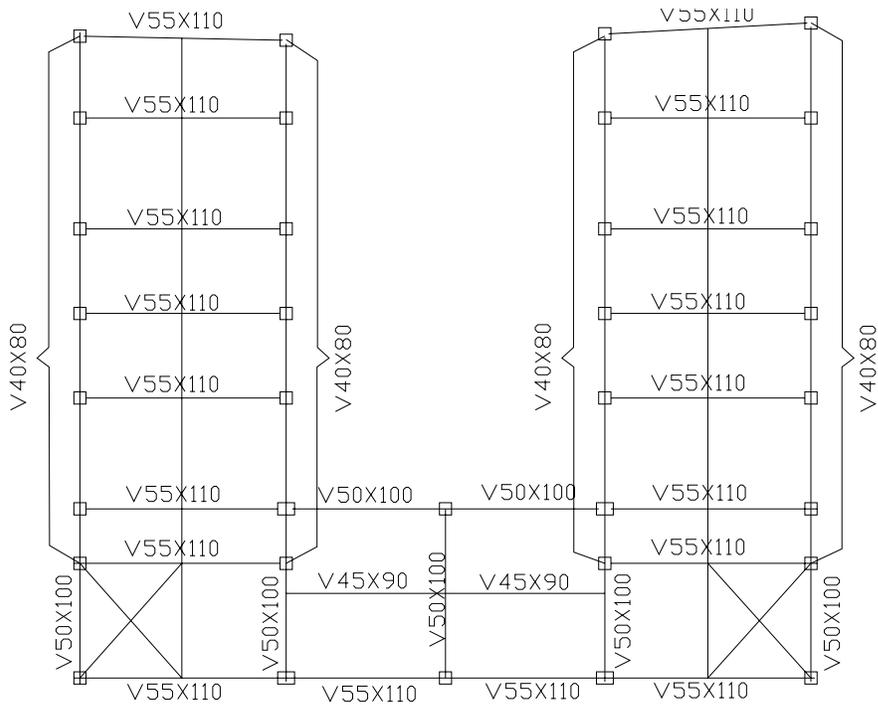


Figura 6.1.17 Vista en planta de la distribución de vigas primarias del 2do y 1er nivel.

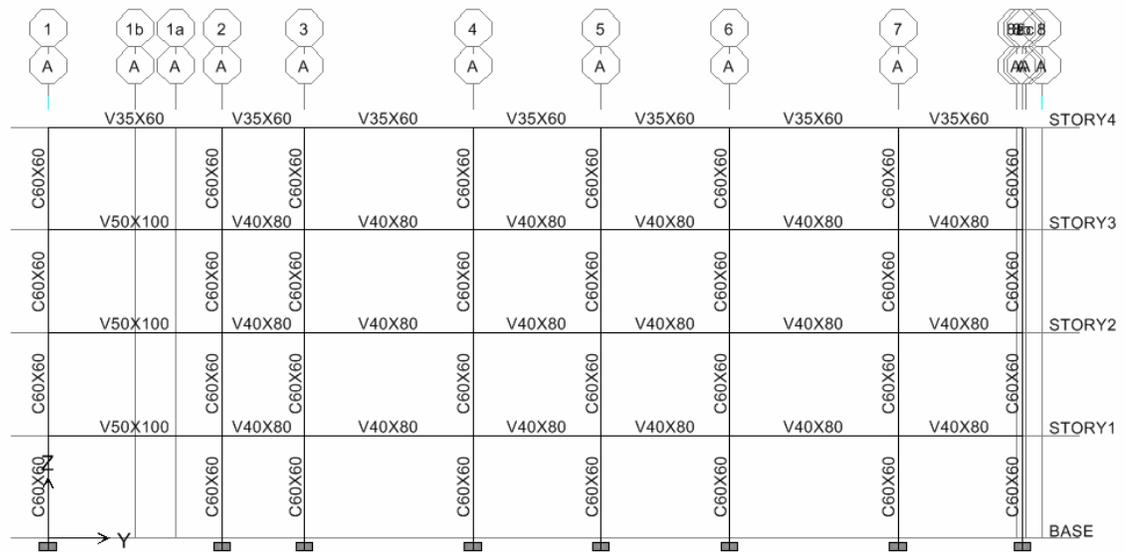


Figura 6.1.18 Vista en elevación de las secciones del eje A.

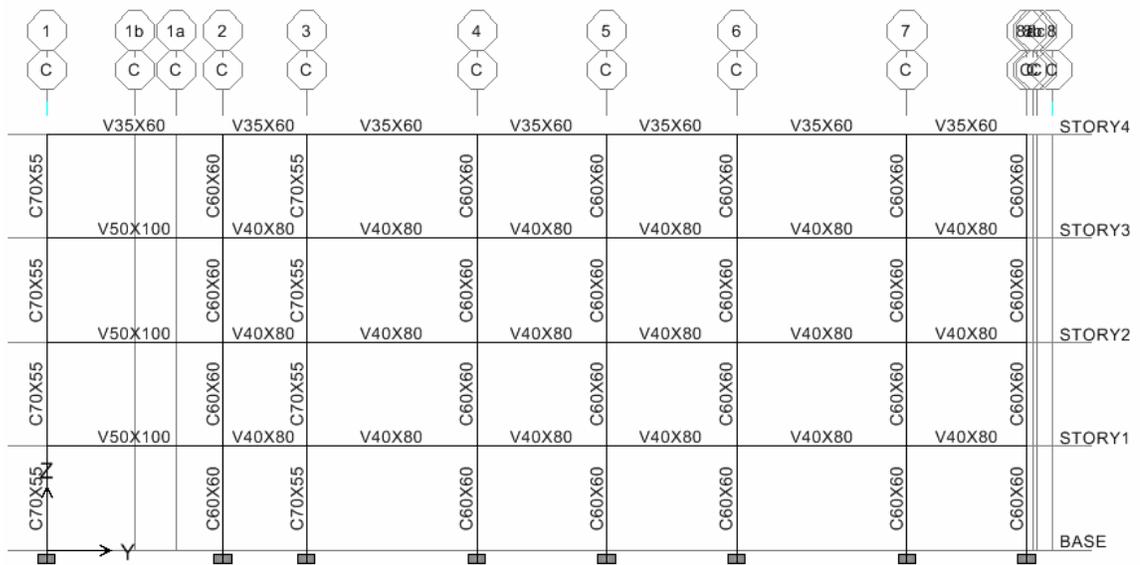


Figura 6.1.19 Vista en elevación de las secciones del eje C

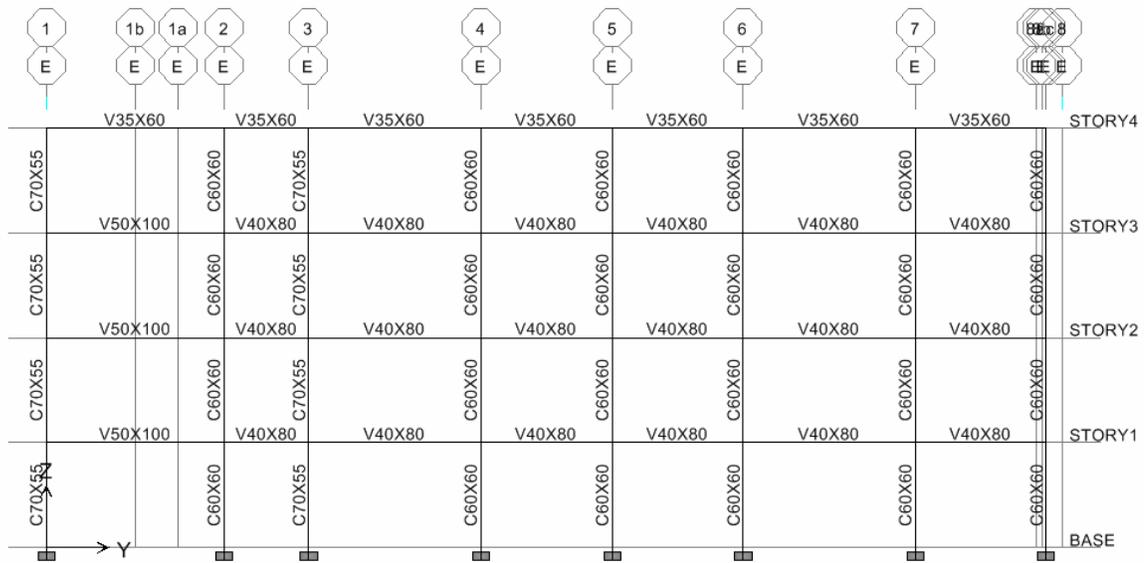


Figura 6.1.20 Vista en elevación de las secciones del eje E

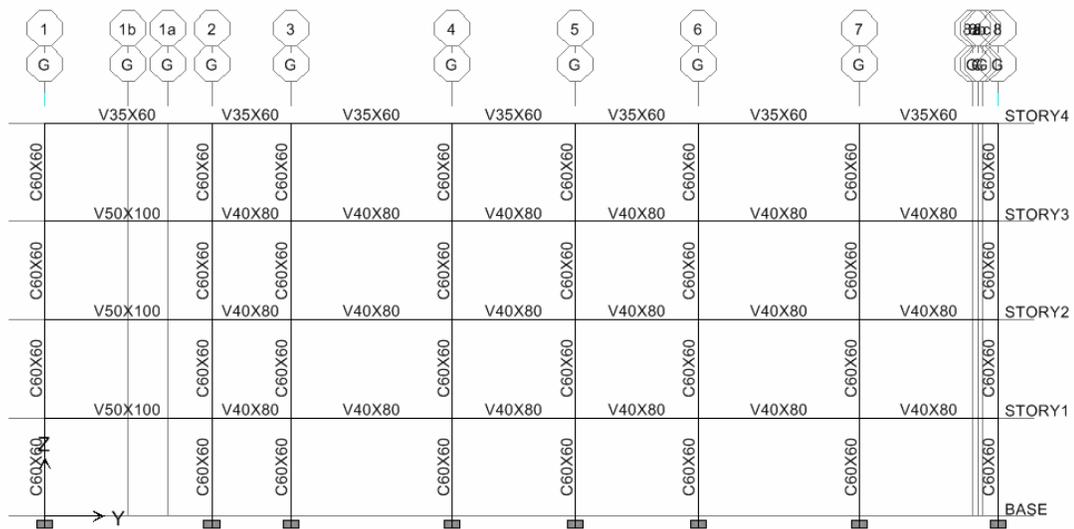


Figura 6.1.21 Vista en elevación de las secciones del eje G.

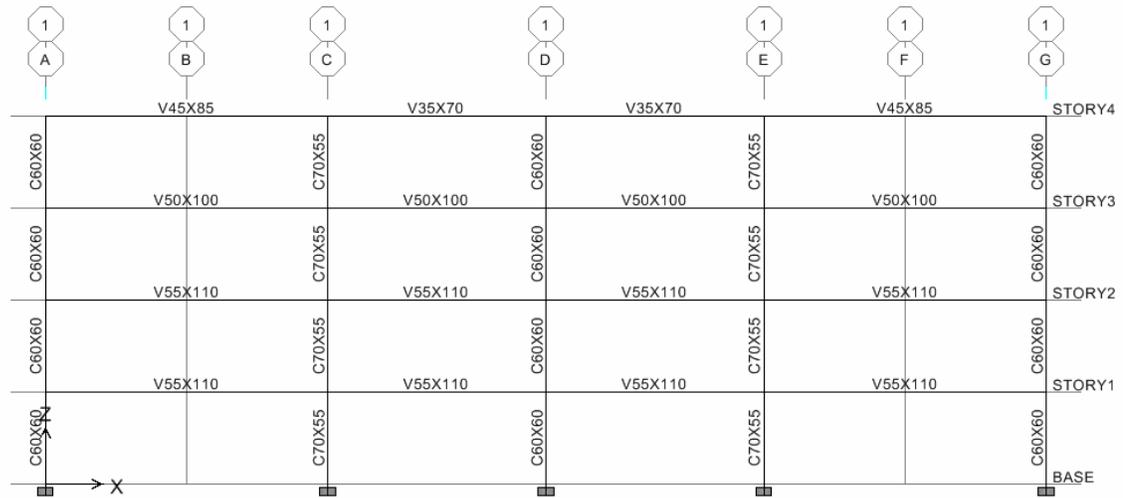


Figura 6.1.22 Vista en elevación de las secciones del eje 1.

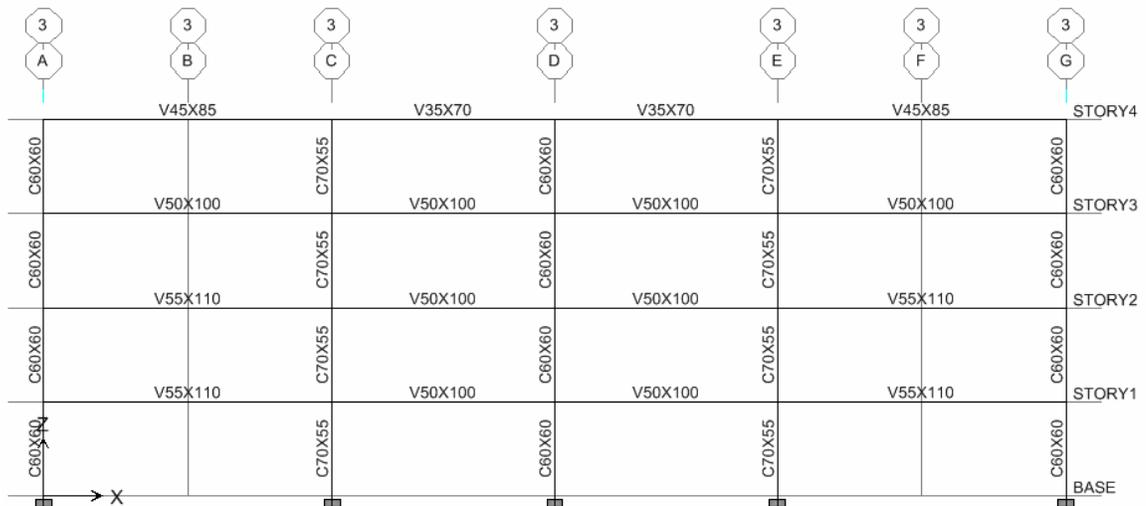


Figura 6.1.23 Vista en elevación de las secciones del eje 3

El procedimiento para hacer uso de las propiedades de diseño del programa ya fueron explicadas en el capítulo III, en las figuras 6.1.24.a y 6.1.24.b se pueden apreciar los valores necesarios para refuerzo longitudinal que determina el programa tanto para vigas como columnas del eje 1, y en las figuras 6.1.25.a y 6.1.25.b se puede apreciar la cantidad necesaria de acero de refuerzo debido a cortante por metro lineal de longitud de cada elemento del eje 1, en todas las figuras el valor del acero de refuerzo longitudinal y de cortante se encuentra expresado en unidades de cm^2 .

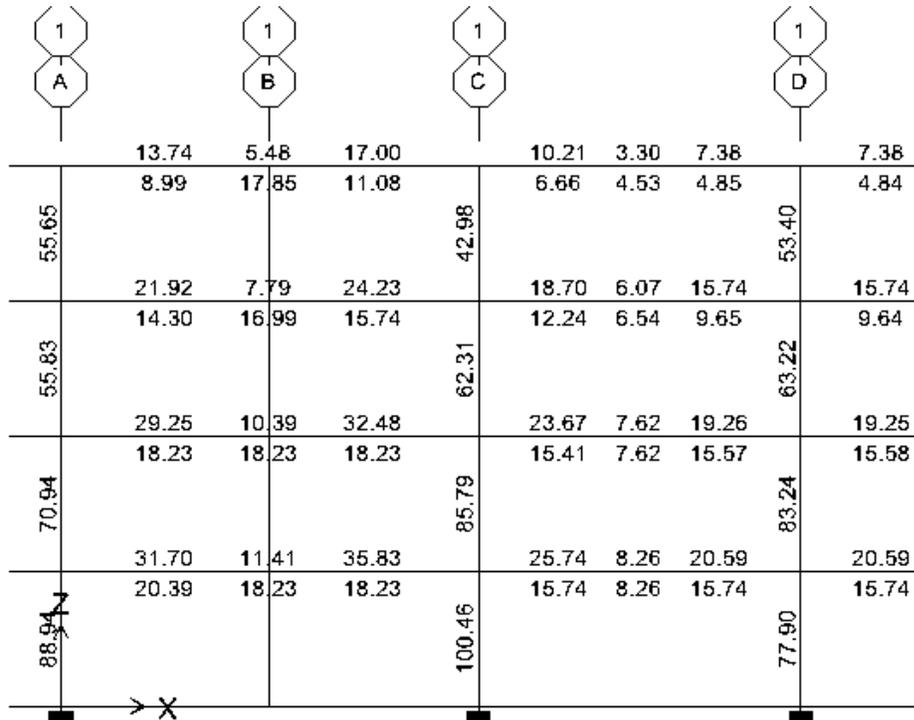


Figura 6.1.24.a Detalle del acero de refuerzo longitudinal necesarios para los elementos del eje 1 entre los ejes A y D.

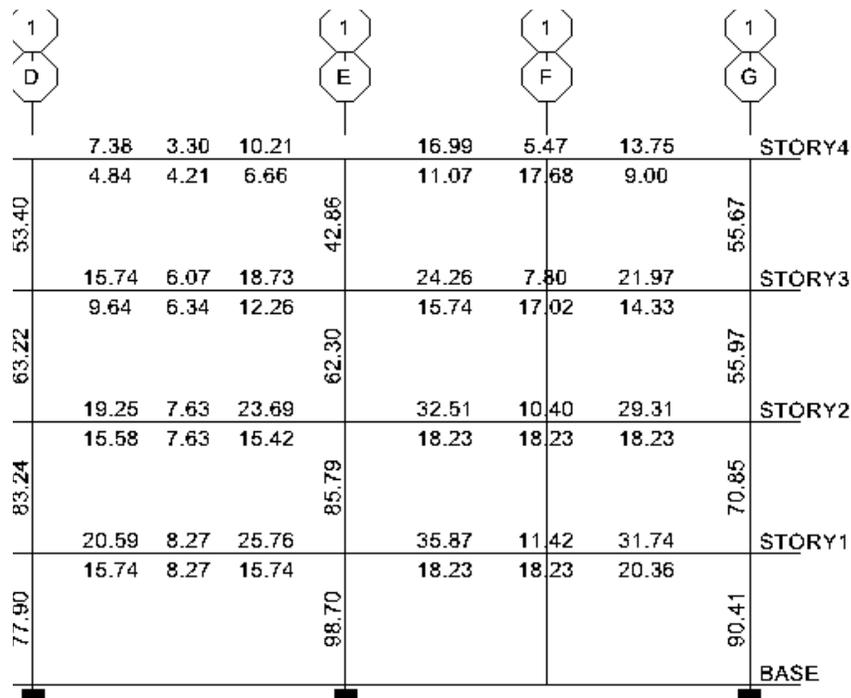


Figura 6.1.24.b Detalle del acero de refuerzo longitudinal necesarios para los elementos del eje 1 entre los ejes D y G.

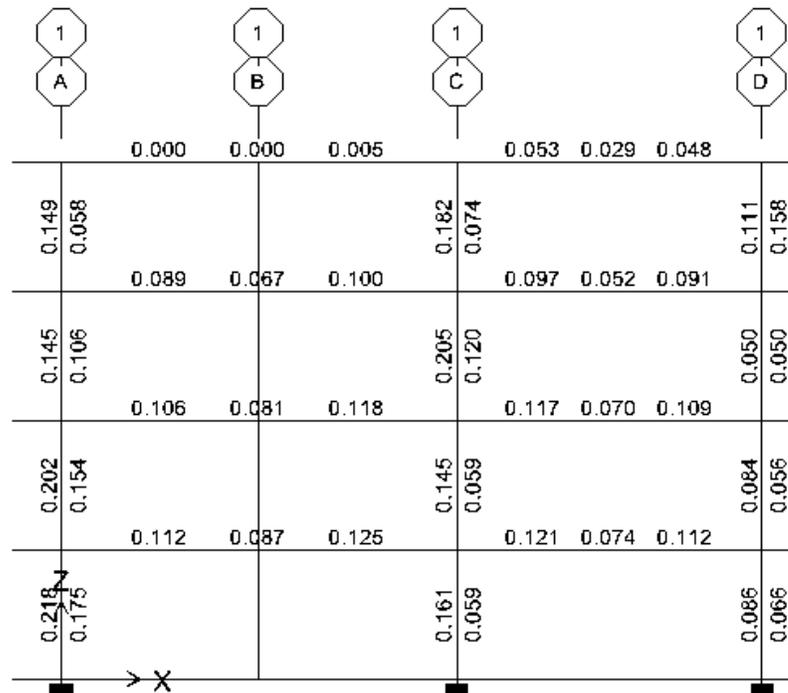


Figura 6.1.25a Detalle del acero de refuerzo a cortante o transversal necesarios para los elementos del eje 1 entre los ejes A y D.

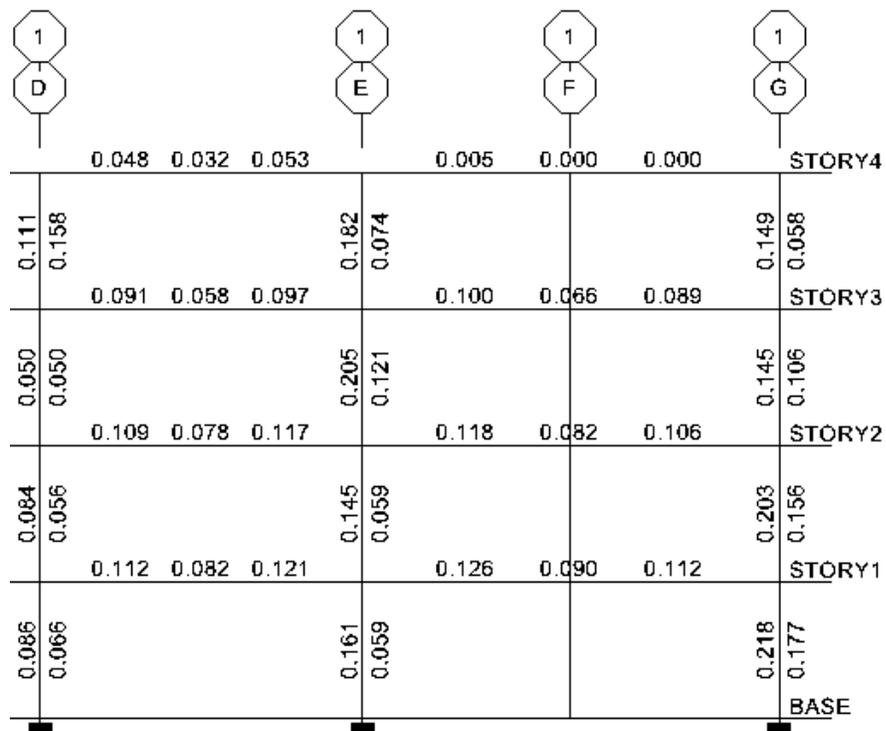


Figura 6.1.25.b Detalle del acero de refuerzo a cortante o transversal necesarios para los elementos del eje 1 entre los ejes D y G

Teniendo presente las cantidades de acero detallada por las figuras anteriores, se deberá comprobar que dichas cantidades cumplan los requerimientos mínimos de refuerzo para estructuras de concreto. Posteriormente, aparece el detallado del reforzamiento longitudinal y de cortante.

Para la viga eje 1 nivel 1.

A continuación en la figura 6.1.26 se muestra el diagrama envolvente de momento flector a lo largo de toda la viga. A partir de la información mostrada se revisara la cantidad de acero longitudinal a lo largo de toda la viga.

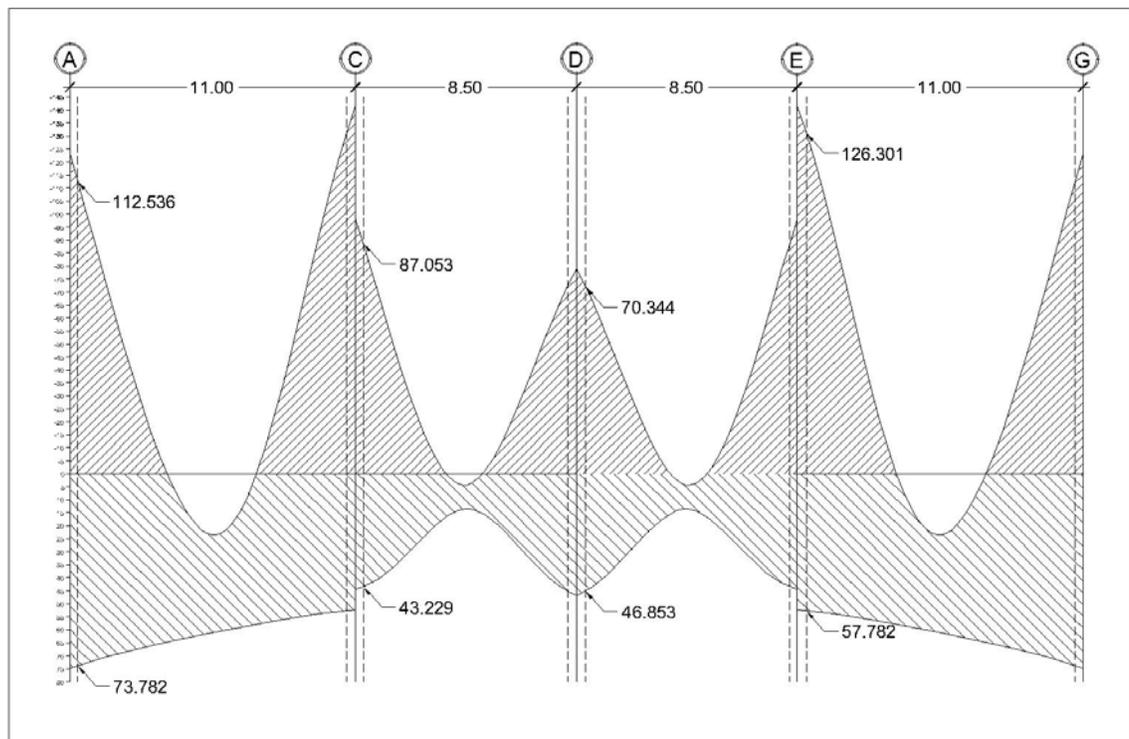


Figura 6.1.26 Diagrama de envolvente de momento en la viga Eje 1 desde el eje A hasta el eje G, primer nivel.

Revisión de refuerzo longitudinal de la viga eje 1 tramo A-C

La viga en cuestión tiene 110 cm de peralte por 55 cm de alto, tiene una longitud de eje a eje de 11.00 m. El esfuerzo de compresión del concreto es de 280 kg/cm² y el de fluencia del acero es de 4,200 kg/cm².

$$b \leq \frac{3}{4}h \rightarrow 55 \leq \frac{3}{4}(110) \rightarrow 55 \leq 82.5$$

$$\frac{b}{h} > 0.30 \rightarrow \frac{55}{110} > 0.30 \rightarrow 0.50 > 0.30$$

$$b \geq 25 \rightarrow 55 \geq 25$$

$$\frac{Ln}{d} > 4 \rightarrow \frac{11.00}{1.10} > 4 \rightarrow 10 > 4$$

La sección transversal de la viga cumple todos los requisitos arriba establecidos, por lo tanto, podemos decir que es satisfactoria.

Tabla 6.1.31 Momento de diseño y áreas de acero necesarias para el lecho superior.

| L (x) | Lecho Superior | | | | |
|--------|----------------|---------------------------|----------------------------|----------------------------|-----------|
| | Mu (T-m) | As req (cm ²) | As prop (cm ²) | As rest (cm ²) | ΦMn (T-m) |
| 0.300 | 112.536 | 31.350 | 20.28 | 11.07 | 74.164 |
| 1.335 | 74.891 | 20.490 | 20.28 | 0.21 | 74.164 |
| 2.370 | 39.032 | 10.520 | 20.28 | | 74.164 |
| 3.405 | 8.398 | 2.230 | 20.28 | | 74.164 |
| 4.440 | - | 0.000 | 20.28 | | 74.164 |
| 5.475 | - | 0.000 | 20.28 | | 74.164 |
| 6.510 | - | 0.000 | 20.28 | | 74.164 |
| 7.545 | 11.017 | 2.930 | 20.28 | | 74.164 |
| 8.580 | 49.872 | 13.490 | 20.28 | | 74.164 |
| 9.615 | 93.195 | 25.720 | 20.28 | 5.44 | 74.164 |
| 10.650 | 131.108 | 36.870 | 20.28 | 16.59 | 74.164 |

$$As_{\min} = \frac{14bd}{f_y} \rightarrow As_{\min} = \frac{14(55)(100)}{4200} \rightarrow As_{\min} = 18.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} = 0.025bd \rightarrow A_{s_{max}} = 0.025(55)(100) \rightarrow A_{s_{max}} = 137.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{corr}} = \frac{A_{s_{req-max}}}{3} \rightarrow A_{s_{corr}} = \frac{36.87}{3} \rightarrow A_{s_{corr}} = 12.69 \text{ cm}^2$$

En este caso, $A_{s_{corr}} < A_{s_{min}}$, por lo tanto, se utilizara para el lecho superior $A_{s_{corr}} = 18.33 \text{ cm}^2$. La cantidad de acero propuesta es $A_s = 20.28 \text{ cm}^2$ (correspondiente a 4 varillas #8).

$$\phi Mn = \phi A_s f_y \left[d - \frac{A_s f_y}{1.7b f'c} \right] \rightarrow \phi Mn = 0.90(20.28)(4200) \left[100 - \frac{(20.28)(4200)}{1.7(55)(280)} \right]$$

$$\phi Mn = 7416400 \text{ kg} - \text{cm} \rightarrow \phi Mn = 74.164 \text{ T} - \text{m}$$

La resistencia nominal a la flexión de la viga con este refuerzo en el lecho superior es de $\Phi Mn = 74.164 \text{ T-m}$.

Tabla 6.1.32 Momento de diseño y áreas de acero necesarias para el lecho inferior.

| L (x) | Lecho Inferior | | | | fMn (T-m) |
|--------|----------------|--------------|---------------|---------------|-----------|
| | Mu (T-m) | As req (cm2) | As prop (cm2) | As rest (cm2) | |
| 0.300 | 73.782 | 20.170 | 20.28 | | 74.164 |
| 1.335 | 70.632 | 19.280 | 20.28 | | 74.164 |
| 2.370 | 67.899 | 18.510 | 20.28 | | 74.164 |
| 3.405 | 65.473 | 17.830 | 20.28 | | 74.164 |
| 4.440 | 63.255 | 17.210 | 20.28 | | 74.164 |
| 5.475 | 61.146 | 16.620 | 20.28 | | 74.164 |
| 6.510 | 59.083 | 16.040 | 20.28 | | 74.164 |
| 7.545 | 57.117 | 15.500 | 20.28 | | 74.164 |
| 8.580 | 55.334 | 15.000 | 20.28 | | 74.164 |
| 9.615 | 53.813 | 14.580 | 20.28 | | 74.164 |
| 10.650 | 52.635 | 14.250 | 20.28 | | 74.164 |

$$A_{s_{min}} = \frac{14bd}{f_y} \rightarrow A_{s_{min}} = \frac{14(55)(100)}{4200} \rightarrow A_{s_{min}} = 18.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} = 0.025bd \rightarrow A_{s_{max}} = 0.025(55)(100) \rightarrow A_{s_{max}} = 137.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{corr}} = \frac{A_{s_{req-max}}}{3} \rightarrow A_{s_{corr}} = \frac{20.17}{3} \rightarrow A_{s_{corr}} = 6.72 \text{ cm}^2$$

Al igual que en el lecho superior, $A_{s_{corr}} < A_{s_{min}}$, por lo tanto se utilizara para el lecho inferior $A_{s_{corr}} = 18.33 \text{ cm}^2$. La cantidad de acero propuesta es $A_s = 20.28 \text{ cm}^2$ (correspondiente a 4 varillas #8). La resistencia nominal a la flexión de la viga con este refuerzo en el lecho inferior es de $\Phi M_n = 74.164 \text{ T-m}$

Solo el lecho superior requiere la colocación de refuerzo longitudinal adicional, el cual será proporcionado a través de bastones, de la forma siguiente:

– Agregar 2 varilla #8

$$A_s = 20.28 + (2)(5.07) \rightarrow A_s = 30.42 \text{ cm}^2$$

Para varilla #8 ubicada en el lecho superior tenemos:

$$l_{d-8} = \frac{3.5 f_y d_b}{17.2 \sqrt{f'_c}} \rightarrow l_{d-8} = \frac{3.5(4200)(2.54)}{17.2 \sqrt{280}} \rightarrow l_{d-8} = 130 \text{ cm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left[d - \frac{A_s f_y}{1.7b f'_c} \right] \rightarrow \phi M_n = 0.90(30.42)(4200) \left[100 - \frac{(30.42)(4200)}{1.7(55)(280)} \right]$$

$$\phi M_n = 10937600 \text{ kg-cm} \rightarrow \phi M_n = 109.376 \text{ T-m}$$

Será necesario agregar más bastones, ya que todavía existe un faltante en ambos nudos del lecho superior.

– Agregar 2 varilla #7

$$A_s = 30.42 + (2)(3.85) \rightarrow A_s = 38.12 \text{ cm}^2$$

Para varilla #7 ubicada en el lecho superior tenemos:

$$l_{d-7} = \frac{3.5 f_y d_b}{17.2 \sqrt{f'_c}} \rightarrow l_{d-7} = \frac{3.5(4200)(2.22)}{17.2 \sqrt{280}} \rightarrow l_{d-7} = 114 \text{ cm}$$

$$\phi Mn = \phi A_s f_y \left[d - \frac{A_s f_y}{1.7b f'_c} \right] \rightarrow \phi Mn = 0.90(38.12)(4200) \left[100 - \frac{(38.12)(4200)}{1.7(55)(280)} \right]$$

$$\phi Mn = 13528200 \text{ kg} - \text{cm} \rightarrow \phi Mn = 135.282 \text{ T} - \text{m}$$

De esta forma, el refuerzo adicional proporcionado por los bastones cumple con las demandas de carga que sufre la viga.

En la figura 6.1.27 se muestra el detallado del acero longitudinal que necesita la viga en cuestión.

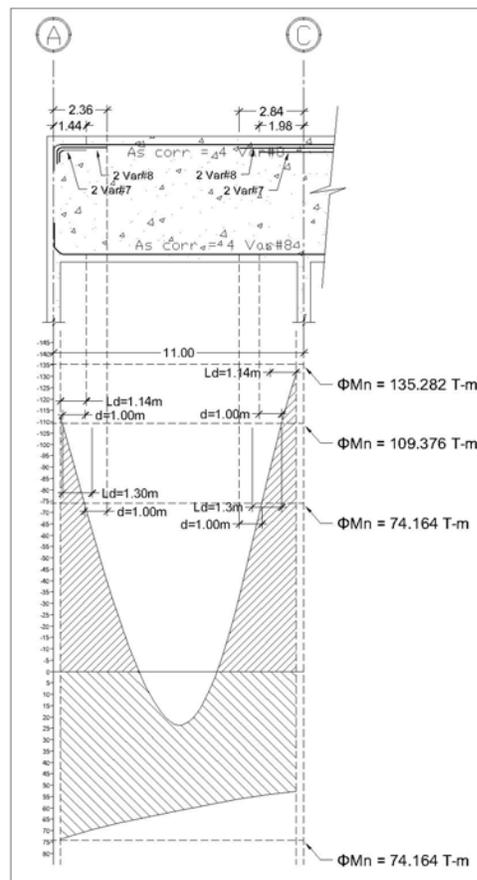


Figura 6.1.27 Detalle del refuerzo longitudinal calculado para la viga Eje 1 , desde el eje A hasta el eje G, primer nivel., con su respectivos bastones.

Para el desarrollo de los ganchos estándar en el refuerzo longitudinal, para varillas #7 y #8, utilizar un diámetro mínimo de dobléz de 6 veces el diámetro de la varilla; de igual manera, se utilizarán las siguientes longitudes de desarrollo para los ganchos:

$$l_{dh-7} = \frac{f_y d_b}{17.2\sqrt{f'c}} \rightarrow l_{dh-7} = \frac{(4200)(2.22)}{17.2\sqrt{280}} \rightarrow l_{dh-7} = 33 \text{ cm}$$

$$l_{dh-8} = \frac{f_y d_b}{17.2\sqrt{f'c}} \rightarrow l_{dh-8} = \frac{(4200)(2.54)}{17.2\sqrt{280}} \rightarrow l_{dh-8} = 37 \text{ cm}$$

Revisión de refuerzo transversal de la viga eje 1 tramo A-C

En la figura 6.1.28 aparece la envolvente de fuerza cortante que carga a la viga, dentro de la cual podemos apreciar que el cortante crítico $V_{crit} = 43.67$ Ton, a continuación se hará la revisión del mismo.

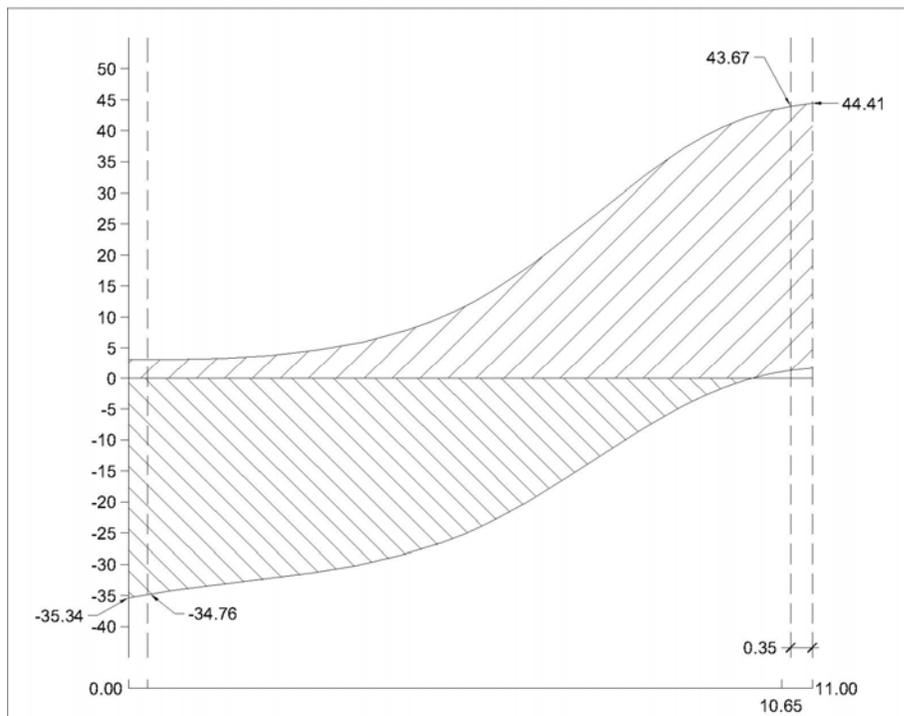


Figura 6.1.28 Diagrama de envolvente de cortante en la viga Eje 1 desde el eje A hasta el eje G, primer nivel.

Contribución del concreto:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'c} b d \rightarrow \phi V_c = 0.85 (0.53) \sqrt{280} (55) (100) \times 10^{-3} \rightarrow \phi V_c = 41.46 \text{ Ton}$$

Contribución del acero:

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \rightarrow V_s = \frac{43.67 - 41.46}{0.85} \rightarrow V_s = 2.60 \text{ Ton}$$

Separación requerida (utilizando estribo #3 con $A_v = 0.71 \text{ cm}^2$):

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_s} \rightarrow S = \frac{(1.42)(4200)(100)}{2.60 \times 10^{-3}} \rightarrow S = 229 \text{ cm}$$

Para cumplir con requerimientos usar la menor de las siguientes separaciones para la zona 2h:

$$S_1 \leq \frac{d}{4} \rightarrow S_1 \leq \frac{100}{4} \rightarrow S_1 \leq 25$$

$$S_1 \leq 30$$

$$S_1 \leq 8db \rightarrow S_1 \leq 8(2.54) \rightarrow S_1 \leq 20.3 \quad (RIGE)$$

$$S_1 \leq 24dv \rightarrow S_1 \leq 24(0.95) \rightarrow S_1 \leq 22.8$$

Colocar en la zona de 2h (2.20 m), 12 estribos #3 espaciados a cada 20 cm.

En la parte central de la viga utilizar el menor de los siguientes espaciamientos:

$$S_2 \leq \frac{d}{2} \rightarrow S_2 \leq \frac{100}{2} \rightarrow S_2 \leq 50$$

$$S_2 \leq 30 \quad (RIGE)$$

En la zona de central de la viga (6.00 m), colocar 19 estribos #3 espaciados a cada 30 cm.

Sin embargo, el acero por cortante que solicita esta viga, mostrado en la figura 6.1.25^a, es de 0.125 cm²/cm para la zona confinada y de 0.087 cm²/cm en la zona no confinada,

estos valores vienen dado por la relación $\frac{A_v}{S}$, donde A_v es el acero por cortante y S es

el espaciamiento entre estribos, de donde, al despejar se obtiene que es necesario utilizar estribo No 4 @ 20 cm en la zona confinada y No 4 @ 25 cm en la zona no confinada, rigiendo estos últimos, para las otras vigas se realizara de la misma forma, rigiendo los datos que solicita el programa, ya que ha considerado los momentos plásticos.

En la figura 6.1.29 aparece el detallado final de refuerzo transversal para esta viga.

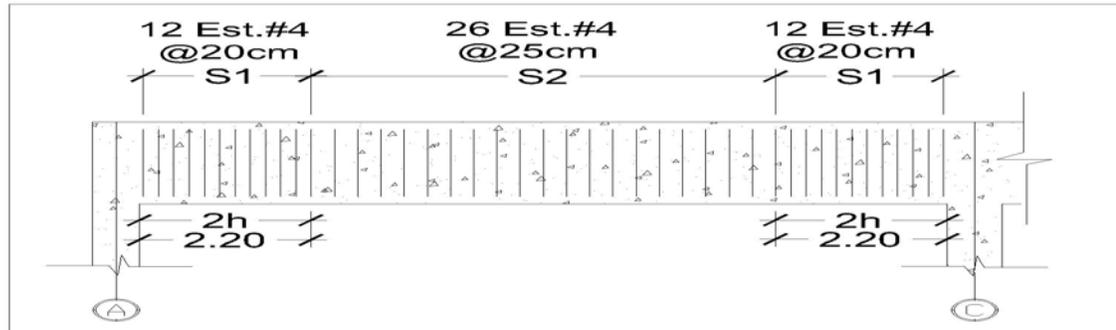


Figura 6.1.29 Detallado del refuerzo transversal de la viga

Para la columna G1, nivel 1.

Revisión de refuerzo longitudinal de la columna G1 primer nivel

A continuación se presenta la revisión de la sección transversal y del refuerzo (longitudinal y transversal) para la columna G1. Esta posee una sección transversal de 60 cm por 60 cm, tiene una altura de 3.60 m de entrepiso y una altura libre de 2.50 metros.

$$C_1 \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 60 \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{C_1}{C_2} \geq 0.40 \rightarrow \frac{60}{60} \geq 0.40 \rightarrow 1 \geq 0.40$$

La sección transversal de la columna cumple todos los requisitos arriba establecidos, por lo tanto, podemos decir que es satisfactoria. La cantidad de acero longitudinal requerida es de 90.41 cm^2 , los cuales se revisaran y detallaran en la figura 6.1.30.

$$h_{cx} = h_{cy} = h_c = 60 - 10 - 1.27 \rightarrow h_c = 48.73$$

$$A_g = (60)(60) \rightarrow A_g = 3600 \text{ cm}^2$$

$$A_{ch} = (60 - 10)(60 - 10) \rightarrow A_{ch} = 2500 \text{ cm}^2$$

$$\ell = \frac{A_s}{A_g} \rightarrow \ell = \frac{104}{3600} \rightarrow \ell = 0.0289$$

$$0.01 < \ell < 0.04 \rightarrow 0.01 < 0.0289 < 0.04$$

Se proveerá una sección de acero de 104 cm², las cuales corresponden a 16 varillas #8 y 8 varillas #6, la cual es satisfactoria

Revisión de refuerzo transversal de la columna G1 primer nivel

$$\frac{A_{sh}}{S} \geq 0.30 \frac{h_c f'_c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \rightarrow \frac{A_{sh}}{S} \geq 0.30 \frac{(48.73)(280)}{4200} \left(\frac{3600}{2500} - 1 \right) \rightarrow \frac{A_{sh}}{S} \geq 0.429$$

$$\frac{A_{sh}}{S} \geq 0.09 h_c \frac{f'_c}{f_y} \rightarrow \frac{A_{sh}}{S} \geq 0.09 (48.73) \frac{280}{4200} \rightarrow \frac{A_{sh}}{S} \geq 0.292$$

Se toma el mayor de estos valores, que a su vez es mayor que el valor 0.304 propuesto por el programa para el refuerzo transversal.

Utilizando estribo #4 obtenemos:

$$A_{sh} = 2(1.27) \rightarrow A_{sh} = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_{sh}}{0.429} \rightarrow S = \frac{2.54}{0.429} \rightarrow S = 5.92 \text{ cm}$$

El espaciamiento es muy corto, se agregara un gancho para el refuerzo transversal:

$$A_{sh} = 3(1.27) \rightarrow A_{sh} = 3.81 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_{sh}}{0.429} \rightarrow S = \frac{3.81}{0.429} \rightarrow S = 8.88 \text{ cm}$$

El espaciamiento aun es muy corto, se probara con doble estribo para el refuerzo transversal:

$$A_{sh} = 4(1.27) \rightarrow A_{sh} = 5.08 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_{sh}}{0.429} \rightarrow S = \frac{5.08}{0.429} \rightarrow S = 11.84 \text{ cm}$$

Se proveerán 2 estribos para cada dirección como refuerzo transversal ($h_{cx} = h_{cy}$ por ser una columna cuadrada), el arreglo de estribos aparece en la figura 6.1.31.

La ubicación de la zona crítica se define a continuación:

$$l_o \geq \left\{ \begin{array}{l} C_2 = 60 \\ \frac{h_n}{6} = \frac{250}{6} \rightarrow 42 \\ 60 \end{array} \right\}$$

$$l_o = 42 \text{ cm}$$

Dentro de la zona crítica, se colocaran los estribos a un espaciamiento S_1 , el cual se calcula a continuación:

$$S_1 \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{C_1}{4} = \frac{60}{4} = 15 \\ 10 \\ 6d_b = 6(1.90) = 11.40 \end{array} \right\}$$

Utilizar $S_1 = 10$ cm en la zona crítica; en el resto de la columna, utilizar el valor S_2 de espaciamiento.

$$S_2 \leq \left\{ \begin{array}{l} C_1 = 60 \\ 15 \\ S = 11.84 \end{array} \right\}$$

Utilizar $S_2 = 15$ cm en el resto de la columna. Para la separación de estribos en el nudo S_3 (unión viga – columna) utilizaremos la siguiente expresión:

$$a_{s3} = 1.5 \frac{S_1}{d_1} A_{s1}$$

Donde $A_{s1} = 51.14$ cm², $d_1 = 100$ cm (valores correspondientes a la viga que intercepta a la columna en el nudo).

$$a_{s3} = 1.5 \frac{S_3}{d_1} A_{s1} \rightarrow \frac{a_{s3}}{S_3} = 1.5 \frac{A_{s1}}{d_1}$$

$$\frac{a_{s3}}{S_3} = 1.5 \frac{(51.14)}{(100)} \rightarrow \frac{a_{s3}}{S_3} = 0.767$$

$$\frac{a_{s3}}{S_3} = 0.767 \rightarrow S_3 = \frac{a_{s3}}{0.767}$$

$$S_3 = \frac{5.08}{0.767} \rightarrow S_3 = 6.62 \text{ cm}$$

Colocar los estribos en el nudo a cada 5 cm.

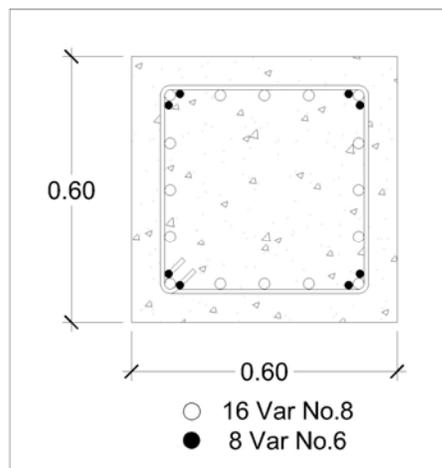


Figura 6.1.30 Detallado del refuerzo longitudinal de la columna

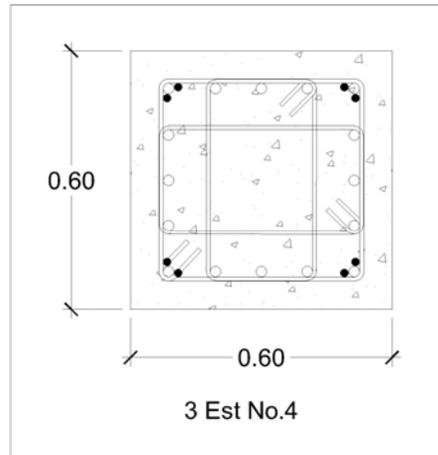


Figura 6.1.31 Detallado del refuerzo transversal de la columna

En la figura 6.1.32 se muestra la distribución en elevación de los estribos.

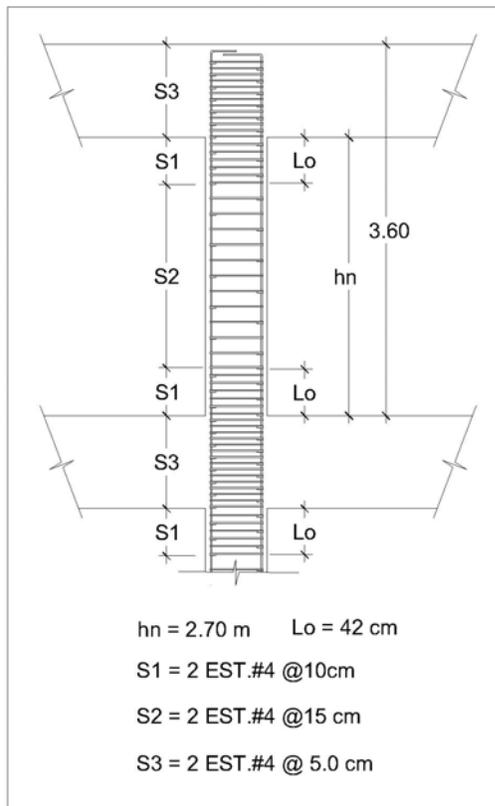


Figura 6.1.32 Distribución en elevación de estribos en columna G1.

Los resultados completos del diseño de la viga Eje 1 (desde el eje A hasta el eje G) y la columna G1 (desde el primer nivel hasta el último) aparecen en la figura 6.1.33, 6.1.34a, 6.1.34b, 6.1.35 y 6.1.36, en las cuales se han aplicado los criterios y condiciones previamente revisados.

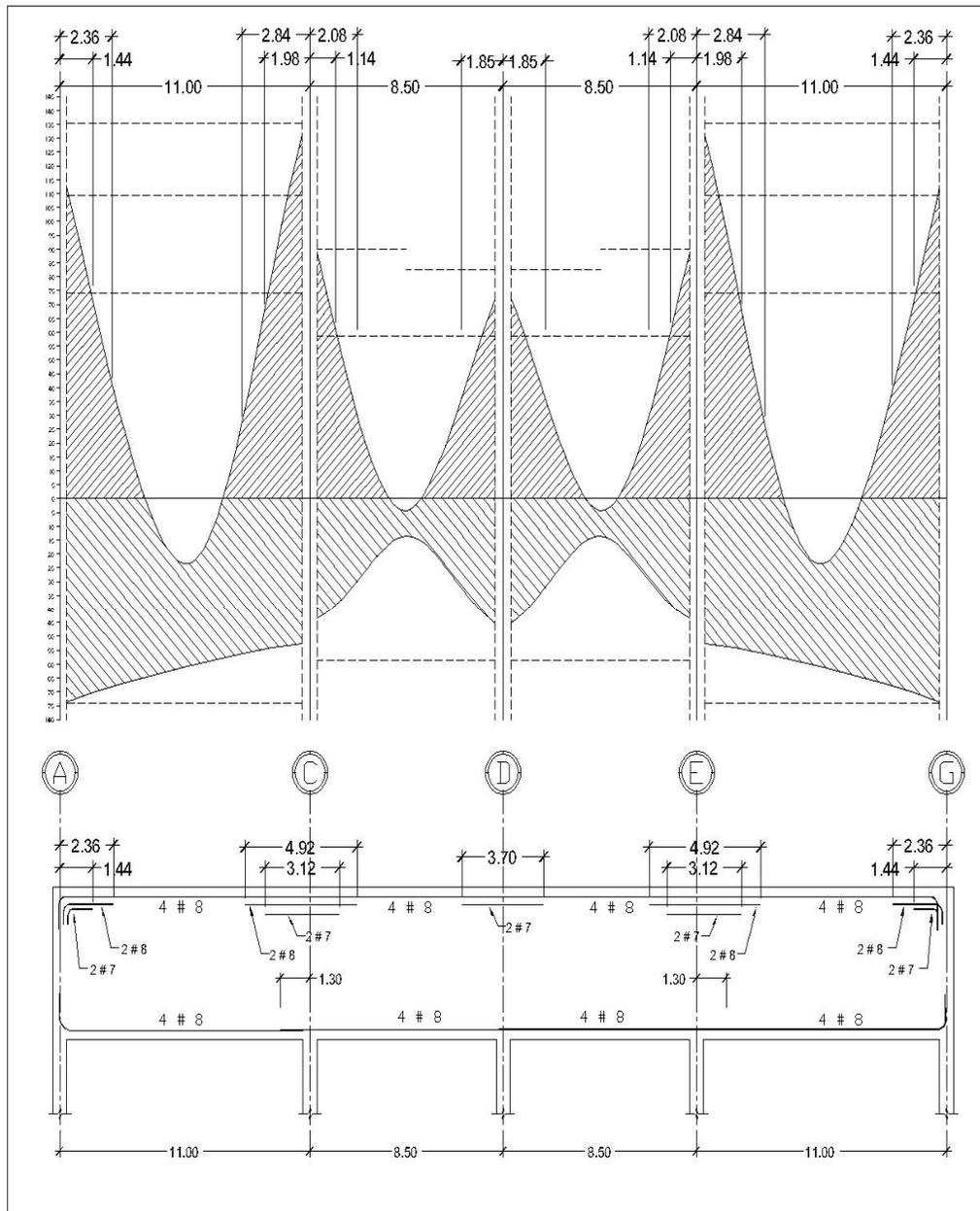


Figura 6.1.33 Detallado de acero longitudinal en viga eje 1 primer nivel.

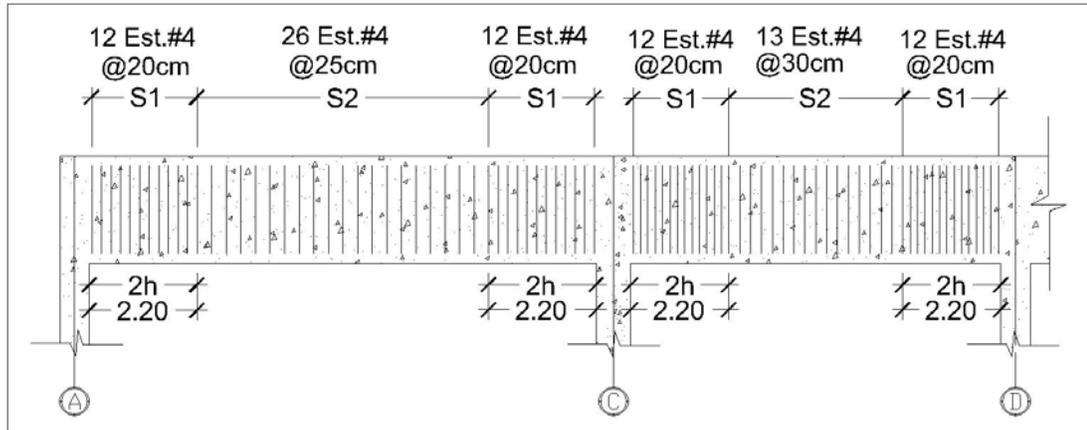


Figura 6.1.34a Detallado de acero transversal en viga eje 1 desde eje A hasta eje D, primer nivel.

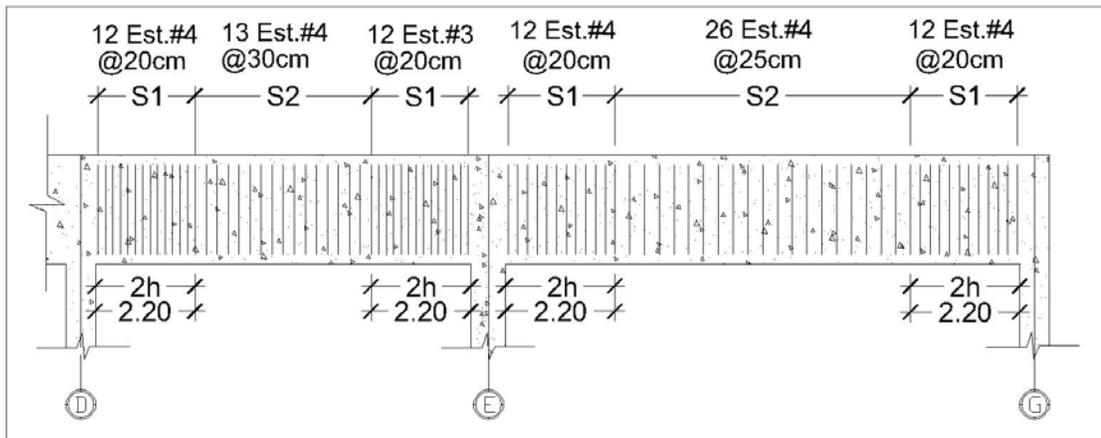


Figura 6.1.34b Detallado de acero transversal en viga eje 1 desde eje D hasta eje G, primer nivel.

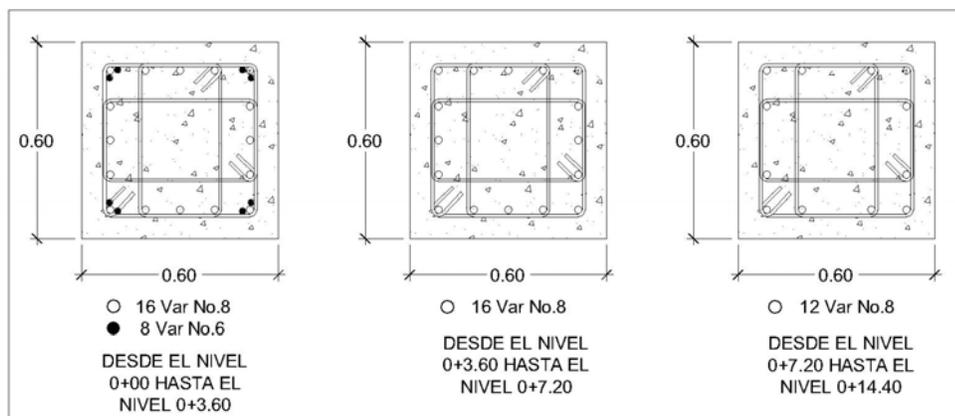


Figura 6.1.35 Distribución longitudinal del acero de refuerzo de la columna G1.

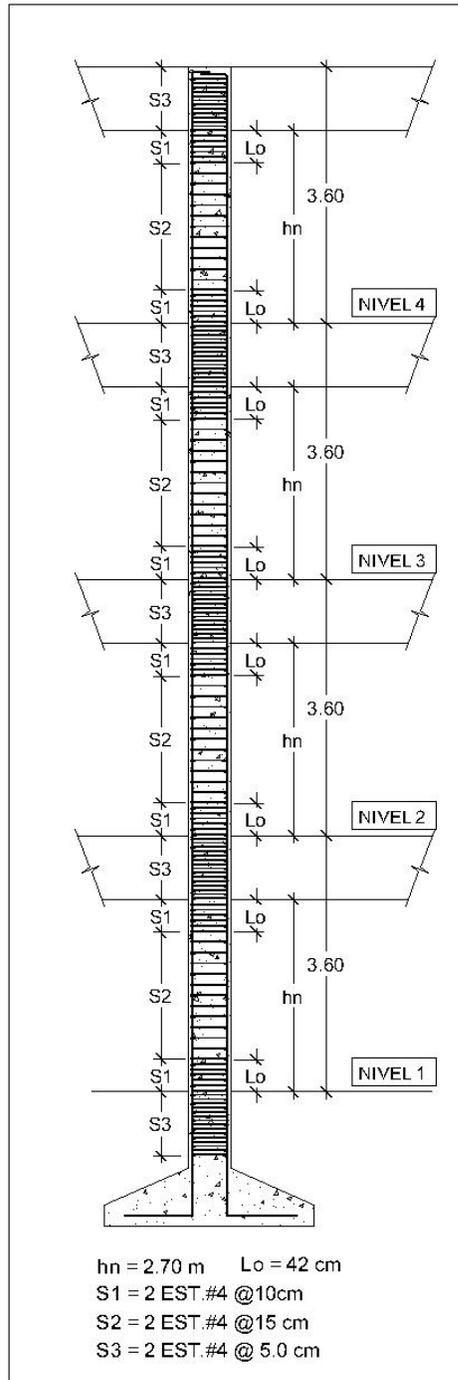


Figura 6.1.36 Detallado de acero en columna G1 en toda la elevación.

ANEXOS

PLANOS

INDICE DE ANEXOS

ANEXO A-1

NORMA TECNICA DE DISEÑO POR SISMO.

ANEXO A-2

SECCIÓN 16 DEL IBC (INTERNATIONAL BUILDING CODE).

ANEXO A-3

*SECCIÓN 16 DEL UBC
(INTERNATIONAL BUILDING CODE)*

ANEXO B

*GRAFICAS DE KHAN Y SBAROUNIS
PARA ANÁLISIS MANUAL DE PAREDES
DE CORTANTE*

ANEXO C
*MÉTODO DE CÁLCULO PARA
RIGIDECES (FORMULAS DE WILBUR)*

ANEXO D
*EVALUACION DE CARGAS PARA PESO
SÍSMICO DE ELEMENTOS
ESTRUCTURALES*

ANEXO D.1
*HOJAS DE CÁLCULO PARA VIGAS Y
COLUMNAS*

ANEXO E
*VALORES DE CARGA VIVA PARA
EDIFICACIONES PROPUESTAS POR LA
ASCE-97*

ANEXO A-1

“NORMA TÉCNICA DE
DISEÑO POR SISMO”

ANEXO A-2

“SECCIÓN 16 DEL IBC
(INTERNATIONAL
BUILDING CODE)”

ANEXO A-3

“SECCIÓN 16 DEL UBC
(UNIFORM BUILDING
CODE)”

ANEXO B

“GRAFICAS DE KHAN Y
SBAROUNIS PARA
ANÁLISIS MANUAL DE
PAREDES DE CORTANTE”

ANEXO C

“MÉTODO DE CÁLCULO
PARA RIGIDECES
(FORMULAS DE WILBUR)”

ANEXO D

*“EVALUACION DE CARGAS
PARA PESO SÍSMICO DE
ELEMENTOS
ESTRUCTURALES”*

ANEXO D.1

*“HOJAS DE CÁLCULO PARA
VIGAS Y COLUMNAS”*

ANEXO E

“VALORES DE CARGA
VIVA PARA
EDIFICACIONES
PROPUESTAS POR LA
ASCE-97”

CONCLUSIONES

Después de haber terminado la realización del presente trabajo de graduación se plantean las siguientes conclusiones que deja el mismo:

- Se concluye que las guías que se elaboraron tanto para el uso del programa ETABS como SAP2000, gracias al formato con el que se han presentado, servirán como una herramienta más para el aprendizaje básico sobre el uso de los mismos, tanto por los estudiantes de ingeniería civil como por todo aquel profesional interesado en el aprendizaje sobre el uso de dichos programas, aunque dichas guías están enfocadas a un conocimiento básico de los programas, queda en la responsabilidad del usuario conocer e investigar más sobre las herramientas adicionales que posee el programa.
- El llevar a cabo una comparación entre los resultados obtenidos con los modelos que se utilizaron para realizar las comparaciones entre el método manual contra el método tridimensional elaborado haciendo uso de los programas, se concluye que el modelo que solo presenta una estructura comprendida por marcos provee resultados aceptables y a la vez conservadores pero para una estructura con un sistema combinado de marcos y de paredes de cortante los resultados son variables por lo tanto se puede decir que el modelo manual no provee resultados tan conservadores como se pensaba, es más, en algunos casos hasta resultan ser menores, por lo que podemos asegurar que el método manual puede ser utilizado como una herramienta de pre-análisis pero no para el diseño definitivo, esta por demás mencionar que todas las variables que asume el método manual, el método tridimensional las evalúa,
- El empleo de los programas de diseño permite obtener un tiempo de análisis mas corto y se obtienen resultados más eficientes y dependiendo del grado de

experiencia del diseñador en el área de las estructuras, puede llegar a obtener resultados con un grado mayor de economía y seguridad.

- Mediante la comparación de un mismo edificio modelado y analizado utilizando programas de computadora, en donde se evaluaron dos tipos de modelos para su análisis incluyendo en el primero losas con un comportamiento tipo membrana con asignación de diafragma rígido, y en el segundo losas tipo cascarón sin asignación de diafragma rígido, se ha podido concluir que en cierta medida la suposición de que “la losa se comporta como un elemento infinitamente rígido”, no produce resultados demasiado conservadores ni muy alejados de los valores que se generan en un modelo que en teoría refleja el comportamiento de la estructura en la realidad.
- Durante el desarrollo del presente trabajo de graduación se intentó en la medida de lo posible encontrar un procedimiento manual para realizar un análisis sísmico de las paredes de cortante, de tal investigación se determinó que no se encuentra actualmente un método manual que permita realizar el análisis sísmico de una pared de forma tal que pueda compararse con el análisis realizado por el método tridimensional, únicamente el principio de los elementos finitos puede realizar un análisis y diseño de tales elementos.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda que siempre que se utilice un programa para análisis y diseño de estructuras se revise detenidamente como este realiza dicho análisis y si los resultados que se obtiene se encuentran dentro del rango de los esperados, en especial cuando incluye un análisis mediante códigos internacionales, en donde es necesario adaptar los valores de entradas del código para que se ajuste a las necesidades y exigencias locales, de ser posible.
- Es recomendable recordar que para el uso de las herramientas que nos ofrecen los programas, se debe investigar o tener un conocimiento básico de lo que se esta haciendo con el fin de comprender mejor que es lo que hace el programa y verificar los resultados del mismo con mayor facilidad.
- Se recomienda la continuidad de este trabajo de graduación con la elaboración de estudios más profundos sobre los temas de paredes de cortante, el estudio del análisis y diseño dinámico, el efecto P-Delta, y uso de las demás herramientas que poseen los programas que no se estudiaron en el presente trabajo.
- Al momento de ingresar cargas en elementos ó sobre áreas de un edificio, es de gran importancia tener en cuenta la cantidad de cifras significativas que se utilizan, ya que si se realizan varias pruebas de un mismo diseño con diferentes cantidad de cifras significativas en el cargado de elementos de un mismo edificio, los resultados pueden variar grandemente, ya que unidades con valores de hasta 0.005 de diferencia al cargar un elemento pueden llevarnos a obtener diferencia en el peso de la estructura de hasta 20 toneladas.

- Además para evitar falsas apreciaciones de los resultados de diseño de un elemento estructural se recomienda trabajar los modelos con sistemas de unidades significativas pequeñas como son los kilogramos y los centímetros.
- Para poder facilitar el uso de la guía para realizar modelos tridimensionales utilizando ETABS y SAP2000 se recomienda analizar e interpretar el proceso lógico de pasos que se especifican al inicio de la guía para lograr familiarizarse mejor con los programas utilizados, además de interpretar correctamente los pasos y fórmulas que especifica la NTDS para realizar el proceso de obtención del cortante basal y la distribución de la fuerza lateral.
- Es recomendable revisar los valores de entrada que se ingresan al programa para confirmar que la información que ha sido introducida permita obtener los valores correctos, como también revisar el peso total que el programa calcula para revisarlo con el realizado manualmente ya que un error en este valor puede alterar significativamente el valor del cortante basal a utilizar.
- Para facilitar los trabajos de análisis de un modelo determinado de un edificio se recomienda el uso del programa ETABS sobre el programa SAP2000, ya que ETABS ofrece mayor facilidad para la introducción de los datos, así como también la incorporación de códigos y reglamentos de diseño y análisis sísmico para edificios ya sean de concreto armado o acero, con sistema de marcos o dual; según la versión que sea utilizada en el desarrollo de un modelo, permite hacer uso de códigos y reglamentos de diseño y análisis sísmico más recientes, como lo es el caso del IBC2000, entre otros.

BIBLIOGRAFIA

- Acosta, A.
Estudio del Coeficiente Sísmico y de los Sistemas Estructurales Contemplados por el Reglamento de Emergencia de Diseño Sísmico de El Salvador, Trabajo de Graduación presentado para optar al título de Ingeniero Civil en la Universidad Centroamericana José Simeón Cañas, UCA, El Salvador, 1991.

- Dirección General de Urbanismo y Arquitectura.
Reglamento de Emergencia de Diseño Sísmico de la Republica de El Salvador, Ministerio de Obras Publicas, El Salvador, 1994.

- Matál, G.
Análisis del Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de la República de El Salvador, Trabajo de Graduación presentado para optar al título de Ingeniero Civil en la Universidad Centroamericana José Simeón Cañas, UCA, El Salvador, 1998.

- Ghosh, S. K. Effects of Recent Seismic Code Changes on Tall Building Paper N°. T124-4, Structural Engineering World Wide Conference San Francisco, CA, 1998.

- Christopher Arnold y Robert Reitherman
Manual de Configuración y diseño sísmico de edificios. Volumen 1, 2 y 3. 1a Edición, Grupo Noriega Editores, 1991.

- American Concrete Institute ACI
Informe del Comité ACI. Documento 442 R-2

- Internacional Building Code 2000 (IBC2000).
- Durán M., Thierauf G., Portillo E. “Ductilidad de estructuras sometidas a terremotos”, Proyecto de investigación conjunto: Universidad La Serena, Chile y Universidad Essen, Alemania, financiado por la fundación Volkswagen, Alemania, 1990-1992.
- Jaime Hernández de Paz “Vulnerabilidad Sísmica de Estructuras de Edificios de Concreto Reforzado y Acero”, Universidad de El Salvador, Septiembre de 1999.
- <http://www.ingeciber.com>
- <http://www.csiberkeley.com>