



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS
PARA EDIFICIOS**

TESIS QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTA
ARMANDO MERIDA RAMOS

DIRECTOR DE TESIS:
M. en I. ISMAEL VAZQUEZ MARTINEZ



MÉXICO, D. F.

JUNIO 2007



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

A DIOS

Por permitirme la oportunidad de existir y poder elegir lo que he querido ser, y poner en mi camino a las personas correctas para poder florecer.

A MI PADRE

Que con su ejemplo, su esfuerzo, su sacrificio me ha enseñado el valor de las cosas y sus prioridades, de que nada en este mundo se nos regala que a pesar de las dificultades y las adversidades de la vida no hay que detenerse y seguir adelante y siempre hacer lo que es correcto. Eres mi ídolo y mi punto de referencia.

Gracias por todo. Te quiero y te adoro.

A MI MADRE

Que es la parte tierna y amorosa de mi historia, mi refugio, la que siempre escucha, la compañera en mis desvelos, en mis preocupaciones y en mis alegrías, la que no pide nada a cambio y todo da y que con su oraciones me acerca a Dios aunque yo este lejos. Mis triunfos son tuyos también. Te amo mi negrita linda.

A MI HERMANA (Borreguita)

Eres la mezcla perfecta de inteligencia, tenacidad y constancia, tu fuerza interior te hace grande y fuerte, pelea para alcanzar tus sueños. Gracias por ser excelente compañera de vida somos una hermosa familia. Te quiero muchísimo.

A M. en C. Enrique Martinez Romero (†)

Por la oportunidad de colaborar juntos y con su equipo de trabajo, por los regaños, por las fuertes jornadas, por la perfección y la excelencia de hacer las cosas, por el amor y la entrega incondicional a lo que uno es y sobre todo el compartir el conocimiento no importando quien eres ni de donde vienes. Gracias Maestro y algún día nos volveremos a ver.

A Juan Manuel Quijas Fonseca (Ing. KUIJAS)

Con quien he compartido alegrías, borracheras, preocupaciones y tristezas y que me ha enseñado que aun en momentos difíciles y devastadores de la vida hay que seguir adelante por ti y por los que te necesitan, tienes una estrella que te protege a ti y a tu familia, me hubiera encantado conocer a tu mama.

Eres Roca mi amigo.

A Manuel Antonio Taveras Montero (Arq. Toni-men)

Mi hermano dominicano me has enseñado que el conocimiento es universal y no tiene fronteras, que los genios están en cualquier lugar y no tienen nacionalidad, tu sencillez, carisma e inteligencia te hacen grande, eres un Titán. Gracias por venir a México para mostrarme mis carencias.

A Gerardo Cano Escalante (Ing. Chispita)

El mas gordito de mis hermanos, no sabes como aprecio tu amistad sincera, tus crudos comentarios que me hacen reflexionar. Gracias por todo.

A Yocelyn Hernández Carrasco

Eres mi musa, a pesar de la distancia siempre estas allí como una estrella en mi cielo. Si supieras lo que significas para mi y solo me basto conocerte poco tiempo para enamorarme de ti.

A Ing. Enrique Martínez Villalba

Por su apoyo incondicional para la conclusión de este trabajo y por asumir con valentía y fortaleza la pesada losa de tu padre. Enhorabuena.

A Ing. Sergio Montes de Oca Flores

Gracias por las lecciones día a día, por las llamadas de atención enérgicas, por enseñarnos a remar en las difíciles aguas de la vida profesional.

A MI FAMILIA MERIDA Y RAMOS

Por formar parte del escenario de mi vida. Los quiero mucho.

A MIS ADORADAS TIAS (AMPARITO, EVITA, ALTITA Y TIO PANCHE)

Si hubiera mas mujeres como ustedes visionarias, valientes y emprendedoras en este país, estaríamos en la cima del mundo, gracias por enseñarme con el ejemplo la grandeza de las mujeres. Las quiero y las respeto muchísimo.

A SINODALES Y MAESTROS

Gracias por su tiempo y colaboración por formar parte de mi formación, gracias por las clases con frío y las tardes calurosas que compartimos, por los desvelos y por las malas calificaciones, gracias por su vocación de compartir y educar.

A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Me has dado tanto con tan poco lo único que exigías era dedicación, pero algún día regresare a saldar cuentas contigo, creadora de grandes humanistas de sangre azul y piel dorada.

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

INDICE

INTRODUCCION

1. ANTECEDENTES
2. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA. CONCEPTOS BÁSICOS
 - 2.1.1. COMPORTAMIENTO GLOBAL DEL SISTEMA
 - 2.1.2. SISTEMA DE PISO
 - 2.1.3. ARMADURAS
 - 2.1.4. COLUMNAS
 - 2.1.5. VENTAJAS
3. ANÁLISIS PARA UN DIMENSIONAMIENTO PRELIMINAR DE LA ARMADURA
 - 3.1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO
 - 3.1.2. ANÁLISIS DE CARGAS
 - 3.1.3. CALCULO DE CARGAS VERTICALES
 - 3.1.4. CALCULO DE CARGAS LATERALES
 - 3.1.5. CARGA AXIAL (F_{MV}) DEBIDO A MOMENTO DE VOLTEO INDUCIDO POR CARGAS LATERALES
 - 3.1.6. DISEÑO PRELIMINAR DE LA ARMADURA
 - 3.1.6.1. COLUMNAS
 - 3.1.6.2. DIAGONALES Y MONTANTES
 - 3.1.6.3. CUERDA SUPERIOR E INFERIOR
 - 3.1.7. DEFLEXIÓN DE LA ARMADURA
 - 3.1.8. FLEXIÓN DE COLUMNAS DEBIDO A DEFORMACIÓN DE LA ARMADURA
 - 3.1.9. ACCIÓN DE DIAFRAGMA
 - 3.1.10. DISTRIBUCIÓN DE CARGAS LATERALES
 - 3.1.11. CORTANTE TRANSVERSAL EN EL DIAFRAGMA
 - 3.1.12. CUERDAS DIAFRAGMA
 - 3.1.13. DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS (DRIFT)
 - 3.1.13.1. LOSA DE PISO
 - 3.1.13.2. ARMADURA ALTERNADA
4. MODELACIÓN MATEMÁTICA POR MEDIO DE UN PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS
 - 4.1.1. FIESTA INN
 - 4.1.2. FIESTA INN _ AUX
 - 4.1.3. FIESTA INN _ A
 - 4.1.4. VENTAJAS DE UTILIZAR COLUMNAS COMPUESTAS

5. FABRICACIÓN Y MONTAJE

5.1.1. FABRICACION

5.1.2. TIPOS DE ACERO

5.1.2.1. ACEROS AL CARBONO

5.1.2.2. ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y BAJA ALEACION

5.1.2.3. ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y BAJA ALEACIÓN RESISTENTES A LA
CORROSIÓN ATMOSFÉRICA

5.1.2.4. ACEROS TEMPLADOS Y REVENIDOS

5.1.3. HABILITADO Y MONTAJE

6. CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFIA

APENDICE A (COMPENDIO DE PLANOS ARQUITECTONICOS)

APENDICE B (COMPENDIO DE PLANOS ESTRUCTURALES)

APENDICE C (MEMORIA DE CÁLCULO)

INTRODUCCION

Este trabajo ha sido desarrollado con el propósito fundamental de aportar a los pasantes y profesionales dedicados al ejercicio de la Ingeniería Civil, una alternativa adicional para la elaboración de nuevos proyectos desde el punto de vista estructural a través del *Sistema de Armaduras Alternadas* para edificios. La finalidad de este trabajo no es establecer una metodología en el análisis y diseño de este sistema de estructuración, sino presentar de una manera simple y congruente las ventajas y problemáticas de este novedoso sistema estructural que ha ganado aceptación en el mercado de la construcción por su economía, versatilidad, rapidez de construcción y repetitividad de sus componentes, cumpliendo al mismo tiempo con los requisitos de seguridad estructural reglamentaria.

En la presente exposición el autor hace uso de un programa de computo a base de elemento finito de uso común ETABS (*Extended Three Dimensional Analysis of Buildings Systems* versión 8.2.3., desarrollado por Computers and Structures Inc.), sin que esto implique que no existan otros programas semejantes para diseñar este tipo de estructuras.

Para ejemplificar la aplicación del sistema, el autor aprovecha el caso real de un edificio recientemente inaugurado ("Hotel Fiesta Inn" edificación perteneciente al proyecto denominado "Dos Hoteles Santa Fe", que está ubicado en la Ciudad de México) en el cual ha trabajado profesionalmente en la firma EMR S. A. con cuya autorización se presentan los resultados de este sistema.

El trabajo fue desarrollado en cinco capítulos y el contenido de cada uno se describe a continuación:

El capítulo 1 contiene una breve descripción de los antecedentes del *Sistema de Armaduras Alternadas* desarrollado en los Estados Unidos, como un nuevo e innovador sistema de

estructuración reflejado en eficiencia en su comportamiento, procedimiento constructivo y costos de fabricación.

El capítulo 2 presenta una descripción detallada del sistema y su funcionamiento integral, así como el comportamiento individual de sus componentes (armaduras, sistemas de piso, columnas, etc.).

El capítulo 3 contiene todo el desarrollo teórico y analítico del *Sistema de Armaduras Alternadas*, así como el diseño de todos los componentes de la armadura (diagonales, montantes y cuerdas), columnas, sistemas de piso, y la descripción del sentido, dirección y distribución particular de todas las fuerzas actuando en el sistema. El desarrollo de este capítulo se centra y basa en el análisis de una armadura aislada que será el punto de referencia, para la generación y revisión del modelo matemático tridimensional a través de un programa de elemento finito.

La modelación matemática tridimensional a través del programa ETABS (*Extended Three Dimensional Analysis of Buildings Systems*) versión 8.2.3., del "Hotel Fiesta Inn" se desarrolló en el capítulo 4, para la obtención final de cada elemento que constituirá al edificio.

Finalmente en el capítulo 5 se presenta una descripción breve del proceso de fabricación, habilitado y montaje del acero estructural.

Agradezco de antemano, la ayuda facilitada para el desarrollo de este trabajo al Grupo EM, y en particular a M. en C. Enrique Martínez Romero, profesor del Área de Estructuras quien falleció recientemente. Espero que este trabajo represente una aportación importante en el desarrollo de la Ingeniería Civil en México. De igual manera agradezco al Arq. Jose Picciotto Cherem la autorización para la exposición de su proyecto arquitectónico "Dos Hoteles Santa Fe" del cual pertenece el "Hotel Fiesta Inn" que fue el objeto principal de estudio para el desarrollo de este trabajo.

CAPITULO 1. ANTECEDENTES

1. ANTECEDENTES

El *Sistema de Armaduras Alternadas* es un sistema estructural para edificios altos, que demanden de una planta regular (en la cual se alojen unidades modulares habitables de ambos lados), un pasillo central como pudiera ser el caso de un edificios de apartamentos, hospitales, consultorios, etc.

Por lo general este tipo de edificios se resuelve con marcos transversales de tres ó mas armaduras unidas por marcos longitudinales continuos para soportar el sistema de piso.

El sistema fue desarrollado para obtener una mayor eficiencia estructural para resistir cargas gravitacionales y laterales y al mismo tiempo proveer versatilidad en la planta arquitectónica con áreas libres de columnas interiores, además de una alta repetitividad en sus componentes para propiciar la fabricación en serie y agilizar su montaje.

El sistema fue concebido a partir de lo siguiente; en un marco con crujiás múltiples las columnas externas reciben solo una parte menor de las cargas de gravedad en tanto que las columnas centrales llevan la mayor parte, por el contrario para el caso de cargas laterales como lo son Viento ó Sismo, las columnas externas trabajan más que las interiores. Esta situación se agudiza según crezca la altura del edificio. En estas condiciones se puede dar el caso que al combinar estas acciones se presenten en las columnas externas tensiones difíciles de manejar en la cimentación. Este problema se disminuye según se disminuya el numero de columnas interiores siendo el mejor de los casos el de cancelar dichas columnas y contar solo con las exteriores.

La sola existencia de dos líneas de columnas externas en el marco significa que deberán salvarse claros relativamente grandes, lo que en primera instancia representará en el diseño de las vigas secciones de gran peralte. Para evitar lo anterior se consideró entonces conectar dos trabes consecutivas por medio de una serie de elementos que rigidizen a ambas vigas permitiendo que trabajen ahora como un elemento integral. La configuración final obtenida será una armadura de entepiso donde las vigas se convertirán en las cuerdas de esta, y los elementos de conexión entre ellas constituirán a diagonales y montantes.

Debido a la simetría de la armadura y al estar sujeta a la acción de cargas verticales, siguiendo de igual forma una configuración geométrica, la fuerza cortante global al centro del claro es nula considerándose entonces que la armadura puede ser concebida sin ningún elemento diagonal en su parte central, no olvidando que la proyección vertical de la carga presente en cualquier diagonal es el cortante resistido en esa zona.

Desde el punto de vista arquitectónico se estaría proveyendo al edificio de un corredor central que constituirá un alimentador para las unidades modulares adyacentes a este.

El comportamiento del sistema ante cargas laterales sufrirá necesariamente una modificación traduciéndose en la descomposición de las cargas aplicadas en cargas axiales dentro de las armaduras (por cuestión de rigidez), beneficiándolo entonces al hacerlo trabajar únicamente a esfuerzo directo en esa dirección.

Sin embargo la configuración alternada de las armaduras de entrepiso en el marco, propiciarán concentraciones de esfuerzo y deformación en las porciones de las columnas que no estén contenidas en el plano de ellas, obligando entonces a considerar y a generar una nueva trayectoria de fuerzas que implicaran una redistribución en función de la rigidez de las cargas laterales para salvaguardar los elementos estructurales antes citados, lo cual se conseguirá haciendo que las armaduras del marco siguiente sea alternado respecto al anterior. Para tal labor se requerirá que el sistema de piso tenga la capacidad de transmitir las cargas laterales de una armadura a otra actuando como diafragma rígido.

El concepto fue desarrollado por el equipo de arquitectos e ingenieros del Departamento de Arquitectura e Ingeniería Civil del Instituto de Tecnología de Massachussets en los años 60's quienes combinaron su talento para obtener este imaginativo y eficiente sistema estructural.

Es así como el *Sistema de Armaduras Alternadas* ofrece una opción en estructuración de edificios desde el punto de vista costo-eficiencia, en parte a las consideraciones propias del proyecto. La estructura metálica y el sistema de piso pueden generalmente ser erguidas de manera mas rápida y segura en comparación con otro tipo de proyectos. No hay tiempo perdido para el desarrollo y cumplimiento del programa de trabajo ó de obra, ya que pueden existir actividades que se desarrollan simultáneamente, lo cual implica un óptimo aprovechamiento de los recursos.

En referencia a la literatura consultada tales como: publicaciones técnicas editadas por el American Institute of Steel Construction (AISC), organismo no lucrativo encargado de la investigación y desarrollo de las actividades relacionadas al óptimo empleo del acero estructural, así como proyectos resueltos a través de este sistema, sugiere que éste debiera ser considerado para edificios de cinco a veinte niveles, aunque hay algunas excepciones. Sin embargo mientras la rigidez del sistema mantiene un control sobre la distorsión de entrepiso debido a cargas de viento ó de sismo, el *Sistema de Armaduras Alternadas* se considera poco eficiente para proyectos de más de veinte niveles en zonas con alta actividad sísmica debido al tema de la acción de diafragma del sistema de piso; sin embargo ésta no es una restricción que pueda dictaminarse como definitiva.

La resistencia contra el fuego es otra ventaja por las siguientes razones: primero, porque las armaduras al estar ubicadas sobre ejes de columnas, representa grandes áreas de trabajo para las operaciones de control de desastre de este tipo. Segundo, las armaduras normalmente están dentro de muros lo cual representa una protección adicional a la estructura metálica dada precisamente por éstos, además representa un ahorro en el espesor de la protección (*Spray-on Protection*) aplicada sobre los elementos estructurales de la armadura (diagonales, montantes y cuerdas) debido a la naturaleza compacta de éstos (elementos delgados).

El sistema provee a los arquitectos gran flexibilidad referida específicamente a los primeros niveles para poder destinarlos a salas de juego, restaurantes, estacionamientos, gimnasios ó simplemente a hermosos vestíbulos, permite también una fácil modificación de los espacios y simplifica los procesos que implican éstos.

En muchos aspectos el diseño del *Sistema de Armaduras Alternadas* es más simple que un sistema de estructuración convencional. Los planos estructurales son también simples muchos de ellos se repiten incluyendo los planos de detalle (conexiones, etc). Otra consideración importante es el acomodo de los huecos dentro del edificio, que es independiente de las armaduras.

Mientras los primeros edificios con este sistema utilizaban canales para los elementos diagonales y montantes, hoy en día, la mayor parte de las armaduras son diseñadas con secciones tubulares (HSS) para los elementos del alma de las armaduras debido a que son más eficientes y más fáciles de fabricar. Las armaduras son fabricadas con contraflecha para compensar las deflexiones inducidas por la carga muerta, además de que son fabricadas y montadas generalmente en una sola pieza.

CAPITULO 2. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA. CONCEPTOS BASICOS

2. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA. CONCEPTOS BASICOS

El *Sistema de Armaduras Alternadas* es el resultado de los estudios realizados por el equipo de investigación del departamento de Arquitectura e Ingeniería del Instituto de Tecnología de Massachussets bajo la supervisión y patrocinio de la Corporación de Acero de los Estados Unidos. El resultado es un sistema para estructuras relativamente altas que proporcionan un eficiente y económico aprovechamiento de acero estructural combinado con eficiencia y flexibilidad de sus unidades (plantas arquitectónicas). Fue desarrollado específicamente para unidades típicas de apartamentos. El sistema, sin embargo puede ser aplicado eficientemente para estructuras que por requisitos y restricciones arquitectónicas de sus plantas necesitan de un pasillo central que alimente a unidades modulares a cada lado del edificio, tales como: hoteles, consultorios, dormitorios, escuelas, oficinas, hospitales, etc.

El sistema consiste de grandes armaduras de entrepiso acomodadas transversalmente entre las columnas exteriores del edificio y alternadas según se muestra. *Figura 2.1.*

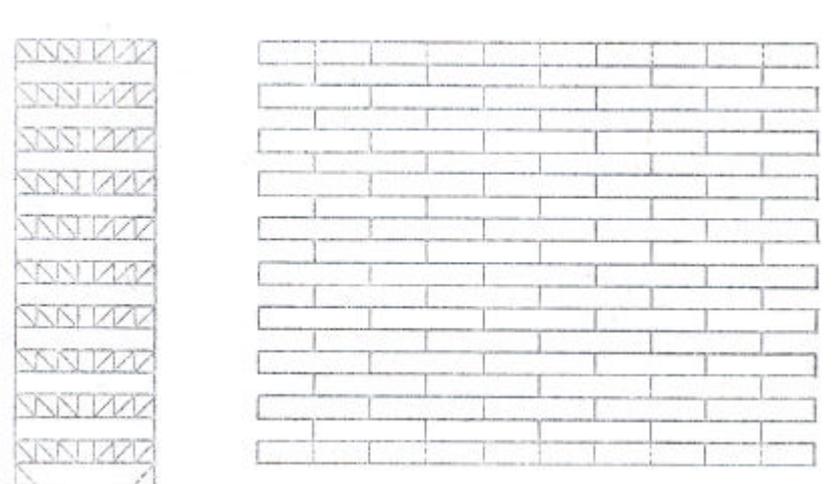


Figura 2.1. Marco Transversal de Armaduras Alternadas. Elevación Longitudinal de Sistema de Armaduras Alternadas.

El sistema de piso actúa como un diafragma, transfiriendo la carga lateral en la dirección corta a las armaduras. Las cargas laterales son resistidas por las diagonales de las armaduras y son transferidas como cargas directas (axiales) a las columnas.

El interior del edificio está libre de columnas, por lo que se crean espacios libres que solo quedan limitados por la intersección del piso y los planos de las armaduras. Las armaduras pueden ser típicamente penetradas por una abertura rectangular dada por un espacio destinado para corredor. Sin embargo otras aberturas pueden ser dadas a las armaduras permitiendo accesos a puertas si son requeridos por arreglos y configuraciones arquitectónicas.

2.1.1. COMPORTAMIENTO GLOBAL DEL SISTEMA

El concepto básico del *Sistema de Armaduras Alternadas* es que el sistema se comporte como una viga en cantiliver cuando esté sujeta a cargas laterales. En este contexto, todas las columnas colocadas en la parte exterior del edificio tienen la función de los patines de una viga, mientras las armaduras, las cuales cubren toda dimensión transversal entre columnas cumplen la función del alma de la viga. *Figura 2.2.*

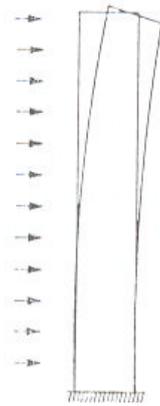


Figura 2.2. Idealización del Sistema de Armaduras Alternadas como Viga en Voladizo ó Cantiliver.

Con las *Armaduras Alternadas* y las columnas solo en la parte exterior del edificio, las columnas interiores se omiten, dando como resultado áreas relativamente amplias y libres de obstáculos. El arreglo alternado de las armaduras de entrepiso colocadas en las líneas de columnas adyacentes permite un espacio igual al doble del espacio disponible en primera instancia al definido por la configuración generada por las líneas de las columnas exteriores. *Figura 2.3.*

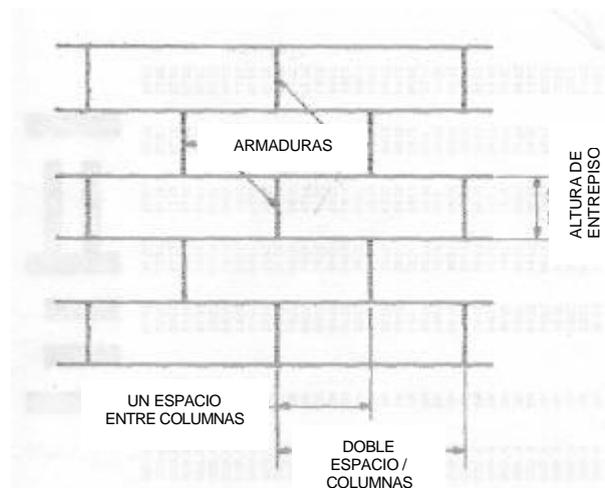


Figura 2.3. Configuración Longitudinal de Sistema de Armaduras Alternadas.

El sistema de piso parte de la cuerda superior de una armadura a la cuerda inferior de la armadura adyacente. Así el sistema de piso se convierte en un componente de importancia del sistema estructural sirviendo como diafragma horizontal, transfiriendo los cortantes laterales de una línea de columnas a la otra, de este modo la estructura se comportará como un elemento contraventeado, aunque las armaduras estén en dos planos paralelos. *Figura 2.4.*

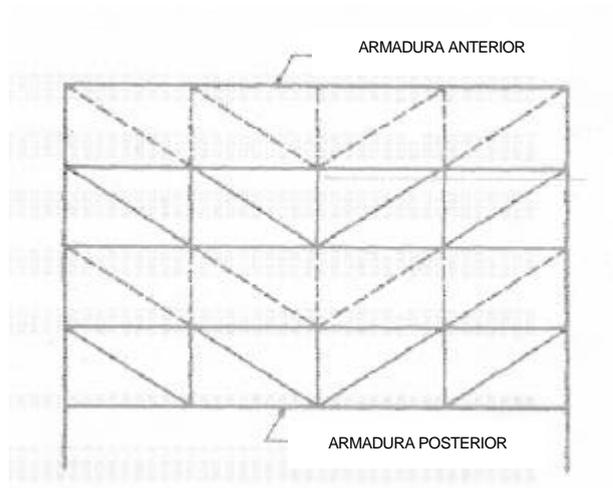


Figura 2.4. Equivalencia de Sistema de Armaduras Alternadas con un Marco Contraventeado.

La acción de cantiliver de un sistema doble de planos de armaduras bajo cargas laterales, minimizará los momentos flexionantes en las columnas. Por lo que las columnas serán diseñadas para cargas axiales solamente, sin embargo por la rigidez de las armaduras, las columnas podrán ser orientadas con su alma perpendicular a las armaduras. *Figura 2.5.*

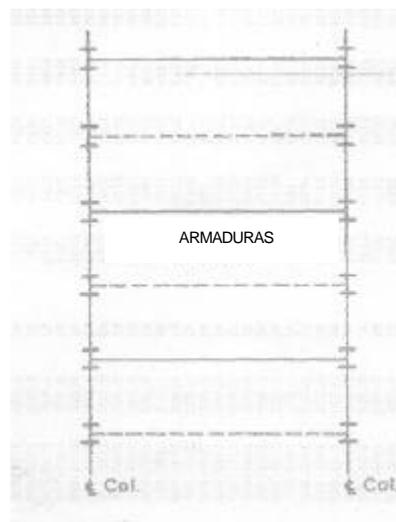


Figura 2.5. Planta Estructural de Sistema de Armaduras Alternadas.

Considerando la nueva orientación de las columnas se tendrá disponible el eje fuerte de éstas para conformar los marcos resistentes en la dirección longitudinal del edificio.

2.1.2. SISTEMA DE PISO

El sistema de piso es un elemento crítico en la funcionalidad del *Sistema de Armaduras Alternadas*. Cabe notar que la función principal es la de diafragma de cortante para resistir las cargas laterales. El área de piso de cada lado de la armadura deberá transferir la mitad de esta carga a la cuerda de la armadura adyacente del nivel inferior. El sistema de piso deberá ser diseñado para proveer suficiente resistencia y rigidez en el plano de diafragma para resistir estas cargas horizontales así como las cargas gravitacionales.

El tipo de piso para ser usado en el *Sistema de Armaduras Alternadas* está usualmente dictaminado por factores económicos constructivos. El mayor factor considerado es la capacidad a cortante del diafragma (resistencia y rigidez) incluyendo además la capacidad bajo cargas gravitacionales. El procedimiento usual es determinar el espesor requerido para cargas gravitacionales y subsecuentemente verificar la capacidad de cortante y rigidez en su plano. Entonces, el flujo de la carga lateral transversal estará estrictamente sobre las armaduras y el sistema de piso, por lo que no habrá flexión en las columnas de la estructura en la dirección transversal. Los desplazamientos relativos de la estructura en esta dirección estarán únicamente en función de la rigidez de las armaduras, de la losa y del área transversal de las columnas.

Para resistir cargas gravitacionales, el sistema de piso deberá ser considerado como una serie de vigas simplemente apoyadas, que descansan en la cuerda superior de una armadura y se extenderá hasta la cuerda inferior de las siguientes dos armaduras. En general, el total de la carga lateral estará distribuido entre las armaduras de igual forma en cualquier nivel del edificio. Así, cada armadura deberá resistir la carga lateral actuando en dos crujeías, y los paneles de piso adyacentes deberán proveer suficiente resistencia y rigidez en el plano del diafragma para transferir las cargas laterales a las armaduras siguientes. *Figura 2.6.*

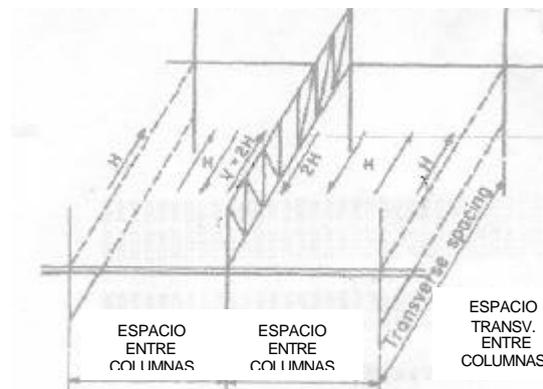


Figura 2.6. Acción de Sistema de Piso con Armaduras Alternadas.

El sistema de piso estará actuando como una viga ancha y deberá ser diseñada para resistir los cortantes en su plano y las deformaciones. La resistencia al cortante longitudinal deberá ser capaz de desarrollar la interacción entre los paneles de piso para permitir el comportamiento de éstos como una sola unidad.

La conexión del sistema de piso a las cuerdas de las armaduras deberá ser capaz de transmitir la carga gravitacional y los cortantes en el plano directamente a los miembros de las cuerdas. Las cargas gravitacionales son transmitidas por contacto directo. Los cortantes en el plano son transmitidos por conectores de cortante los cuales están directamente soldados sobre las cuerdas de las armaduras. La conexión a los miembros de las cuerdas estará de acuerdo a la distribución del cortante a lo largo de la dirección transversal del edificio.

En el *Sistema de Armaduras Alternadas*, la interacción entre el piso y las armaduras es necesaria para la integridad estructural del edificio. El sistema de piso que se extiende desde la cuerda inferior de una de las armaduras a la cuerda superior de la armadura adyacente proporcionará el diafragma resistente, las cargas laterales de la estructura se transferirán de la armadura superior a la adyacente inferior. *Figura 2.7.*

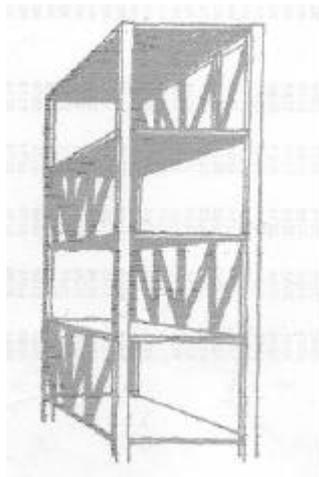


Figura 2.7. Arreglo Tridimensional del Sistema de Armaduras Alternadas.

Además los sistemas de piso permiten gran flexibilidad para la ubicación y tamaño de aberturas que requiriesen los departamentos, proporcionan además protección contra fuego, y proveen soporte lateral durante la erección y montaje de la estructura metálica.

El sistema convencional de piso consiste de una capa de concreto de peso regular y un panel de acero (losacero). Para una resistencia de dos horas contra el fuego se requiere de 8 cm de capa de concreto. La diversidad y disponibilidad de las distintas laminas acanaladas de acero (losacero) en el mercado actual, permiten que con 6 cm de capa de concreto (capa de compresión) den un

valor promedio de espesor de losa de 12.4 cm, que puede ser adecuado para cubrir los requerimientos de seguridad estructural. Cuando se adicionan conectores de cortante, la losa se integra a las vigas (en este caso a las cuerdas de las armaduras) actuando esta losa como un patín a compresión. *Figura 2.8.*



Figura 2.8. Esquema ilustrativo del Sistema de Piso con elemento estructural.

Sin embargo existen otros sistemas de piso que pueden ser adoptados tales como: losas precoladas de cuerda a cuerda, losas precoladas con estructura secundaria ó losas macizas de concreto reforzado.

2.1.3. ARMADURAS

Los requerimientos generales para las armaduras de entrepiso (*Armaduras Alternadas*) son los siguientes:

- Deberán estar cubriendo el total de la dimensión transversal del edificio, soportando las cargas gravitacionales directamente, además de resistir las cargas laterales.
- Las armaduras deberán proporcionar una abertura cercana al centro del claro para permitir un ancho y altura suficiente para ser usada como corredor. Las cuerdas de las armaduras deberán mantener un ancho mínimo, para sustentar muros y ser suficiente soporte para el sistema de piso. El número de paneles en la armadura depende del peralte (altura de entrepiso) y de su claro, manteniendo la inclinación de las diagonales aproximadamente entre 45 y 60 grados.

Considerando la economía del diseño y la fabricación se sabe que las Armaduras Pratt con diagonales (omitiendo corredores) son el tipo de armaduras con mayor eficiencia para ser usadas en el *Sistema de Armaduras Alternadas*.

Las Armaduras Vierendeel por la naturaleza de su diseño y con sus paneles con aberturas (sin diagonales) son otra opción factible en el *Sistema de Armaduras Alternadas*. Sin embargo se deberá evaluar desde un contexto económico y de comportamiento las repercusiones que traerían su aplicación. Una principal característica de este tipo de armaduras es que todos los elementos que la componen están rigidamente conectados. Lo que implica que tienen la capacidad de tomar momentos flexionantes y carga axial de manera simultanea, que representará que los elementos trabajarán a flexocompresión ó flexotensión y por lo tanto las secciones de las montantes y las cuerdas serán mas robustas que aquellos componentes (diagonal, montantes y cuerdas) de armaduras que trabajan solamente a carga axial como las tipo Pratt, lo que implica directamente un costo mas elevado contra éstas ultimas. Otra consideración importante es respecto a sus conexiones que deberán ser diseñadas para resistir dichos elementos mecánicos y por lo general son mas detalladas y complejas. Ademas que se debe recordar que un elemento ó estructura que trabaja en esfuerzo directo (carga axial) es mas estable que un elemento que trabaja a flexión, desde el punto de vista de deformaciones (condiciones de servicio).

Las cargas gravitacionales del sistema de piso son aplicadas como cargas concentradas en los nudos de las cuerdas superiores e inferiores de las armaduras. *Figura 2.9.*

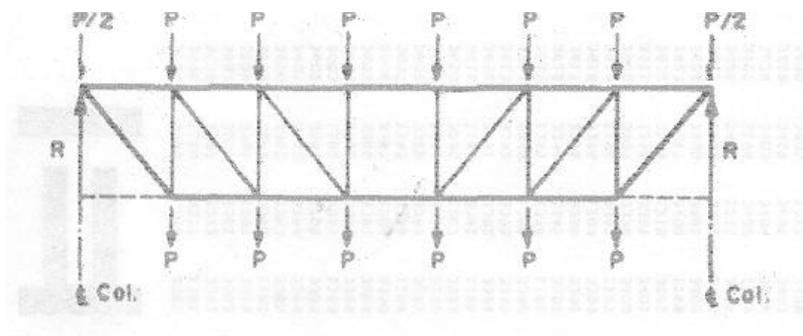


Figura 2.9.Cargas Gravitacionales sobre Armadura Alternada.

El diseño de los miembros es determinado en base a la suposición de que éstos están articulados en sus extremos (es decir, solo estará sujetos a cargas axiales).

Las aberturas destinadas a corredores dentro de las armaduras introducen efectos locales en las cuerdas, debido a la fuerza cortante que esta actuando en el panel. Para determinar los efectos del cortante del panel sobre las cuerdas y los miembros del alma, se deberán evaluar efectos secundarios de deformación. Las cargas laterales son aplicadas por el sistema de piso a la cuerda superior de la armadura y reaccionando horizontalmente en la cuerda inferior, por lo que así se transmiten las fuerzas laterales al sistema de piso del siguiente nivel. *Figura 2.10.*

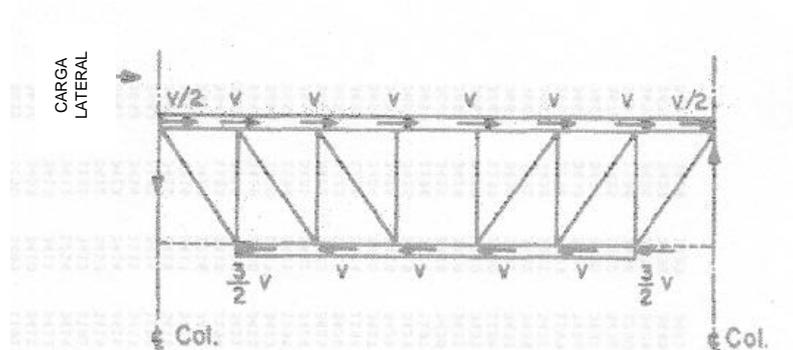


Figura 2.10. Cargas Laterales sobre Armadura Alternada.

En la práctica, la cuerda inferior está conectada a la columna provocándole flexión local a ésta. Las investigaciones indican que la rigidez de la armadura y del sistema de piso es suficientemente grande en comparación con la de la columna, ocasionando con esto, que la flexión local en la columna sea reducida a un valor insignificante en la mayoría de las estructuras. Sin embargo esta suposición deberá verificarse para cada caso en particular.

En el primer y segundo nivel donde no es factible colocar armaduras siguiendo el arreglo alternado, se podrán usar postes ó tensores para soportar el sistema de piso. Estos usualmente se colocan en los nudos del panel de las armaduras, para evitar momentos secundarios adicionales en las cuerdas. Las armaduras que soportarán estos niveles, si es necesario tendrán miembros relativamente más fuertes que los de las armaduras regulares (en los niveles superiores).

2.1.4. COLUMNAS

Los requerimientos generales para las columnas son los de soportar el total de las cargas gravitacionales y la acción de las cargas laterales que actúan sobre la estructura en la dirección transversal y longitudinal.

Las cargas gravitacionales son distribuidas a las columnas de manera usual en función de las áreas tributarias. Estas cargas se consideran aplicadas como cargas axiales a las columnas, ya que las conexiones de las armaduras a éstas son articuladas.

La acción de las cargas laterales en la dirección transversal del edificio produce cargas axiales en las columnas como resultado de las descargas de los múltiples planos formados por las *Armaduras Alternadas* (descomposición de las cargas laterales a través de las diagonales de las armaduras).

La acción en la dirección longitudinal del edificio, puede ser resistida por marcos continuos ó por marcos contraventeados, si es que las características y especificaciones arquitectónicas lo permiten. La ventaja primordial del *Sistema de Armaduras Alternadas*, dada la rigidez de éstas en conjunción con el sistema de piso, permite orientar las columnas con su eje de menor inercia, paralelo a la dirección longitudinal de la estructura. De esta manera las columnas (con momentos flexionantes alrededor del eje de mayor inercia) pueden ser rígidamente dispuestas creando portales ó cualquier sistema de marcos rígidos, para resistir las cargas laterales en la dirección longitudinal.

La selección de las secciones de las columnas estará basada en la acción de cargas axiales y los momentos flexionantes, tanto en la dirección transversal como longitudinal del edificio.

La longitud efectiva de las columnas será determinada por las consideraciones usuales de diseño. En la dirección transversal, la columna estará restringida alrededor del eje débil de la sección por el arreglo de la cuerda superior e inferior de la armadura. Por lo tanto la longitud efectiva será igual a la altura del entrepiso. En la dirección longitudinal, el pandeo de las columnas dependerá del tipo de estructuración, marcos continuos, marcos contraventeados, ó portales resistentes. Por lo tanto, la longitud efectiva será determinada por los lineamientos y especificaciones que establece el American Institute of Steel Construction (AISC).

Cuando las cargas axiales, momentos flexionantes y longitudes efectivas han sido determinadas por el análisis estructural realizado, las columnas de acero serán diseñadas bajo la acción de las combinaciones de carga, de acuerdo a las especificadas por el AISC, ó el Reglamento que se este utilizando para el diseño de la estructura.

En los niveles inferiores, se deberá proveer de un eficiente sistema de trasferencia de las cargas laterales a la cimentación. Para tal efecto podrá ser colocado un contraviento en diagonal que se extiende desde el nudo del último panel de la armadura hasta el pie de la columna. Esto permitirá una eficiente transferencia de las cargas laterales a la cimentación, pretendiendo no generar un estado de esfuerzos que pudieran poner en peligro la integridad y resistencia de la columna.

2.1.5. VENTAJAS

El uso lógico de las *Armaduras Alternadas* sugiere que el espaciamiento de las armaduras deberá ser seleccionado para alojar módulos completos entre ellas. Es posible extender estas unidades adicionando aberturas auxiliares (eliminando alguna diagonal), pero el hecho de adicionar estas nuevas configuraciones en las armaduras reduce la economía del diseño. Si todas las unidades son de un tamaño uniforme, se tendrá una sola configuración del acomodamiento y

posicionamiento de las armaduras. Alterando el espaciamiento se incrementarán la variedad de tamaños y configuraciones de las unidades que pueden ser cubiertas por las *Armaduras Alternadas*.

El sistema no está limitado a un arreglo rectangular simple, éste puede ser usado eficientemente en plantas curvilíneas incluso combinando plantas rectangulares. *Figura 2.11.*

La flexibilidad del arreglo indica un fácil acomodo para la obtención de una gran variedad de requerimientos de espacio. El *Sistema de Armaduras Alternadas* provee al diseñador una organización estructural definitiva junto con una gran flexibilidad en el diseño de los elementos.

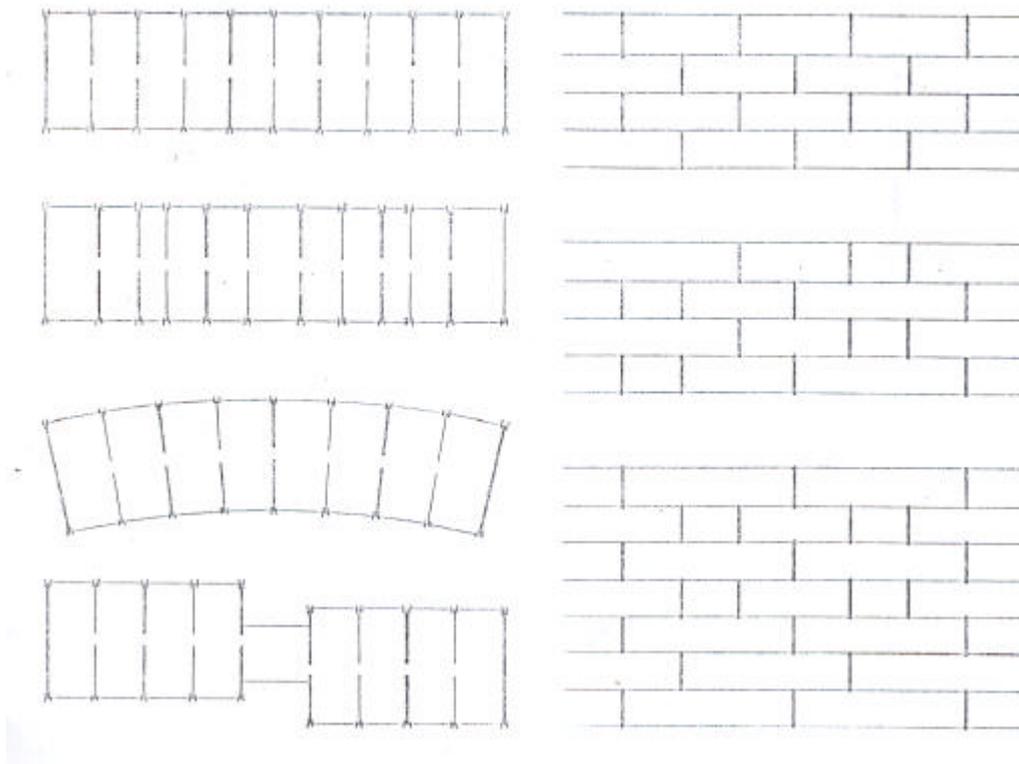


Figura 2.11. Distintas Configuraciones de plantas y elevaciones de Sistema de Armaduras Alternadas.

El *Sistema de Armaduras Alternadas* es compatible con cualquier sistema de instalaciones (sistemas electromecánicos, hidráulicos, etc.) dado que pueden ser penetrados vertical y horizontalmente sin violar la integridad de la estructura.

Pequeñas aberturas de servicios no requieren especial estructuración; grandes aberturas pueden ser estructuradas con vigas colocadas entre las armaduras. La localización de las aberturas es crítica solo cuando, por sus dimensiones o su ubicación tienden a disminuir la capacidad de

cortante horizontal del sistema de piso para transferir las cargas laterales (viento ó sismo), así como el incremento en carga axial en el resto de los elementos que componen a la armadura.

Para departamentos ó edificios hoteleros, con sistemas mecánicos e hidrosanitarios tales como unidades de cocina y de sanitarios, podrán éstos ser colocados de tal forma que sus servicios (agua, gas, drenaje, etc.) sean llevados por arreglos verticales de fácil acomodo.

Los elevadores pueden ser ubicados a lo largo del corredor principal, ó en cualquier lugar en el espacio entre las armaduras. En cualquier caso, los elevadores pueden ser localizados fácilmente sin requerir otras aberturas en la armadura, mas que la del corredor principal.

Las ventajas del *Sistema de Armaduras Alternadas* en comparación con los marcos continuos son las siguientes:

- Las columnas tendrán momentos flexionantes minimizados debido a las cargas gravitacionales y laterales, por la acción del cantiliver dado por el doble sistema plano de armaduras.
- Las columnas estarán orientadas con su eje fuerte para poder resistir fuerzas laterales en la dirección longitudinal del edificio.
- Desplazamientos relativos (de entrepiso) bajos, debido a que la mayor parte de la estructura actúa como una armadura rígida, sometida a cargas axiales únicamente en la mayor parte de los miembros. Los momentos secundarios solo ocurrirán en las cuerdas de las armaduras.
- El acero de alta resistencia podrá ser usado debido a que todos los miembros de las armaduras incluyendo columnas, estarán sujetos a cargas axiales.
- Reducción del peso por unidad de área de estructura metálica, debido al empleo de aceros de alta resistencia y de un sistema estructural eficiente.

CAPITULO 3. ANÁLISIS PARA UN DIMENSIONAMIENTO PRELIMINAR DE LA ARMADURA

3. ANALISIS PARA UN DIMENSIONAMIENTO PRELIMINAR DE LA ARMADURA

Una vez que este sistema estructural, ha sido aprobado por el proyecto arquitectónico, se procede a hacer una distribución preliminar de las armaduras en conjunto con el arquitecto, de manera que cumpla cabalmente con el proyecto arquitectónico. La versatilidad de arreglos de las armaduras en la planta del edificio se expuso en el capítulo 2.

De igual manera se discute con el arquitecto, los distintos sistemas de piso a utilizar (losas precoladas, joists con losacero, joist-losa (Hambro), vigas laminadas soportando losas, sistemas *Slim-Floor*, etc.), a fin de respetar las alturas libres de entrepiso (a plafón) requeridas por el proyecto.

Antes de proponer un modelo matemático del sistema tridimensional, se describirá un método manual para el análisis y diseño preliminar del sistema, estudiando el comportamiento de una armadura simple sometida a cargas verticales y fuerzas laterales estáticas.

El diseño de *Armaduras Alternadas* es completamente convencional. Las condiciones de carga y los métodos de diseño son similares en principio a otros sistemas estructurales. Sin embargo debe notarse que el sistema de piso que se extiende desde la cuerda inferior de una de las armaduras a la cuerda superior de la siguiente genera grandes áreas de piso soportadas por cada armadura, permitiendo la aplicación de factores de reducción en las cargas vivas máximas, según lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones del Reglamento del Distrito Federal (2004) en su Apartado 6 referente a Cargas Variables.

Para la selección de las armaduras deberán seguirse ciertos lineamientos:

- Las cuerdas deberán ser perfiles W ó S, dependiendo del ancho requerido para el soporte del sistema de piso. Los ángulos no son generalmente usados para cuerdas porque los esfuerzos de flexión provocados por las cargas entre los nudos de las armaduras del sistema de piso, representan un alto porcentaje en la relación de esfuerzos combinados (flexotensión ó flexocompresión según sea el caso).
- El arreglo de los paneles de las armaduras se basarán en la disposición de las diagonales respetando el ancho del pasillo central y espacios iguales hacia los apoyos, la inclinación de las diagonales deberá ser preferentemente mayor o igual a 45° y menor que 70° para lograr resultados óptimos.

- Eventualmente habrá necesidad de eliminar una ó mas diagonales para colocar una puerta de intercomunicación, por ejemplo; en estos casos se debe poner especial cuidado en reforzar el tablero en cuestión para pasar los cortantes que en otras circunstancias llevaría la diagonal.
- El diseño de las armaduras debe considerar que por facilidad de construcción las cuerdas deben de pasar continuas por los nudos, y que las diagonales y montantes se unan a dichos elementos simulando conexiones articuladas para cumplir con las hipótesis básicas de las armaduras.
- El predimensionamiento de las armaduras se hace considerando primeramente las cargas de gravedad y apoyadas libremente en las columnas exteriores. Ahora bien, dado que por construcción la cuerda inferior debe llegar también a unirse a las columnas externas, esta conexión altera la hipótesis de que la armadura esta con apoyos libres, por quedar restringido el giro de ésta al conectar la cuerda inferior. No obstante esta conexión es indispensable para transmitir las fuerzas laterales de viento ó sismo, por lo que las secciones propuestas con anterioridad se ajustarán considerando esta segunda condición de carga, es decir, la combinación de cargas de gravedad con cargas laterales.

El análisis preliminar de una armadura simple, se basa en la hipótesis de que los miembros (diagonales y montantes) solo pueden transferir cargas axiales (extremos articulados) y las cuerdas se comportan como vigas continuas apoyadas en los nudos. La armadura, como se mencionó con anterioridad se supone simplemente apoyada en las columnas extremas. La armadura se ve sometida a la acción de las cargas verticales; para tal caso se supone que las fuerzas están concentradas en los nudos y que las cuerdas son axialmente rígidas debido a la interacción con el diafragma constituido por el sistema de piso. Por lo tanto el problema se reduce a analizar una armadura estáticamente determinada.

El análisis por cargas horizontales, se realizará de la siguiente manera:

- Se calcula la fuerza cortante total (producto de los efectos de viento ó sismo) en el entrepiso de la cuerda superior y se supone uniformemente distribuido a lo largo de la misma. Dado que las longitudes de los paneles (tableros) pueden ser iguales, y que la acción de diafragma de la losa de piso transmite el cortante de la cuerda inferior de una armadura a las cuerdas superiores de las armaduras adyacentes, este cortante uniformemente distribuido puede ser representado por fuerzas horizontales aplicadas en los nudos.
- Posteriormente las fuerzas internas calculadas se superponen con las fuerzas verticales debidas a la suma de la carga muerta y carga viva reducida.

Debe hacerse notar que el método expuesto no incluye el efecto de flexión en las columnas debido al acortamiento y alargamiento de las cuerdas, sin embargo este efecto puede ser reducido y despreciado, aplicando una contraflecha a la armadura.

El criterio de diseño preliminar puede ser el de Esfuerzos Permisibles de acuerdo a las especificaciones del AISC-ASD (American Institute of Steel Construction - Allowable Stress Design).

Para el diseño por Esfuerzos Permisibles de los miembros de la armadura se utilizarán dos supuestos:

- El miembro debe comportarse elásticamente bajo condiciones de servicio.
- El miembro debe comportarse elásticamente bajo cargas gravitacionales en combinación con cargas laterales.

A primera vista se puede suponer que por las características propias de las *Armaduras Alternadas* de transformar las solicitaciones en cargas axiales (esfuerzo directo), éstas no tiene la capacidad de disipar energía, como lo hace un sistema convencional. Sin embargo la habilidad de la estructura de disipar energía es a través de deformaciones inelásticas de ciertos miembros de la estructura. Específicamente para el caso particular de las *Armaduras Alternadas*, la disipación se logra en el panel central en forma similar a un marco dúctil ó un contraventeo excéntrico, por lo que se podría usar un valor de $Q=3$ ó 4 (factor de comportamiento sísmico).

Para regiones de sismicidad moderada, y considerando que no existe mucha literatura al respecto, se recomienda usar un valor de $Q=2$.

Se ha demostrado que la mayor parte de las estructuras sobreviven un movimiento sísmico severo a través de deformaciones inelásticas histeréticas de ciertos componentes estructurales. Es de esperarse entonces la existencia de actividad inelástica durante un gran sismo.

Sería impráctico diseñar edificios para que resistan sismos de gran magnitud, manteniendo comportamiento elástico, por lo tanto, los reglamentos de construcción prescriben materiales y detalles constructivos tales que las estructuras puedan incursionar en comportamiento inelástico y disipar energía impartida por un temblor fuerte mediante histéresis. Esto permite reducir las fuerzas sísmicas de diseño mediante factores que reflejen la capacidad del sistema estructural para deformarse inelásticamente ante fuerzas laterales alternantes, sin perder su resistencia (ductilidad).

Una vez que se tiene el arreglo preliminar de las armaduras y las secciones tentativas de sus elementos y ya habiendo seleccionado el sistema de piso a utilizar, se procede a hacer un análisis más refinado con algún programa de elemento finito que permita modelar la estructura en sus tres dimensiones, de manera que pueda considerarse la transmisión de los cortantes a través de los diafragmas de piso entre la cuerda inferior de una armadura a la cuerda superior de la armadura adyacente. Para los fines de esta tesis, el autor seleccionó el programa ETABS (*Extended Three Dimensional Analysis of Buildings Systems* versión 8.2.3.), con el cual se modelaron los elementos de las armaduras conjuntamente con las trabes y vigas de los entrepisos, así como las columnas que las soportan, y cuando el caso lo requiera y el proyecto arquitectónico lo permita, también los contravientos del sistema.

Para los fines de ilustrar la aplicación de este sistema estructural, se ha seleccionado el proyecto del edificio “Hotel Fiesta Inn” ubicado en la zona de Santa Fe de la Ciudad de México, según se describe a continuación. (*Apéndice A*).

3.1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto en su totalidad constará de dos edificios, el ya mencionado “Hotel Fiesta Inn” y el “Hotel Fiesta Americana”; este último con estructuración diferente. El *Sistema de Armaduras Alternadas* se aplicará únicamente al primero. *Figura 3.1*. El “Hotel Fiesta Inn” se encuentra formado por doce niveles destinados para habitaciones, tres niveles para salones y restaurantes, seis niveles de estacionamiento (sótanos), y una rampa de acceso a los niveles inferiores del edificio. *Figura 3.2*.

La planta del conjunto es rectangular con dimensiones de 16.70 m x 41.50 m. (Ver *Figura 3.3*). Las columnas se ubican en los paños exteriores del edificio. Se formarán dos marcos rígidos en el sentido largo (longitudinal) de 41.50 m. En el sentido corto (transversal) con un claro de 16.70 m, igual al ancho del edificio, las armaduras formarán marcos continuos de varios pisos con las columnas exteriores a cada 8.30 m alternado piso con piso como se mencionó anteriormente. Dichas armaduras estarán unidas entre sí por los diafragmas de piso, en el sentido longitudinal del edificio. Las columnas se ligan en cada nivel por vigas continuas formando los marcos rígidos continuos. (Ver *Figura 3.4*), en los extremos del edificio. Las dobles alturas que se generan desde la planta baja (Lobby y Restaurantes) hasta el primer nivel de habitaciones generan longitudes de columnas sin arriostramiento lateral, por lo que se recomendó la utilización de contravientos en esos marcos extremos.

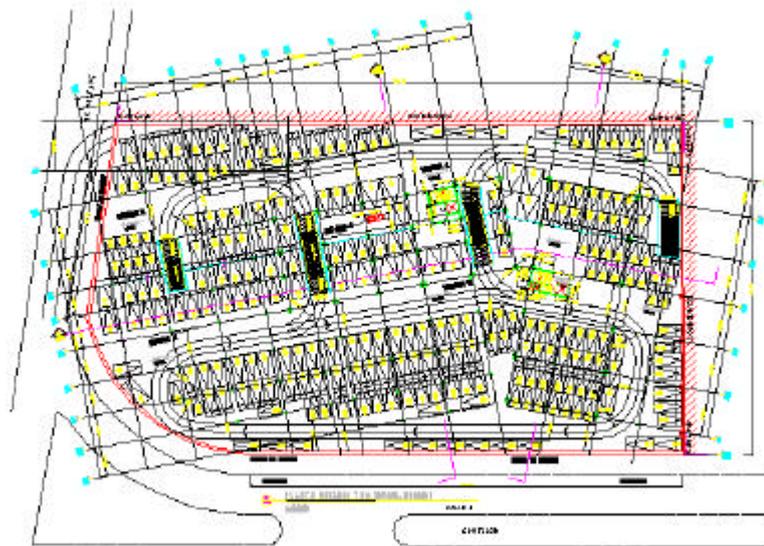


Figura 3.1.Arreglo Arquitectónico General del Proyecto Dos Hoteles Santa Fe.

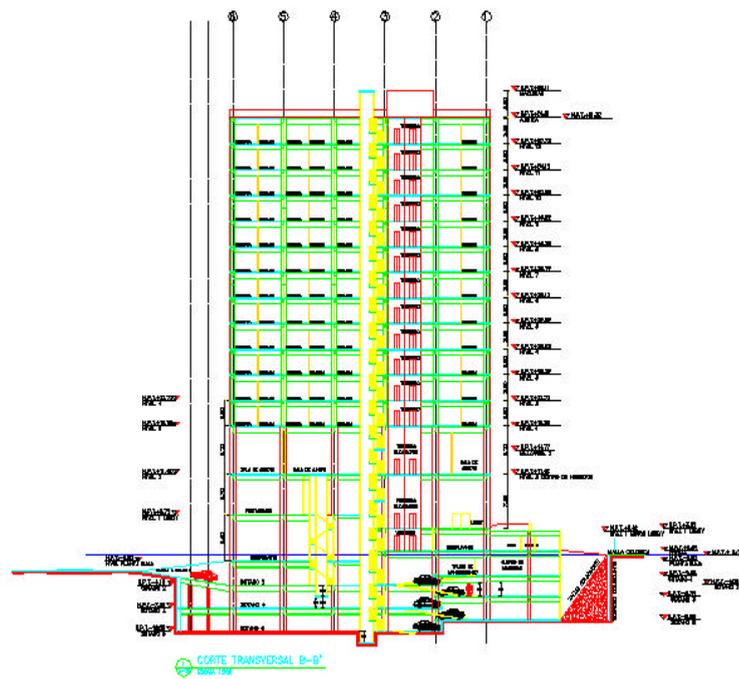


Figura 3.2.Elevación de Hotel Fiesta Inn del Proyecto Dos Hoteles Santa Fe.

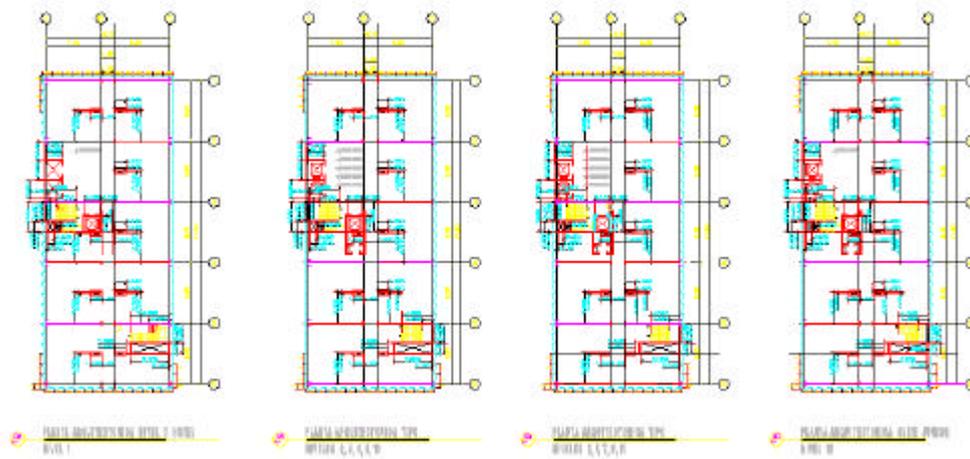


Figura 3.3. Plantas Típicas de Hotel Fiesta Inn del Proyecto Dos Hoteles Santa Fe.

Los niveles inferiores de estacionamientos con los muros perimetrales del cajón (muros de contención) formarán un sistema mucho más rígido al de los niveles superiores. Dicho estacionamiento no demanda los claros grandes de este sistema y por lo mismo se resuelve con una estructuración convencional a base de marcos continuos en las dos direcciones trabajando en construcción compuesta con la losa.

La descripción detallada de la solución final del edificio denominado "Hotel Fiesta Inn" se mostrará en capítulos subsiguientes.

3.1.2. ANÁLISIS DE CARGAS

Para el peso muerto se utilizó el peso volumétrico de los materiales de uso común en México tomados de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones del Reglamento del Distrito Federal en su Apartado 5 referente a Cargas Permanentes. En cuanto a las cargas vivas se refiere, se utilizaron las especificadas del Apartado 6 de las mismas normas, propias del tipo de uso del edificio. Es importante mencionar que para este primer análisis el peso de la estructura se despreciará.

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTER NADAS PARA EDIFICIOS

ESTACIONAMIENTOS

CONCEPTO	KG/M ²
Losacero espesor 6cm Cal.22 IMSA Sección 4	230
Instalaciones	10
Sobrecarga Reglamentaria	20
Pulido integral (2 cm)	50
Carga muerta total	310
Carga viva máxima	250
Carga viva instantánea	100
Carga viva media	40

ALMACÉN, TALLERES DE MANTENIMIENTO Y GENERALES

CONCEPTO	KG/M ²
Losacero espesor 6cm Cal.22 IMSA Sección 4	230
Instalaciones	10
Sobrecarga Reglamentaria	20
Pulido integral (2 cm)	50
Muros divisorios	50
Carga muerta total	360
Carga viva máxima	350
Carga viva instantánea	250
Carga viva media	40

SUBESTACIÓN, CUARTO DE MAQUINAS Y EQUIPOS

CONCEPTO	KG/M ²
Losacero espesor 10cm Cal.22 IMSA Sección 4	320
Instalaciones	10
Sobrecarga Reglamentaria	20
Peso de equipos	1250
Carga muerta total	1600
Carga viva máxima	250
Carga viva instantánea	100
Carga viva media	40

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTER NADAS PARA EDIFICIOS

ÁREAS EXTERIORES

CONCEPTO	KG/M ²
Losacero espesor 6cm Cal.22 IMSA Sección 4	230
Instalaciones	10
Sobrecarga Reglamentaria	20
Acabado de piso	100
Carga muerta total	360
Carga viva máxima	350
Carga viva instantánea	150
Carga viva media	40

COMERCIAL, RESTAURANTE Y BANQUETES

CONCEPTO	KG/M ²
Losacero espesor 6cm Cal.22 IMSA Sección 4	230
Instalaciones	10
Sobrecarga Reglamentaria	20
Acabado de piso	100
Plafond	20
Carga muerta total	380
Carga viva máxima	350
Carga viva instantánea	250
Carga viva media	40

OFICINAS Y CENTRO DE REUNIÓN

CONCEPTO	KG/M ²
Losacero espesor 6cm Cal.22 IMSA Sección 4	230
Instalaciones	10
Sobrecarga Reglamentaria	20
Acabados de piso	100
Plafond	20
Muros divisorios	50
Carga muerta total	430
Carga viva máxima	250
Carga viva instantánea	180
Carga viva media	100

ÁREAS HABITACIONALES

CONCEPTO	KG/M ²
Losacero espesor 6cm Cal.22 IMSA Sección 4	230
Instalaciones	10
Sobrecarga Reglamentaria	20
Acabados de piso (alfombra)	10
Plafond	20
Muros divisorios	50
Carga muerta total	340
Carga viva máxima	170
Carga viva instantánea	90
Carga viva media	70

AZOTEA

CONCEPTO	KG/M ²
Losacero espesor 6cm Cal.22 IMSA Sección 4	230
Instalaciones	10
Sobrecarga Reglamentaria	40
Rellenos	190
Plafond	20
Entortado	60
Enladrillado	30
Carga muerta total	580
Carga viva máxima	100
Carga viva instantánea	70
Carga viva media	15

Para obtener una *Armadura Alternada* preliminar se considerará el Método Estático para la obtención de las fuerzas laterales sísmicas de acuerdo a la ubicación del edificio y la zonificación de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo del Reglamento del Distrito Federal. *Tabla C.1. (Apéndice C).*

La estructura se localiza en la zona clasificada como suelo tipo I. Así mismo, de acuerdo al uso destinado de la estructura, se clasifica como estructura tipo B, según recomendaciones de las normas correspondientes. El factor de comportamiento sísmico adoptado en el proyecto corresponde a un valor de $Q=2$ en ambas direcciones, considerándose además como irregular, por

lo que será necesario aplicar un factor de irregularidad de 0.8 de acuerdo a las recomendaciones de las mismas normas, por lo que finalmente el factor de ductilidad será de 1.6.

Es importante mencionar que los lineamientos y especificaciones considerados son para poder evaluar, revisar y diseñar una de las *Armaduras Alternadas* como elemento aislado respecto al resto de la estructura, y así poder tener un punto de partida cuando se elaboré y analicé el modelo tridimensional completo.

Las dimensiones mostradas en los esquemas siguientes serán usadas para el diseño de la estructura en estudio. Dos elevaciones consecutivas de las armaduras son las que se muestran en las secciones A-A y B-B conectadas cada una a través de diafragmas rígidos. Dichas elevaciones son usadas para el análisis y diseño del sistema sujeto a la combinación de cargas gravitacionales y fuerzas laterales del *Sistema de Armaduras Alternadas*. *Figura 3.4.*

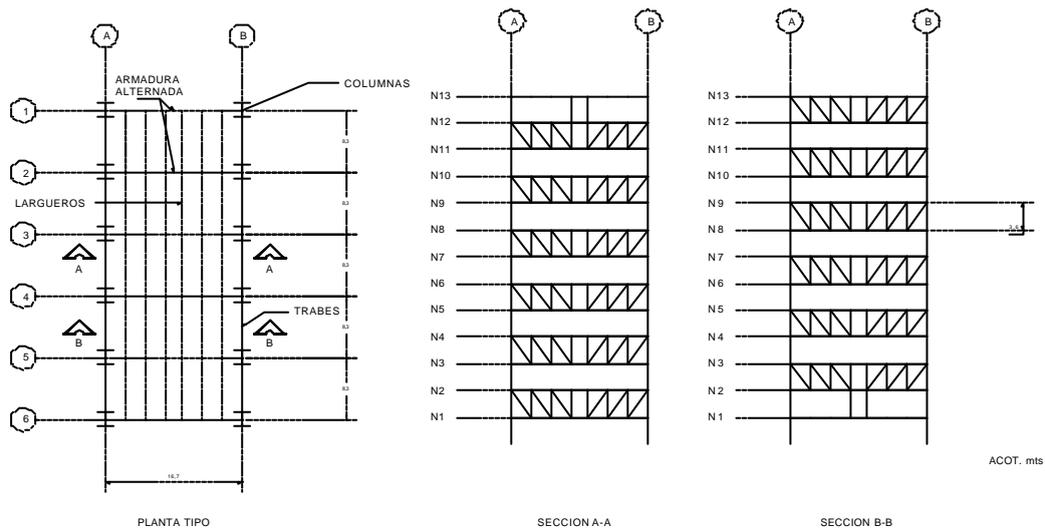


Figura 3.4.Planta y Elevaciones Tipo del Sistema de Armaduras Alternadas.

Para el diseño de la armadura sujeta a cargas gravitacionales y laterales, las cuerdas inferior y superior serán supuestas como elementos continuos, los miembros del alma estarán articulados a los miembros que constituyen las cuerdas, y se supondrán articuladas éstas en la conexión con las columnas. *Figura 3.5.*

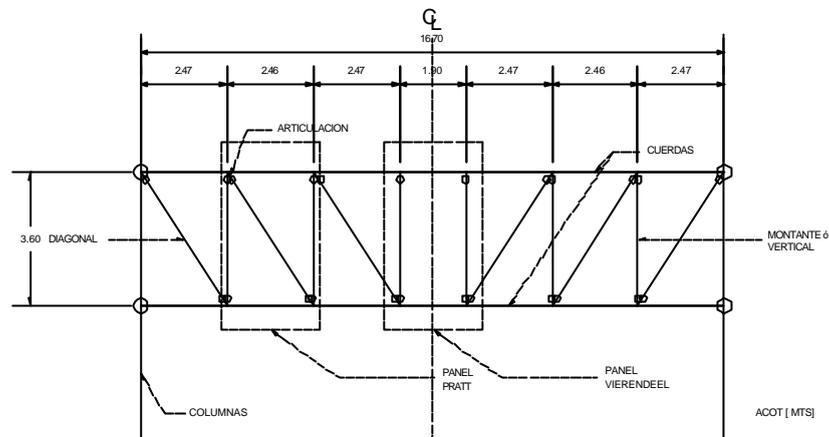


Figura 3.5. Componentes de la Armadura.

Es razonable suponer que las cuerdas de las armaduras son axialmente rígidas (acción de diafragma) por lo que cualquier momento flexionante debido a la deformación axial de las cuerdas puede ser ignorado. Para cargas gravitacionales la armadura se supondrá articulada de un extremo de su cuerda inferior y simplemente apoyada en el otro (apoyo de carrito).

Para el cálculo de las fuerzas en los miembros debido a las cargas laterales se supondrá la armadura apoyada de igual forma que la analizada bajo cargas gravitacionales. Los momentos en las columnas pueden considerarse insignificantes por las siguientes dos razones:

- Por que las cuerdas y las diagonales extremas de la armadura se supondrán articuladas a las columnas, lo que significa que no hay transferencia de momentos de los miembros de la armadura a las columnas.
- En el *Sistema de Armaduras Alternadas* las cargas laterales de diseño son resistidas en su totalidad por las armaduras, por lo que los cortantes en las columnas son pequeños, resultando así momentos finales insignificantes.

3.1.3. CALCULO DE CARGAS VERTICALES

Las cargas verticales que serán consideradas se determinarán de las cargas por unidad de área y serán discretizadas como cargas puntuales sobre los nudos de las armaduras a partir de la siguiente información:

Caso 1 "CM + CV"

Áreas Habitacionales

$$CM=340 \text{ kg/m}^2$$

$$CV=170 \text{ kg/m}^2$$

Area Azotea

$$CM=580 \text{ kg/m}^2$$

$$CV=100 \text{ kg/m}^2$$

$$F = (A_{\text{ÁREA TRIBUTARIA}}) (W_{\text{CARGA POR UNIDAD DE ÁREA}})$$

Donde:

F ; Cargas transmitidas de los largueros como cargas puntuales a la armadura. *Figura 3.6.*

Caso 1 "CM + CV"

$$F_1=(2.47/2)(8.3)[(340+170)/1000]=5.22 \text{ T} \sim 5.3 \text{ T}$$

$$F_2=(2.47/2+2.46/2)(8.3)[(340+170)/1000]=10.43 \text{ T} \sim 10.5 \text{ T}$$

$$F_3=(2.47/2+1.9/2)(8.3)[(340+170)/1000]=9.24 \text{ T} \sim 9.3 \text{ T}$$

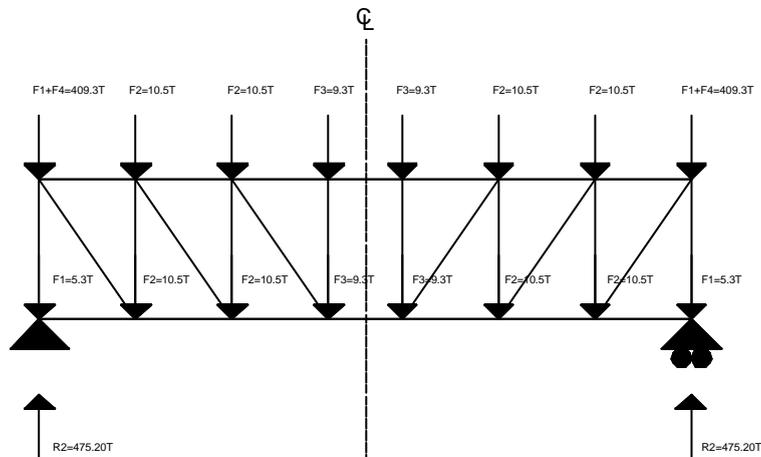


Figura 3.6. Discretización de Cargas Verticales en Armaduras.

Sin embargo falta considerar la carga axial acumulada de los niveles inferiores que llegan a la armadura de análisis. *Figura 3.7.*

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

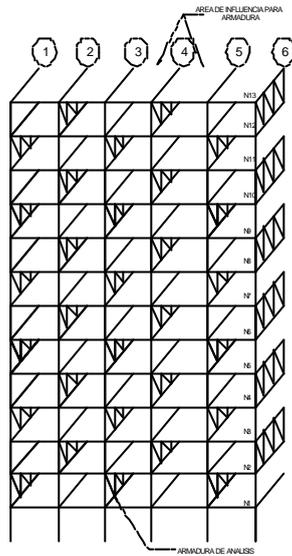


Figura 3.7. Modelo Tridimensional del Sistema de Armaduras Alternadas.

Por lo que:

$$F_i = [\# \text{ ARMADURAS CON MISMA CONDICIÓN DE CARGA}] R_i + [R_{\text{REACCIÓN EN COLUMNA NIVEL AZOTEA}}]$$

Donde:

$$R_i = 2F_1 + 4F_2 + 2F_3$$

R_i ; Reacción de cada armadura con misma condición de carga. Figura 3.8.

$$R_1 = (2)(5.3) + (4)(10.5) + (2)(9.3) = 71.2 \text{ T}$$

$$F_4 = (5)(71.2) + [(16.7)(8.3)(580+100)/(2)(1000)] = 403.12 \text{ T} \approx 404 \text{ T}$$

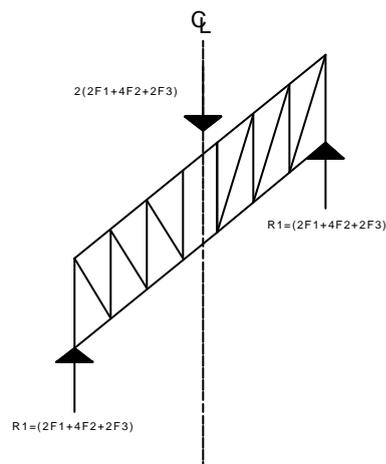


Figura 3.8. Reacciones de la Armadura a Columnas Exteriores.

Una vez obtenidas todas las cargas verticales se procederá al cálculo de las fuerzas axiales en la armadura de análisis y finalizar con la etapa del diseño de cada uno de sus miembros. Para la determinación de los elementos mecánicos actuantes en la armadura se recurrirá a cualquiera de los dos metodos que a continuación se mencionan:

- El Método de los Nudos.
- El Método de las Secciones.

De cualquier manera, ambos métodos deberán converger a una solución única. Antes de proceder a la resolución de la estructura se deberá establecer el equilibrio.

$$\sum F_y = (2)(R_2) - (409.3)(2) - (10.5)(8) - (9.3)(4) - (5.3)(2) = 0$$

Despejando R_2 :

$$R_2 = 475.20 T$$

A continuación se muestran las cargas de tensión y compresión en cada uno de los miembros de la armadura de análisis resultado del Método de los Nudos (Figura 3.9.), así como los momentos flexionantes de cada apoyo de la cuerda superior e inferior de la armadura (Tabla C.2., Apéndice C), obtenidos con el Método de Cross para la cuerda superior e inferior (Figura 3.10.), para el Caso 1:

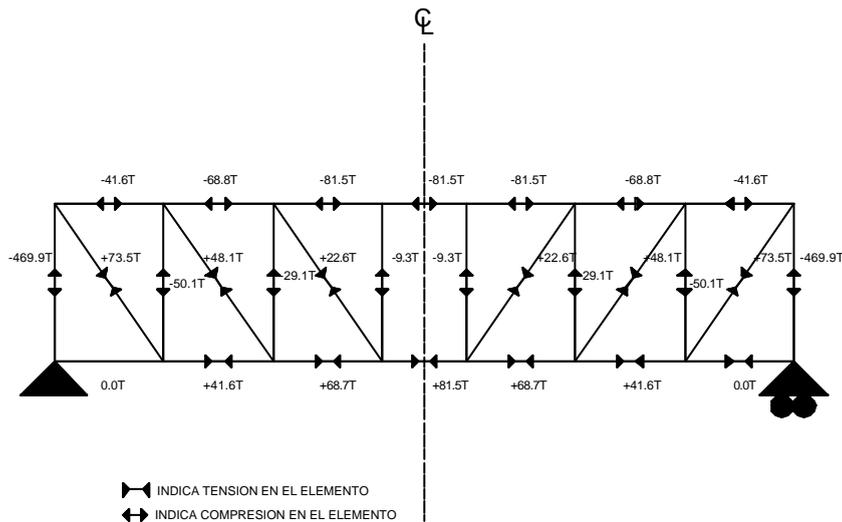


Figura 3.9. Cargas Axiales en Armadura bajo la Condición de Caso 1.

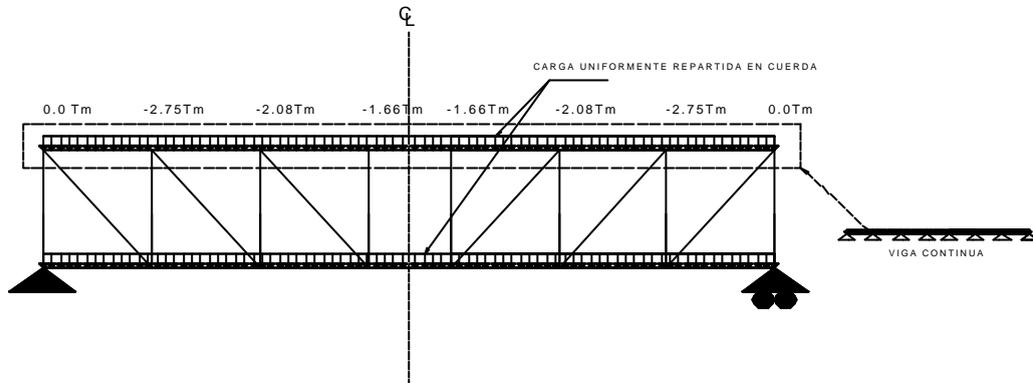


Figura 3.10. Idealización de Cuerdas como Vigas Continuas con Carga Uniformemente Repartida

De igual manera que el *Caso 1*, se determinaron a partir de la siguiente información, las cargas verticales sobre la armadura para la condición *Caso 2*, para calcular posteriormente las fuerzas internas en la armadura, que con las fuerzas internas producidas por las fuerzas laterales se combinarán para generar la segunda combinación de diseño. *Figura 3.11.*, y *Figura 3.12.*

Caso 2 "CM + CV_{INS}"

Áreas Habitacionales

CM=340 kg/m²

CV_{INS}=90 kg/m²

Area Azotea

CM=580 kg/m²

CV_{INS}=70 kg/m²

3.1.4. CALCULO DE CARGAS LATERALES

La obtención de la fuerza cortante de diseño $V_{DISEÑO} = 454.41T$ para la *Armadura Alternada* de análisis bajo cargas laterales, se obtuvo a través del Método Estático aplicado en la dirección transversal del edificio. Sin embargo la magnitud de las fuerzas sísmicas depende del coeficiente sísmico el cual tiene una relación directa con el periodo de la estructura (espectro de diseño) y que no se ha considerado hasta el momento. En los capítulos subsecuentes referentes a la elaboración

del modelo tridimensional se considerarán todos estos parámetros que repercutirán de manera importante en el comportamiento final del edificio.

La fuerza cortante de diseño será de $182T$ para la armadura de análisis; este valor fue obtenido de la siguiente manera:

$$V_{DISEÑO} = \frac{(V_{ENTREPISO SUPERIOR A LA ARMADURA DE ANÁLISIS})(No. TABLEROS RÍGIDOS EFECTIVOS POR ARMADURA)}{(Total TABLEROS RÍGIDOS EFECTIVOS EN EL ENTREPISO)}$$

$$V_{DISEÑO} = (454.41)(2)/5 = 181.73 T \approx 182 T$$

El porqué del considerar este cortante de entrepiso para el diseño preliminar de la armadura de análisis y que no toma en cuenta la carga lateral del nivel N1, es por la razón de suponer que la *Armadura Alternada* analizada transferirá este cortante en su totalidad (producto de las cargas laterales de los niveles superiores), a los elementos estructurales inferiores a ella (ó por lo menos a elementos colocados al mismo nivel de la cuerda inferior) para adicionarse en éstos las cargas laterales correspondientes al nivel N1, siendo estos últimos ajenas al análisis de la armadura en estudio.

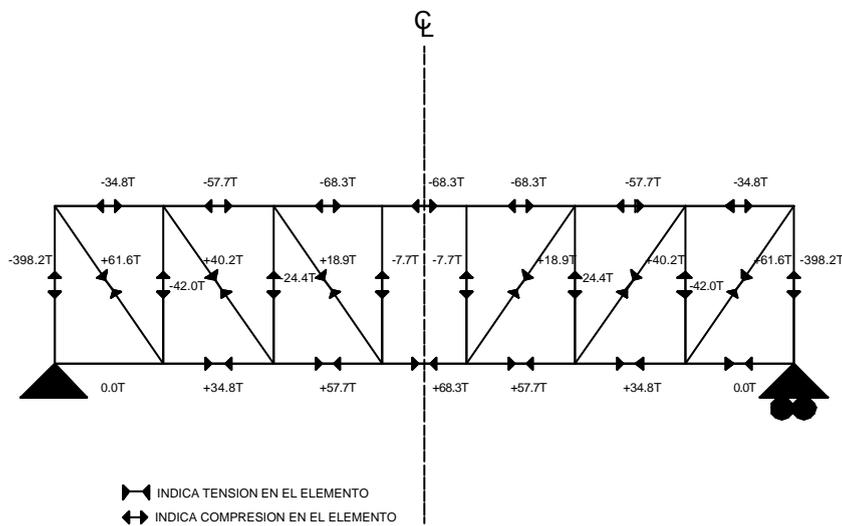


Figura 3.11. Cargas Axiales en Armadura bajo la Condición de Caso 2.

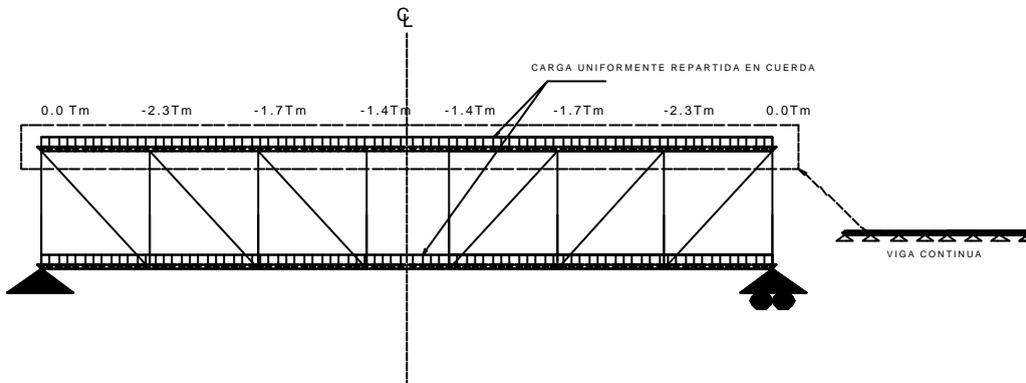


Figura 3.12. Idealización de Cuerdas como Vigas Continuas con Carga Uniformemente Repartida Caso 2

La fuerza cortante de diseño para la armadura en cuestión, podrá ser supuesta como uniformemente distribuida a lo largo de las cuerdas superior e inferior respectivamente, como se mencionó con anterioridad. Esta suposición está basada en la acción del diafragma rígido del sistema de piso, el cual transfiere las fuerzas cortantes de una armadura a la Armadura Alternada siguiente. La fuerza cortante de $182T$ en el nivel de la cuerda superior puede ser equivalentemente representada por las fuerzas laterales puntuales ó concentradas en los nudos de la armadura.

Figura 3.13.

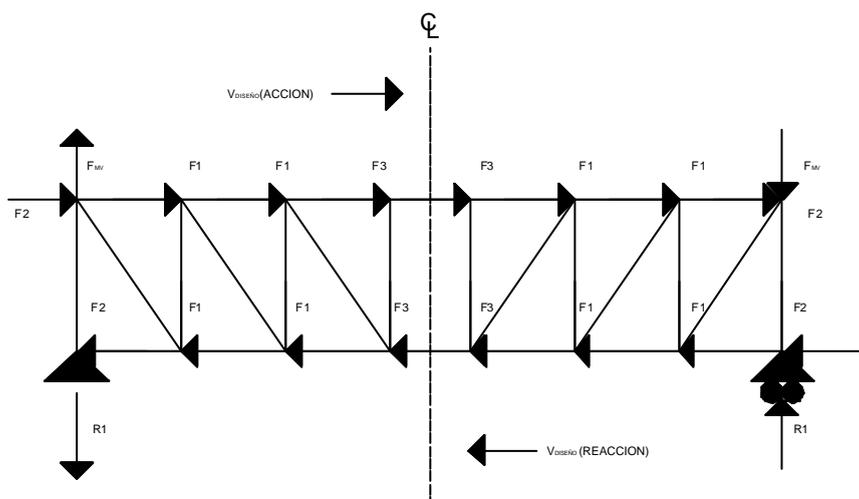


Figura 3.13. Discretización de Cargas Laterales en Armaduras.

Hay siete paneles en la armadura. Las fuerzas laterales en cada panel se distribuirá en función del ancho tributario de cada uno de los nudos en donde se considerará aplicada la discretización del cortante horizontal sobre la cuerda superior. La fuerza cortante de reacción estará en el nivel de la cuerda inferior y será similar la representación a través de fuerzas laterales concentradas en los nudos de la armadura.

Por lo que la determinación será como sigue:

Caso 3 "SISMO"

$$F_1 = [A_{\text{ANCHO TRIBUTARIO DE NUDO A}}](F_1) / [A_{\text{ANCHO TRIBUTARIO DE NUDO A}}]$$

$$F_2 = [A_{\text{ANCHO TRIBUTARIO DE NUDO B}}](F_1) / [A_{\text{ANCHO TRIBUTARIO DE NUDO A}}]$$

$$F_3 = [A_{\text{ANCHO TRIBUTARIO DE NUDO C}}](F_1) / [A_{\text{ANCHO TRIBUTARIO DE NUDO A}}]$$

$F_1; F_2; F_3$: Cargas laterales puntuales sobre cuerda superior e inferior en armadura

Resolviendo:

$$F_1 = F_1$$

$$F_2 = [(2.47/2)/2.47]F_1 = 0.5F_1$$

$$F_3 = [(2.47/2 + 1.9/2)/2.47]F_1 = 0.885F_1$$

Y si además:

$$S F_x = 4F_1 + 2F_2 + 2F_3 = V_{\text{DISEÑO}}$$

Sustituyendo F_1, F_2, F_3 en esta ecuación, se determinan los valores de las cargas puntuales:

$$F_1 \sim 26.88 \text{ T}$$

$$F_2 \sim 13.45 \text{ T}$$

$$F_3 \sim 23.79 \text{ T}$$

En la distribución de las cargas laterales no fue evaluado el efecto torsional que por el arreglo alternado de las armaduras lleva implícito respecto a la geometría de las plantas, sin embargo este aspecto será considerado cuando se revise la acción de sistema de piso como diafragma.

3.1.5. CARGA AXIAL (F_{MV}) DEBIDO AL MOMENTO DE VOLTEO INDUCIDO POR CARGAS LATERALES

Un importante paso en las primeras etapas de diseño es verificar la resistencia de la estructura contra los efectos de volteo. *Figura 3.14*. Este momento el cual alcanza su máximo valor en la base del edificio, provoca que éste tienda a rotar. El momento de volteo provoca compresión en las columnas extremas respecto a la dirección de las fuerzas laterales y tensión en las columnas opuestas. *Tabla C.3*.

Las cargas verticales (gravitacionales) generalmente provocan compresión en las columnas y proveen resistencia al efecto de volteo. El peso de la cimentación puede ser usado como una aportación adicional a este efecto.

Una vez obtenidas las fuerzas puntuales ó concentradas en toda la armadura, bajo la condición accidental, se determinarán todas las fuerzas internas. Sin embargo hay que cumplir primeramente la condición de equilibrio. *Figura 3.15*.

$$\sum M_A = (V_{DISEÑO})(H) + (F_{MV})(L) - R_1(L) = 0$$

Donde:

$\sum M_A$; Sumatoria de momento respecto al punto A

H; Altura de entrepiso

F_{MV} ; Fuerza axial debido al Momento de Volteo

L; Longitud total de la armadura

R_1 ; Reacción total en el extremo de la armadura

$$\sum M_A = (182)(3.6) + (121)(16.70) - R_1(16.70) = 0$$

Despejando R_1 :

$$R_1 = 160.23 \text{ T}$$

Las cargas axiales internas en la armadura alternada, serán el producto de las cargas aplicadas en los nudos de las cuerdas distribuidas a través de sus elementos pero también de la rotación de su panel central (flexión de su cuerda superior e inferior), por lo que antes de aplicar cualquiera de los métodos de solución anteriormente descritos, deberán ser evaluados los efectos de flexión en los elementos del panel central.

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTER NADAS PARA EDIFICIOS

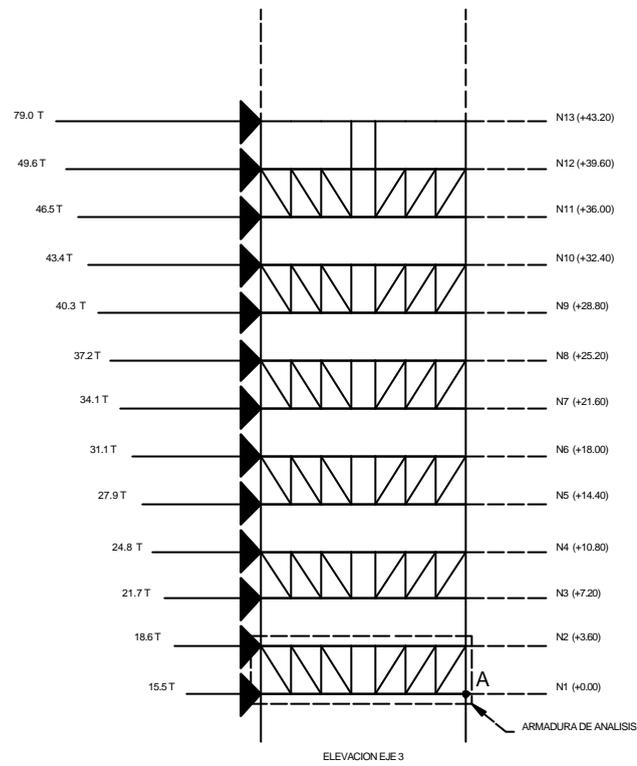


Figura 3.14. Cargas Laterales que provocan el Efecto de Volteo.

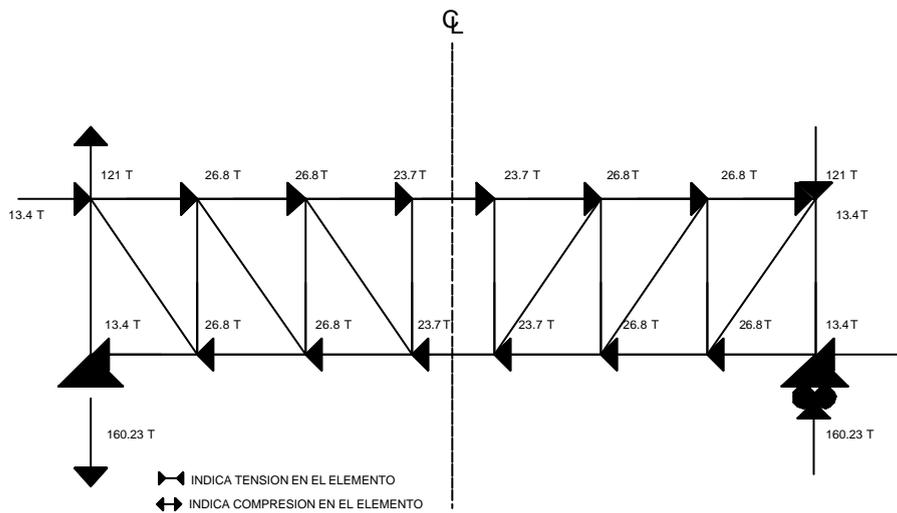


Figura 3.15. Cargas Puntuales en Armadura para Caso 3.

De no considerar este efecto, aún teniendo la certeza de que la armadura se encuentra en equilibrio externo, se obtendrían cargas axiales incongruentes y erróneas que no reflejarían el equilibrio interno de la *Armadura Alternada*.

Un método alternativo de solución para la obtención de las cargas axiales de los miembros de la armadura así como de los momentos y cortantes en la cuerda superior e inferior se describe a continuación:

-Aplicando el Método de las Secciones al centro del claro de la armadura se obtienen las cargas axiales y las fuerzas cortantes en los miembros que atraviesan la sección de corte, es decir, considerando la mitad de la armadura como cuerpo libre y suponiendo que la fuerza cortante en la sección es igual para la cuerda superior e inferior del Panel Vierendeel. *Figura 3.16*.

La determinación de la fuerza cortante en la sección de corte 1-1 no será más que la sumatoria de fuerzas verticales a la izquierda de la sección, por lo que:

$$V = \sum F_v = 160.23 - 121 = 39.23 \text{ T}$$

La fuerza cortante en cada cuerda será:

$$V_{CUERDA} = V/2 = 19.62 \text{ T}$$

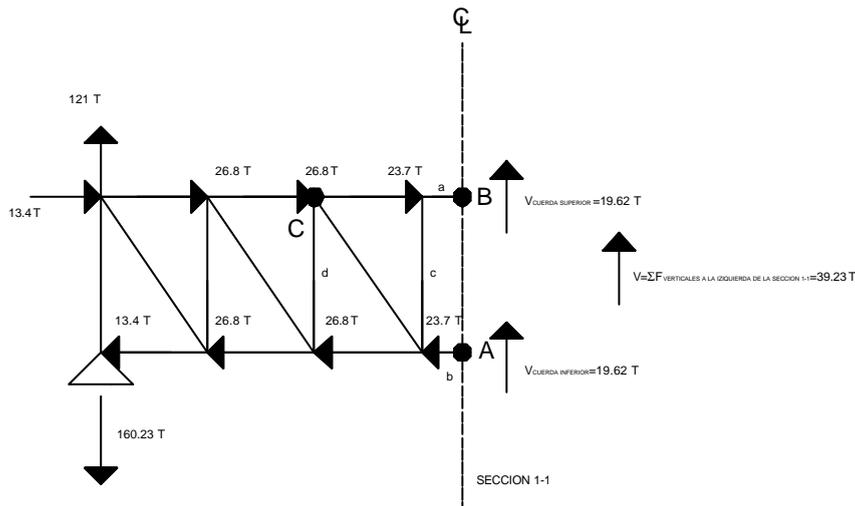


Figura 3.16. Método de las Secciones para el Caso 3.

El cálculo de la carga axial del miembro *a* es como se indica:

$$S M_A = (V_{DISEÑO}/2)(H) + (DF_{VERTICAL})(L/2) - F_a(H) = 0$$

Donde:

S M_A; Sumatoria de momento respecto al punto A

V_{DISEÑO}; Fuerza cortante de diseño

H; Altura de entrepiso

DF_{VERTICAL}; Diferencia de cargas verticales a la izquierda de la Sección 1-1

L; Longitud total de la armadura

F_a; Carga axial en el elemento *a*

Sustituyendo los valores en la expresión anterior:

$$S M_A = (182/2)(3.6) + (-39.23)(16.7/2) - F_a(3.6) = 0$$

Y despejando *F_a*, se obtiene:

$$F_a = 0 \text{ T}$$

De igual manera se obtiene *F_b*, con la diferencia de que ahora se deben obtener momentos respecto al punto B, por lo tanto:

$$F_b = 0 \text{ T}$$

El cálculo de los momentos flexionantes en las cuerdas de la armadura será igual a la fuerza cortante en la Sección 1-1 por la mitad de la dimensión del panel central, es decir:

$$M = (V)(d/2)$$

Para el caso de la armadura del análisis:

$$M = (19.62)(1.9/2) = 18.63 \text{ Tm}$$

Este momento es aplicado al tramo adyacente de la cuerda del Panel Vierendeel por continuidad de la misma cuerda, además que la montante "c" solo puede tomar carga axial y funciona como un apoyo, adicionalmente se supondrá que el momento en el otro extremo (nudo C) es igual a cero, esto por lo siguiente:

-Las armaduras Vierendeel dependen para su resistencia principalmente de la resistencia a la flexión de las cuerdas consideradas independientes con alguna resistencia adicional que es ganada por los montantes (verticales). Si se añaden elementos diagonales se transforma el comportamiento de la estructura, ahora capaz de actuar como una viga con articulaciones en tensión y compresión directa, y así lo hará, debido a que este es un modo mucho más rígido de acción que la flexión.-

Obtenido el momento flexionante máximo en las cuerdas de la armadura de análisis, se determinarán las reacciones en los miembros "d" y "c" (montantes) por efecto de la flexión, a través de la sumatoria de momentos igual a cero respecto a los puntos C y D (Figura 3.17.), teniendo que:

$$\sum M_C = (R_D)(X_1) - (V_{CUERDA})(X_2) = 0$$

Y

$$\sum M_D = (R_C)(X_3) - (V_{CUERDA})(X_4) = 0$$

Donde:

X_1 ; Es la distancia entre el punto C hasta donde se encuentra la fuerza R_D y es igual a 2.47m

X_2 ; Es la distancia entre el punto C hasta donde se encuentra el cortante V y es igual a 3.42m

X_3 ; Es la distancia entre el punto D hasta donde se encuentra la fuerza R_C y es igual a 2.47m

X_4 ; Es la distancia entre el punto D hasta donde se encuentra el cortante V y es igual a 0.95m

V_{CUERDA} ; Es la fuerza cortante en las cuerdas de la armadura en la Sección 1-1

R_D ; Reacción en el punto D debido a la flexión de la cuerda

R_C ; Reacción en el punto C debido a la flexión de la cuerda

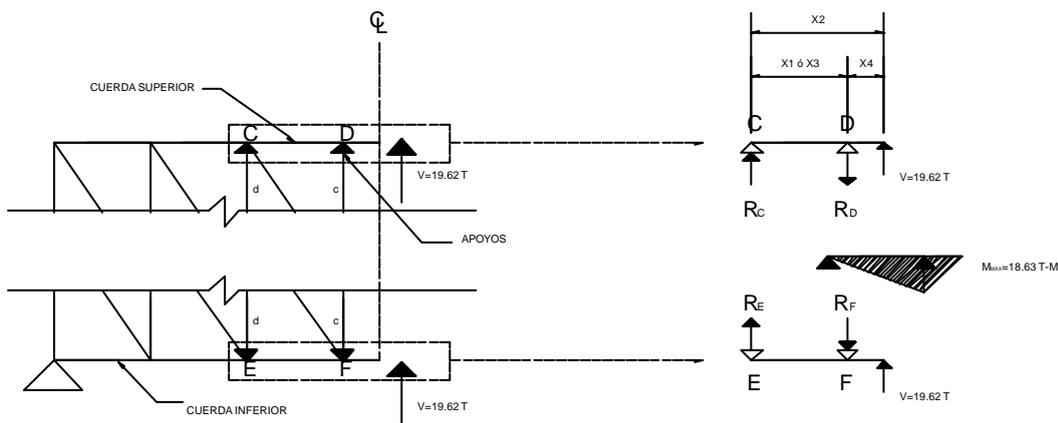


Figura 3.17. Determinación de Momento Flexionante en las Cuerdas de la Armadura.

Sustituyendo y despejando R_C y R_D :

$$R_D = (19.62)(3.42)/2.47 = 27.16 \text{ T}$$

$$R_C = (19.62)(0.95)/2.47 = 7.54 \text{ T}$$

Considerando entonces que las fuerzas internas de la armadura analizada serán el producto de la flexión del panel central, así como de las cargas puntuales existentes, el equilibrio de la armadura debe cumplirse.

Obtenidas todas las cargas externas sobre la armadura se procederá al cálculo de las cargas axiales en los miembros internos (diagonales y montantes) a través del Método de los Nudos para esta condición de carga, con la observación de empezar el análisis a partir de la sección de corte, hacia cualquiera de los dos extremos de la armadura.

Finalmente se presentan los resultados para esta condición de carga. *Figura 3.18.*

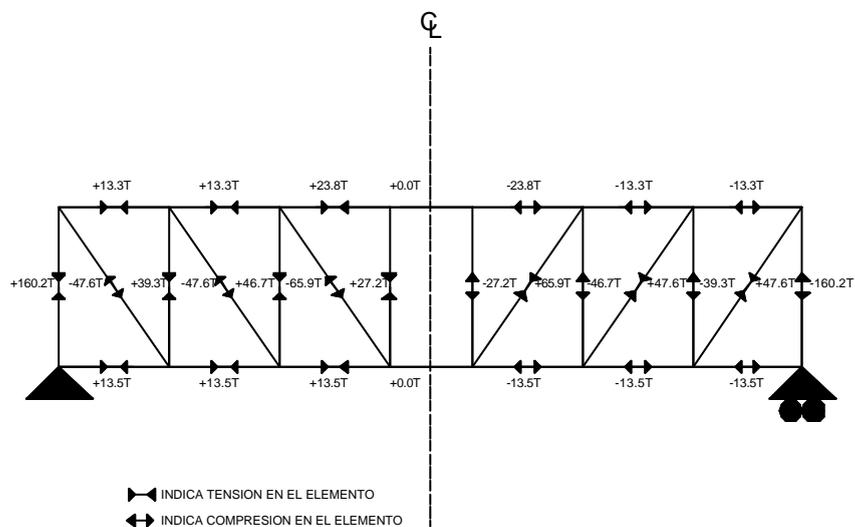


Figura 3.18. Cargas Axiales en Armadura para Caso 3.

3.1.6. DISEÑO PRELIMINAR DE LA ARMADURA

Obtenidas las fuerzas axiales en los miembros de la armadura así como los momentos flexionantes en la cuerda superior e inferior para las condiciones de carga;

- Caso 1: $CM + CV$
- Caso 2: $CM + CV_{INS}$
- Caso 3: $SISMO$

se procederá al diseño de diagonales, montantes y cuerdas bajo las siguientes combinaciones de carga:

- Combinación 1: $CM + CV$
- Combinación 2: $CM + CV_{INS} + SISMO$

Será requerida la comparación de cargas para las dos distintas combinaciones y el diseño de los elementos corresponderá a la condición más desfavorable a las que éstos estén sujetos.

Es importante mencionar que el criterio de diseño será el que corresponde a Esfuerzos Permisibles de acuerdo a las especificaciones del AISC ó al reglamento en vigor (Manual De Construcción del Instituto Mexicano en Acero (IMCA)).

Las diagonales y montantes (verticales) se diseñaran bajo efectos de tensión ó compresión directa según sea el caso, sin exceder lo establecido en el Manual del IMCA específicamente en su sección 1.5.1.1 para la tensión y sección 1.5.1.3 para la compresión.

El diseño de las cuerdas superior e inferior de la *Armadura Alternada* se regirá por lo establecido en la sección 1.6.1 del mismo manual, referente al caso de flexocompresion, así como a la sección 1.6.2 que contempla el efecto de la flexotension para el caso que corresponda.

Deberán cumplirse además los requisitos de la sección 1.8 (Estabilidad y Relaciones de Esbeltez) así como a la sección 1.9 (Relaciones ancho-espesor) que el manual establece.

Los elementos mecánicos de cada uno de los miembros de la armadura de análisis se resumen en las *Figuras 3.19 y 3.20*.

La sección 1.5.6 del Manual (IMCA) referente a esfuerzos causados por viento ó sismo, permite incrementar en un tercio por encima de los valores especificados los Esfuerzos Permisibles, cuando son producidos por cargas accidentales actuando solas ó en combinación con las cargas muertas y vivas reducidas.

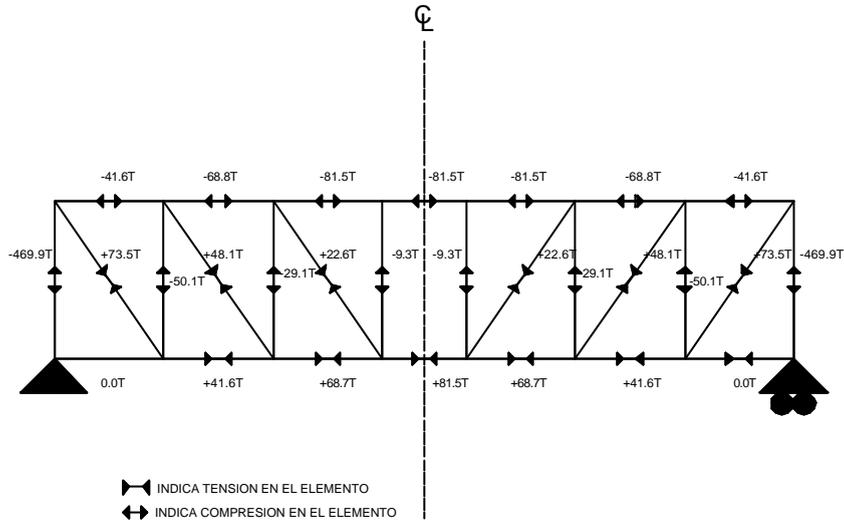


Figura 3.19. Cargas Axiales en Armadura bajo la Combinación 1.

Esto obligará entonces al cálculo de dos Esfuerzos Permisibles, uno para esfuerzos causados por efectos gravitacionales y otro para efectos accidentales combinados con los primeros. Una simplificación importante que represente trabajar con uno de los Esfuerzos Permisibles es reducir al 75% los elementos mecánicos producto de las cargas de sismo, lo cual equivale al incremento del 1.33 que se especifica. *Figura 3.20.*

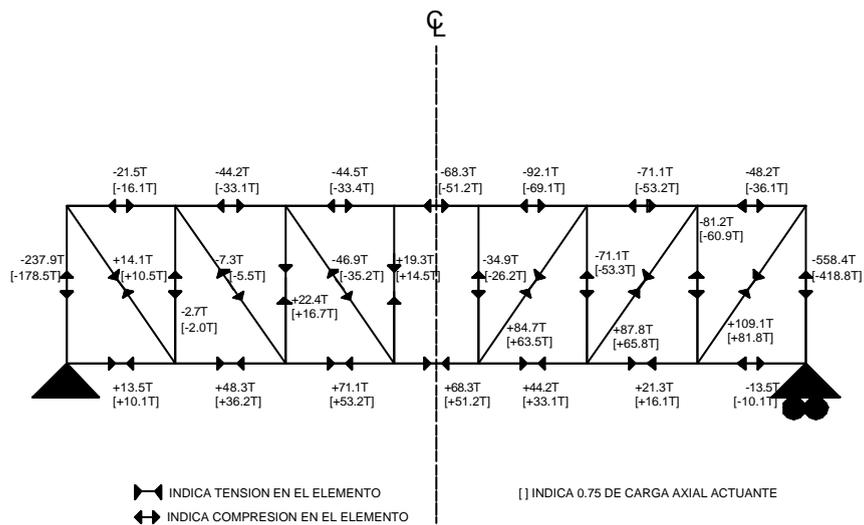


Figura 3.20. Cargas Axiales en Armadura bajo la Combinación 2.

3.1.6.1. COLUMNAS

Considerando que los montantes extremos de la *Armadura Alternada* de análisis corresponden a las columnas a la que estarán sujetas las cuerdas, se procederá su diseño siguiendo los lineamientos siguientes:

- Las columnas sólo tomarán cargas axiales considerando los efectos de las cargas laterales en la dirección transversal y son distribuidos y disipados en los miembros internos de la armadura.
- Los momentos flexionantes en la dirección longitudinal no serán considerados para este análisis.
- La longitud sin arriostamiento lateral se considerará igual a la altura del entrepiso.
- Se considerará el factor de longitud efectiva (K) igual a la unidad en la dirección transversal debido a que la conexión de las cuerda superior e inferior de la armadura se idealizaron como articulaciones las cuales no restringen la rotación de las columnas. *Figura 3.21.*



Figura 3.21a. Detalle de conexión de Cuerda Superior de Armadura Alternada a columna.



Figura 3.21b. Arreglo Típico De Armadura Alternada.

El diseño de las columnas se presenta en la *Tabla C.4., (Apéndice C)*, para la cual se obtuvo un perfil de la designación *W30x173* con $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$.

3.1.6.2. DIAGONALES Y MONTANTES

Los elementos internos de la armadura trabajarán únicamente en tensión ó compresión directa. Para los elementos a tensión se revisará su relación de esbeltez y el área mínima requerida, de igual manera será para los elementos sujetos a compresión con la diferencia de que adicionalmente a su revisión de su relación de esbeltez y área requerida, se verificará su relación ancho-espesor para evitar el pandeo local del elemento. La longitud sin arriostamiento de los elementos sujetos a compresión será la dimensión real de estos, esto implica que diagonales y montantes serán diseñadas por separado ya que no tienen la misma longitud. Para el diseño se tomarán las siguientes consideraciones:

- Para las diagonales y montantes el factor de longitud efectiva (K) será igual a la unidad debido a que los extremos de cada uno de los miembros se encuentran articulados a las cuerdas de la armadura, lo que representa la rotación libre de los extremos de los elementos internos.
- El diseño y asignación de secciones será bajo los criterios de Esfuerzos Permisibles del AISC ó de la reglamentación vigente.

Por lo general se hacen distintos diseños de varias de estas armaduras, para las distintas partes del edificio y posteriormente se realiza una normalización de las mismas para reducir la cantidad de tipos diferentes de armaduras en todo el edificio y mejorar la producción en serie que abate el costo global del edificio. Desde luego que esto implica que en algunas ocasiones algunas armaduras queden ligeramente sobrediseñadas. Sin embargo se ha encontrado práctico y económico el proceder de esta manera. Para fines de esta tesis, se consideró adecuado el tipificar las armaduras para este edificio, según se explica adelante.

El diseño de las diagonales y montantes se realizará de la siguiente manera: se diseñarán ambos elementos bajo la *Combinación 1* para posteriormente verificar la sección obtenida bajo la acción de la *Combinación 2*.

El diseño de las diagonales y montantes de la *Armadura Alternada* se muestra en la *Tabla C.5.*, (*Apéndice C*), obteniéndose para ellos una sección cajón con la designación *OR 5"x5"x1/2"* con $F_y = 2950 \text{ kg/cm}^2$.

3.1.6.3. CUERDA SUPERIOR E INFERIOR

El diseño de las cuerdas de la *Armadura Alternada* serán regidos por los criterios de flexotensión y flexocompresión debido a que en éstas actúan en forma simultánea cargas axiales (tensión ó compresión) y flexión, sin embargo el análisis y diseño se desarrollará por diferentes etapas, las cuales se describirán a continuación:

- Para la obtención preliminar de la sección de las cuerdas, éstas se revisarán solo bajo efectos de flexión pura considerando que ambas cuerdas se idealizaron como vigas continuas.
- La combinación de diseño para la obtención de la primer sección tentativa será la correspondiente a la de mayor momento flexionante en cualquiera de las dos cuerdas, y corresponderá ésta a la condición mas desfavorable a la que estará sujeta solo bajo la acción de la flexión.
- Se considerará para el análisis y diseño de las cuerdas como longitud efectiva a flexión y longitud entre soportes laterales (pandeo lateral) lo siguiente:

Alrededor del eje de mayor inercia la longitud del tramo crítico de la cuerda será el comprendido entre dos montantes consecutivos de la *Armadura Alternada*.

Alrededor del eje de menor inercia la longitud del tramo crítico de la cuerda será la comprendida entre dos largueros pertenecientes al sistema de piso, que precisamente restringen el pandeo de la cuerda en esa dirección.

- Se revisará finalmente la sección obtenida para Esfuerzos Combinados siguiendo los criterios de Esfuerzos Permisibles del AISC ó de la reglamentación vigente, referente a este caso.

Para el diseño de las cuerdas de la armadura de análisis es necesario determinar también los momentos positivos para todas las combinaciones de diseño consideradas. La determinación de estos momentos se realizará a partir de los diagramas de momentos flexionantes anteriormente obtenidos usando el Método de Cross.

La obtención del momento flexionante positivo para la *Combinación 1*, será dentro de la sección crítica ubicada entre los ejes C y D de la cuerda superior (*Figura 3.22.*), recordando que esta cuerda bajo la condición de carga gravitacional se encuentra trabajando a compresión mas los efectos de flexión. Es precisamente en este tramo de la cuerda donde se tiene la mayor carga axial de compresión y un valor medio de momento respecto a los que se encuentran a lo largo de la cuerda haciendo que esta condición pudiera ser la condición mas desfavorable. (Ver *Figura 3.23.*) El cálculo de este momento positivo será considerando que (*Figura 3.24.*):

$$M_1 + M_2 = M_3$$

Y

$$M_3 = W L^2/8$$

Donde:

W; La carga uniformemente repartida sobre la cuerda bajo las condiciones de CM+CV.

L; Longitud del tramo perteneciente a la sección crítica.

Entonces:

$$M_3 = (4.23)(2.47)^2/8 = 3.22 \text{ T-m}$$

Obteniendo M_1 a partir de triángulos semejantes:

$$(2.08-1.87)/2.47 = x/(2.47/2)$$

Y despejando el valor de x :

$$x = 0.105$$

Se tiene que:

$$M = M_D + x = 1.87 + 0.105 \cdot 1.97 \text{ T-m}$$

Donde:

M_D ; Es el momento en el eje D

Adicionalmente:

$$M = M_S - M_I = 3.22 - 1.97 = 1.25 \text{ T-m}$$

Finalmente:

$$M = M_{MAX(+)} = 1.25 \text{ T-m}$$

El valor obtenido corresponde al valor del momento máximo positivo para en el tramo de la sección crítica para la *Combinación 1* de diseño.

De igual manera fue obtenido el momento máximo positivo para la condición $CM + CV_{INS}$. Sin embargo los diagramas de momento flexionante y de carga axial para esta condición fueron superpuestos con los obtenidos para la condición de *SISMO* porque ambos constituyen la segunda combinación de diseño (*Combinación 2*). Es así que se presentan solamente como resumen los diagramas finales producto de la superposición de ambas condiciones, pero con la característica de que todos los valores (momentos flexionantes y cargas axiales) están afectados por el factor 0.75 por la razón expuesta con anterioridad. *Figura 3.25., 3.26.*

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTER NADAS PARA EDIFICIOS

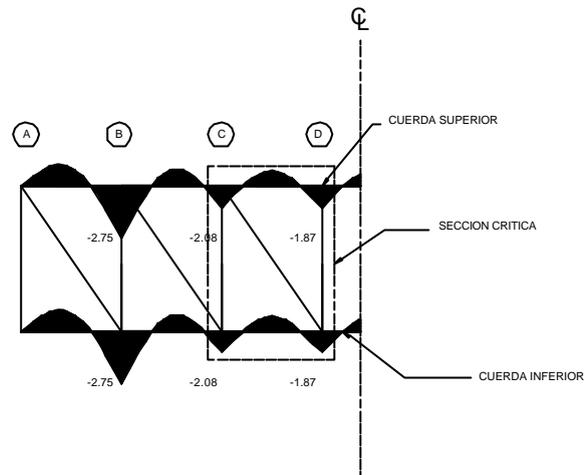


Figura 3.22. Diagrama de Momentos Flexionantes en Cuerda Superior e Inferior de Armadura Alternada para la Combinación 1 en Ton-m.

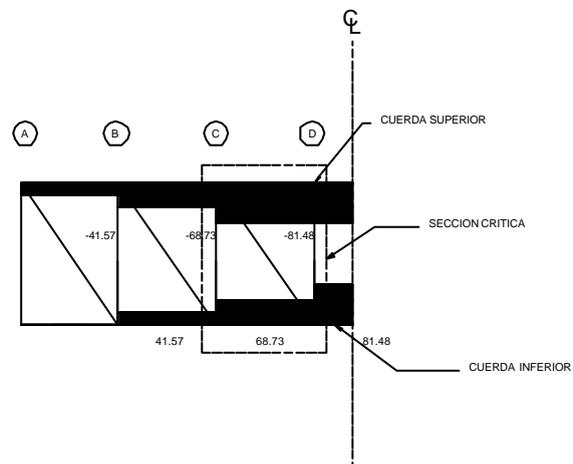


Figura 3.23. Diagrama de Cargas Axiales en Cuerda Superior e Inferior de Armadura Alternada para la Combinación 1 en Ton.

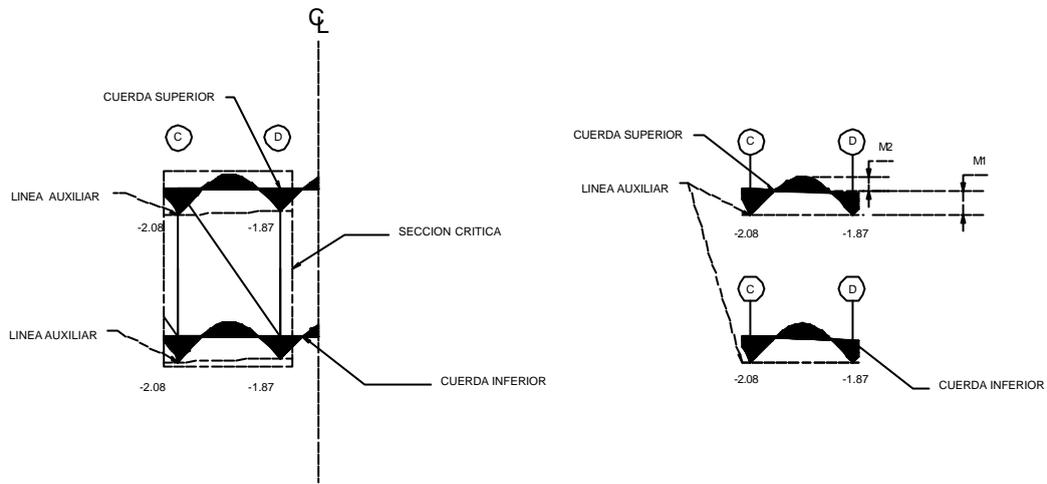


Figura 3.24. Obtención de Momento Positivo en Sección Crítica para la Combinación 1 en Ton-m.

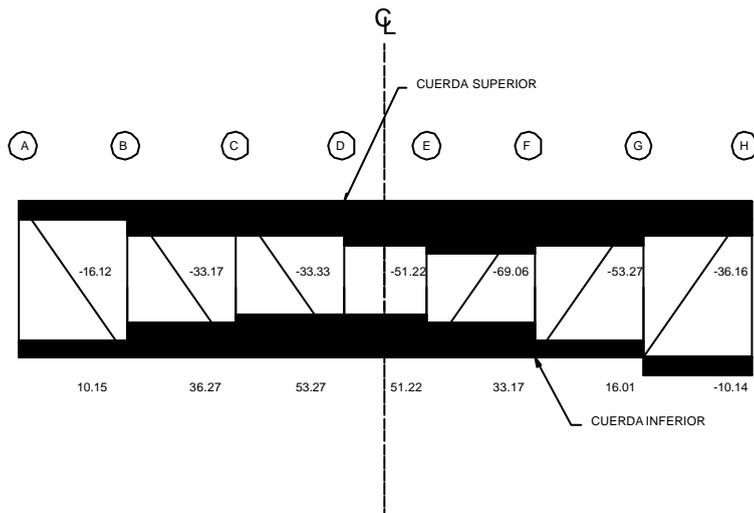


Figura 3.25. Diagrama de Cargas Axiales en Cuerda Superior e Inferior de Armadura Alternada para 0.75 de la Combinación 2 en Ton.

Con los diagramas y elementos mecánicos de diseño se obtuvo la asignación del perfil correspondiente a las cuerdas de la armadura de análisis, el cual resultó ser un $W18 \times 40$ con $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$. (Ver Tabla C.6 de Apéndice C).

Finalmente se presenta el predimensionamiento de la armadura. Figura 3.27.

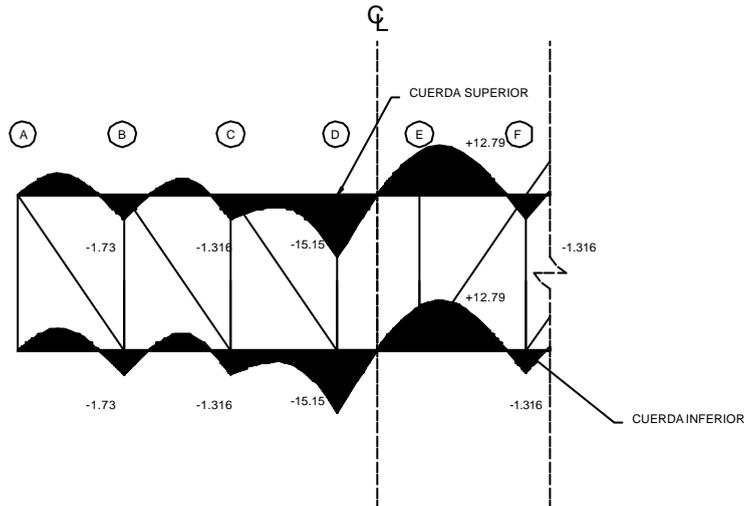


Figura 3.26. Diagrama de Momentos Flexionantes en Cuerda Superior e Inferior de Armadura Alternada para 0.75 de la Combinación 2 en Ton-m.

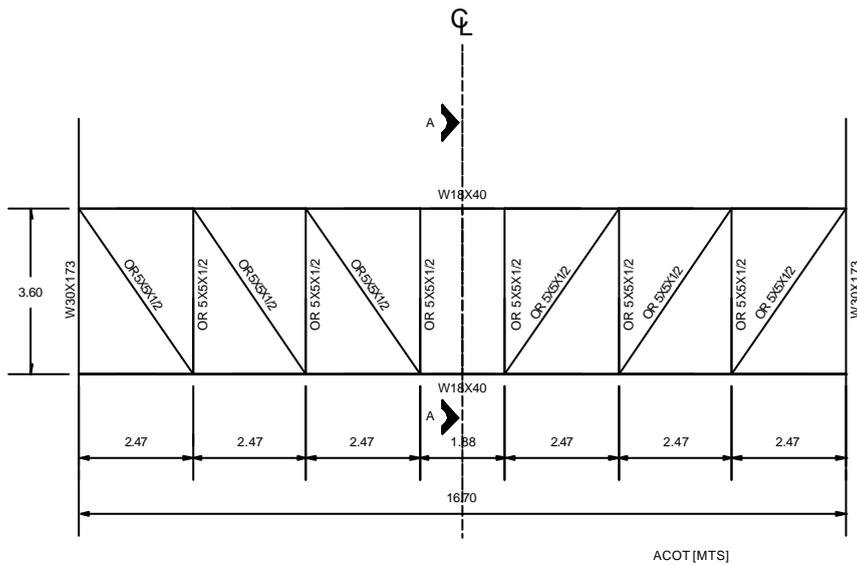


Figura 3.27. Configuración Preliminar de Armadura Alternada de análisis.

3.1.7. DEFLEXIÓN DE LA ARMADURA

La deflexión vertical para una armadura bajo cargas gravitacionales puede obtenerse por un método aproximado. Se considerará a la armadura como una viga simplemente apoyada que soporta una carga uniformemente distribuida, la deflexión en el centro del claro se multiplicará por un factor "K" que está en función de la relación claro/peralte de la armadura. *Figura 3.28.*

Para calcular el momento de inercia aproximado de la armadura se considera que las cuerdas actúan como patines de una viga de gran peralte con respecto al eje centroidal de la sección:

$$I_{VIGA} = A_{PATIN\ SUP.}(X_1)^2 + A_{PATIN\ INF.}(X_2)^2$$

$X_1 = X_2 = h/2$ (si las dos cuerdas tienen la misma sección)

Donde:

$A_{PATIN\ SUP.}$; Área de la sección de la cuerda superior de la armadura incluye la zona a compresión de la losa transformada en acero a través de la relación modular

$A_{PATIN\ INF.}$; Área de la sección de la cuerda inferior de la armadura

X_1 ; Distancia del centroide de la sección de la cuerda superior respecto al eje neutro de la armadura

X_2 ; Distancia del centroide de la sección de la cuerda inferior respecto al eje neutro de la armadura

H ; Altura de entrepiso

Sustituyendo:

$$I_{VIGA} = (76.1)(360/2)^2 + (76.1)(360/2)^2 = 4,931,280 \text{ cm}^4$$

La deflexión de la viga será:

$$D_{MAX} = 5WL^4 / 384EI_{VIGA}$$

Donde:

W ; Carga uniformemente distribuida sobre la cuerda superior e inferior de la armadura

L ; longitud total de la armadura

E ; Módulo de Elasticidad del acero

Sustituyendo:

$$D_{MAX} = 5(2)(42.30)(1670)^4 / 384(2.039 \times 10^6)(4,931,280) = 0.85 \text{ cm}$$

La deflexión de la armadura se determinará como:

$$D_{MAX\ ARMADURA} = K(D_{MAX\ VIGA})$$

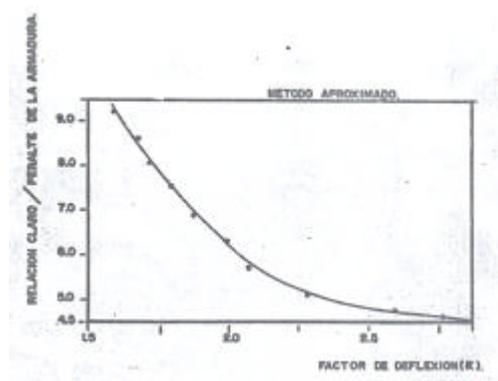


Figura 3.28. Grafica Factor de Deflexiones para Armaduras vs Relación Claro-Peralte.
 (Obtenida del U.S. Steel. "Staggered Truss Framing Systems For High - Rise Buildings - Technical Report".
 Bakke & Kopp Inc. U.S. 1972).

Con una relación claro / peralte = $670/360 = 4.639$ le corresponde $K=2.75$

Entonces:

$$D_{MAX ARMADURA} = 2.75(0.85)^{-2} = 2.33 \text{ cm}$$

Sin embargo no deberá despreciarse la aportación en rigidez de la capa de concreto que se encuentra sobre la cuerda superior de la armadura (sometida a compresión) ya que al trabajar ambas en sección compuesta, la deflexión de toda la estructura necesariamente se verá reducida, por lo que a continuación se determinará la deformación correspondiente.

En referencia a lo que se especifica en la sección 1.11 del Manual IMCA y que corresponde a la Construcción Compuesta deberá determinarse el ancho efectivo (b_e) del patin a compresión que contribuirá a resistir los efectos de flexión de manera conjunta con la cuerda de la armadura y que será igual al menor de los dos valores siguientes:

- $\frac{1}{4}$ de la longitud del claro de la viga (que para este caso será la longitud de la armadura igual a 16.70 m)
- la distancia entre vigas contiguas (que para este caso será la separación entre armaduras y que es igual a 8.30 m)

Para el cálculo de esfuerzos se determinarán las propiedades de la sección transformando el área a compresión de concreto a su equivalente en acero, por lo que deberá considerarse para esta acción la Relación Modular (n) que está definida como E_s/E_c donde E_s es el módulo de elasticidad del

acero y que es igual a $2.03 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ y E_c es el módulo de elasticidad del concreto y que está definido como $14,000 \sqrt{f'_c}$ y que será igual a $221,360 \text{ kg/cm}^2$ considerando un f'_c de concreto de 250 kg/cm^2 .

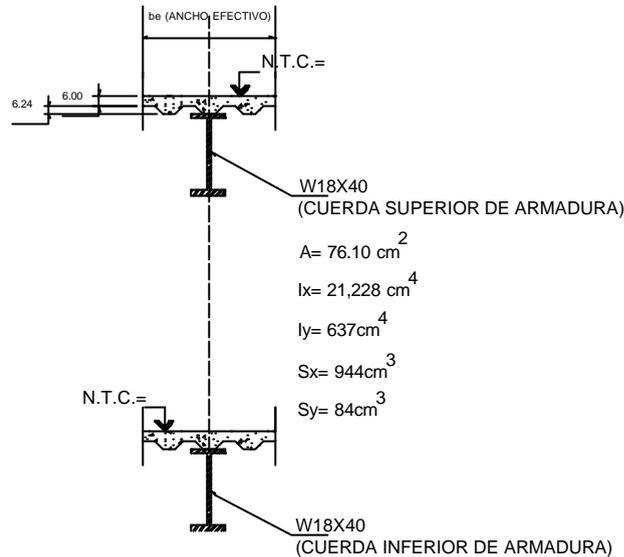


Figura 3.29. Corte A-A de la Armadura Alternada de análisis.

Por lo que:

$$n = E_s/E_c = 2.03 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 / 221,360 \text{ kg/cm}^2 = 9.17$$

$$b_{e1} = 16.70 \times 100 / 4 = 417.50 \text{ cm}$$

$$b_{e2} = 8.30 \times 100 = 830 \text{ cm}$$

$$b_{e \text{ transformado}} = b_{e \text{ minimo}} / n = 45.52 \text{ cm}$$

Una vez obtenido el ancho efectivo (b_e) se determinarán todas las propiedades geométricas del arreglo (Figura 3.29) para finalmente obtener la deflexión de la armadura de análisis, bajo la teoría de la Sección Compuesta.

Calculando entonces el centroide (y):

$$y = \frac{A_1 y_1 + A_2 y_2 + A_3 y_3}{A_1 + A_2 + A_3}$$

Donde:

A_1, A_2, A_3 ; Área de patín superior, área de patín inferior y área de capa a compresión de armadura de análisis, respectivamente

y_1, y_2, y_3 ; Centroide de área de patín superior, centroide de área de patín inferior, centroide de área de capa a compresión, respectivamente

Entonces:

$$y = \frac{[(45.5 \times 0.5 \times 76.1) + (360 + 45.5 \times 0.5)(76.1) + (360 + 45.5 + 12.4 \times 0.5)(45.52 \times 12.4)]}{2 \times 76.1 + 45.52 \times 12.4} \sim 367.32 \text{ cm}$$

una vez obtenido el centroide (y) se calculará el Momento de Inercia (I_x), y los Módulos de Sección correspondientes ($S_{x \text{ SUP}}$) y ($S_{x \text{ INF}}$):

$$I_{x \text{ TRANSFORMADA}} = I_{x1} + I_{x2} + I_{x3} + A_1(y_1 - y)^2 + A_2(y_2 - y)^2 + A_3(y_3 - y)^2 \quad (\text{Teorema de los Ejes Paralelos})$$

$$S_{x \text{ SUP}} = I_x / h - y$$

$$S_{x \text{ INF}} = I_x / y$$

Donde:

$I_{x \text{ TRANSFORMADA}}$; Momento de inercia de la sección transformada

I_{x1}, I_{x2}, I_{x3} ; Momento de inercia del patín superior, momento de inercia del patín inferior, momento de inercia de capa a compresión, respectivamente

h ; Altura total del arreglo que trabaja en Sección Compuesta

Por lo que:

$$I_{x \text{ TRANSFORMADA}} = 21,228 + 21,228 + (45.52/12)(12.4)^3 + (76.1)(45.5 \times 0.5 - 367.32)^2 + (76.1)[(367.32 - (360 + 45.5 \times 0.5))]^2 + (45.52 \times 12.4)[(367.32 - (360 + 45.5 + 12.4 \times 0.5))]^2 = 10,214,772.39 \text{ cm}^4$$

$$S_{x \text{ SUP}} = 10,214,772.39 / (417.9 - 367.32) = 201,952.79 \text{ cm}^3$$

$$S_{x \text{ INF}} = 10,214,772.39 / 367.32 = 27,808.16 \text{ cm}^3$$

Una vez obtenidos estos valores, se determinarán los esfuerzos inducidos por la acción de las cargas gravitacionales calculados a partir de la ecuación de la escuadria $f_b = Mx / S_x$ donde Mx es el momento flexionante actuante igual a 296.32 Ton-m.

Entonces:

$$f_{b \text{ I}} = Mx / S_{x \text{ SUP}} = 296.32 \times 10^5 / (9.17 \times 201,952.79) \sim 16.01 \text{ kg/cm}^2 < 0.45 f'c = 112.50 \text{ kg/cm}^2 \quad (1)$$

$$f_{b2} = Mx / Sx_{INF} = 296.32 \times 10^5 / 27,808.16 = 1,065.58 \text{ kg/cm}^2 < F_b = 1884.50 \text{ kg/cm}^2 \quad (2)$$

El esfuerzo (1) corresponde al esfuerzo de Aplastamiento del Concreto según lo establecido en la sección 1.11 del Manual IMCA para Construcción Compuesta.

El esfuerzo (2) corresponde al esfuerzo a Flexión establecido en la sección 1.5.1.4 del Manual IMCA para secciones no compacta (análisis previamente realizado que por simplicidad no se presenta en este caso).

La deflexión de la armadura trabajando en Sección Compuesta será:

$$D_{MAX} = (F.C.)5WL^4 / 384EI_{TRANSFORMADA}$$

Donde:

F.C.; Factor correctivo debido a relación claro- peralte

W; Carga uniformemente distribuida sobre la cuerda superior e inferior de la armadura

L; longitud total de la armadura

E; Modulo de Elasticidad del acero

Sustituyendo:

$$D_{MAX} = (2.75)[5(2)(42.30)(1670)^4 / 384(2.039 \times 10^6)(10,214,772.39)] = 1.13 \text{ cm}$$

Considerando lo que se especifica en el Apartado 4 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones referente a Estados Límite de Servicio, concretamente al desplazamiento vertical; éste será:

$$D_{PERMISIBLE} = L/240 + 0.5 = 1670/240 + 0.5 = 7.45 \text{ cm}$$

Como:

$$D_{MAX} < D_{PERMISIBLE}$$

La armadura de análisis es satisfactoria por deformaciones verticales.

3.1.8. FLEXIÓN EN COLUMNAS DEBIDO A DEFORMACIÓN DE LA ARMADURA

La deformación axial de la armadura y la deflexión (al centro del claro) debido a cargas gravitacionales, provocan que la unión columna-armadura se traslade y rote simultáneamente. Esto implica de forma indirecta la inducción y existencia de momentos flexionantes en las columnas que hasta ahora no se habían considerado. Es importante determinar la magnitud de este momento por que debe recordarse que la *Armadura Alternada* se conecta en la parte de débil de la columna y si además se considera que la armadura tiene mayor momento inercial respecto a la columna, ésta podría estar en una condición crítica que puede repercutir en su estabilidad. *Figura 3.30, 3.31.*

La configuración deformada de la columna debido a la rotación se muestra como sigue:

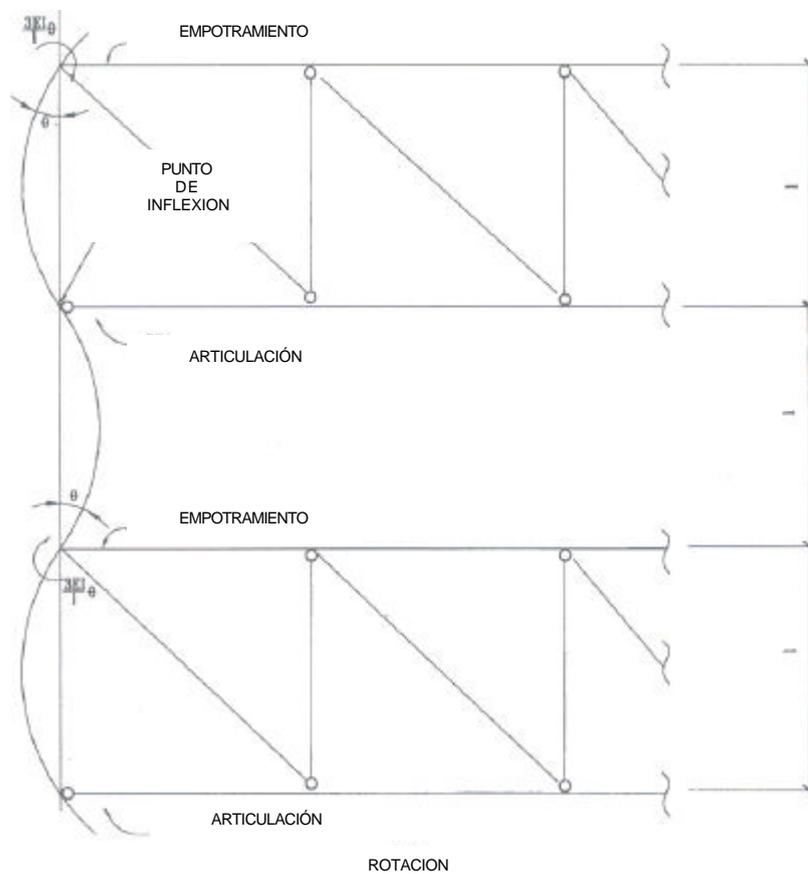


Figura 3.30. Configuración Deformada debido a la Rotación de la Unión Cuerda-Columna.

El momento en el extremo provocado por un desplazamiento unitario angular unitario es calculado como:

$$3EI/L$$

Finalmente la configuración deformada de la columna debido a la traslación es la siguiente:

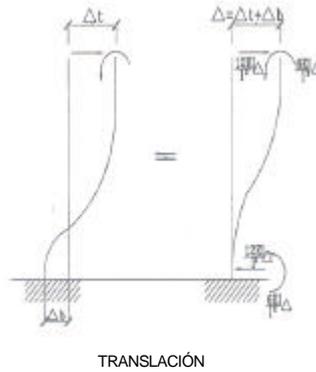


Figura 3.31. Configuración Deformada debido a la Traslación de la Unión Cuerda-Columna.

El momento en el extremo provocado por un desplazamiento lineal unitario es calculado como:

$$6EI/L^2$$

El momento en la columna debido a las cargas gravitacionales se calculará entonces de la siguiente manera:

$$M_{COL} = M_{TRASL} + M_{ROT}$$

Donde:

$$M_{TRASL} = 6EI (D_{CS} + D_{CI}) / H^2$$

$$M_{ROT} = -3EIq/H$$

$$q = 2D_C/L$$

Por lo tanto:

$$M_{COL} = 6EI/H [(D_{CS} + D_{CI})/H - D_C/L]$$

Donde:

D_{CS} ; Deformación Axial de la cuerda superior

D_{CI} ; Deformación Axial de la cuerda inferior

H ; Altura de entrepiso

L ; Longitud total de la Armadura

D_C ; Deflexión de la Armadura al centro del claro debido a cargas gravitacionales

E ; Módulo de Elasticidad del acero

I ; Momento de inercia de la columna en la dirección del eje débil

La deformación axial de las cuerdas quedará definida como:

$$\Delta = \sum P_i L_i / EA_i$$

Donde:

P_i ; Carga axial tensión ó compresión en el elemento i de la cuerda

L_i ; Longitud del elemento i

A_i ; Área transversal del elemento i

Sustituyendo los valores en las expresiones anteriores tenemos que:

$$D_{CS} = (1/2 \cdot 0.03E6) [(41.57E3(247) + 68.73E3(246) + 81.48E3(247) + 81.48E3(95))/76.1]^{-1} = 0.356 \text{ cm}$$

$$D_{CI} = (1/2 \cdot 0.03E6) [(41.57E3(246) + 68.73E3(247) + 81.48E3(95))/76.1]^{-1} = 0.226 \text{ cm}$$

$$D_C = 2.33 \text{ cm}$$

$$M_{COL} = 6(2.03E6)(24,891)/360[(0.356 + 0.226)/360 - 2.33/1670] = 186,499.08 \text{ kgcm} = 1.86 \text{ Tm}$$

La carga muerta de la losa de piso, la carga viva de construcción, así como el peso propio de la estructura deberán ser usados para el cálculo de este momento. La carga muerta superpuesta y las cargas vivas especificadas en la reglamentación serán aplicadas después del montaje de las armaduras y del colado de las losas para actuar como un elemento integral.

Los momentos adicionales debido a la superposición de estas cargas pueden considerarse insignificantes porque la deformación de las armaduras será el resultado de la acción compuesta de éstas con las losas de concreto.

Para el caso anterior, la sección de las columnas deberá revisarse bajo los criterios de Esfuerzos Combinados, sin embargo el desconocimiento de la magnitud de los elementos mecánicos alrededor del eje de mayor inercia no permite completar la ecuación de interacción, además de que el momento flexionante actuante alrededor del eje menor de inercia debido a cargas gravitacionales resultó insignificante respecto a la capacidad de la sección en esa dirección, por lo

que quedará exenta esta revisión recordando que se está analizando en forma manual el marco transversal estructurado con *Armaduras Alternadas*.

3.1.9. ACCIÓN DE DIAFRAGMA

En el *Sistema de Armaduras Alternadas*, la función del diafragma es significativamente diferente de otros elementos estructurales debido a que ellos reciben las cargas laterales de las *Armaduras Alternadas* y las transmiten de armadura a armadura. Los resultados que se esperan obtener son la rigidez y resistencia, así como el diseño de las conexiones y detalles necesarios para transferir en su totalidad las fuerzas laterales de los diafragmas a los elementos que resistirán estos efectos.

Por lo tanto una consideración adicional es el correcto detallado de los diafragmas para asegurar la integridad de éstos con el resto de la estructura. El requerimiento fundamental es proveer una trayectoria completa de carga desde cualquier punto de la estructura a la cimentación.

3.1.10. DISTRIBUCIÓN DE CARGAS LATERALES

La distribución de cargas laterales a las armaduras es un problema estáticamente indeterminado, lo que significa que la compatibilidad de deformaciones deberá ser considerada. Los diafragmas de concreto son generalmente considerados como sistemas rígidos. El análisis de diafragmas flexibles es más complejo que uno rígido. Sin embargo para los edificios comunes sujetos a cargas de viento y a cargas de sismo correspondientes a zonas de bajo riesgo, la suposición de considerar diafragmas rígidos puede ser razonable. El propósito adicional de esta consideración es por simplicidad para la obtención de los resultados.

Se considerará que las cargas laterales son distribuidas por el diafragma a las armaduras como sigue:

$$V_i = V_s + V_{TORS}$$

Donde:

V_i ; Fuerza cortante en la armadura debido a cargas laterales

V_s ; Componente traslacional de la fuerza cortante = $V_w \sum G_{Ai} / \sum S G_{Ai}$

V_{TORS} ; Componente rotacional de la fuerza cortante = $V_w (e)(x)(G_{Ai}) / GJ$

G_{Ai} ; Rigidez de la armadura

$\sum S G_{Ai}$; Sumatoria de rigidez de Armaduras Alternadas del nivel i

e ; Excentricidad

x ; Coordenada relativa de la armadura de análisis referida al centro de rigidez (CR)
 V_w ; Cortante de entrepiso debido a cargas laterales

La rigidez global de la armadura es la suma de las rigideces de todos los miembros internos que conforman a ésta.

En primera instancia se procederá al cálculo de *Centro de Rigidez (CR)*, el cual se define como el punto de diafragma a partir del cual éste tiende a rotar cuando está sujeto a cargas laterales, por lo que:

$$CR = \frac{\sum x_i G A_i}{\sum G A_i}$$

Donde:

x_i ; Coordenada respecto a un sistema de referencia fijo de la armadura i .

Para el *Sistema de Armaduras Alternadas* el *Centro de Rigidez (CR)* es calculado separadamente para plantas con arreglo de armaduras como las mostradas en elevaciones tipo 1 (Sección A-A) y para las plantas con arreglo de armaduras como las mostradas en elevaciones tipo 2 (Sección B-B), respecto al sistema de referencia establecido. *Figura 3.32*.

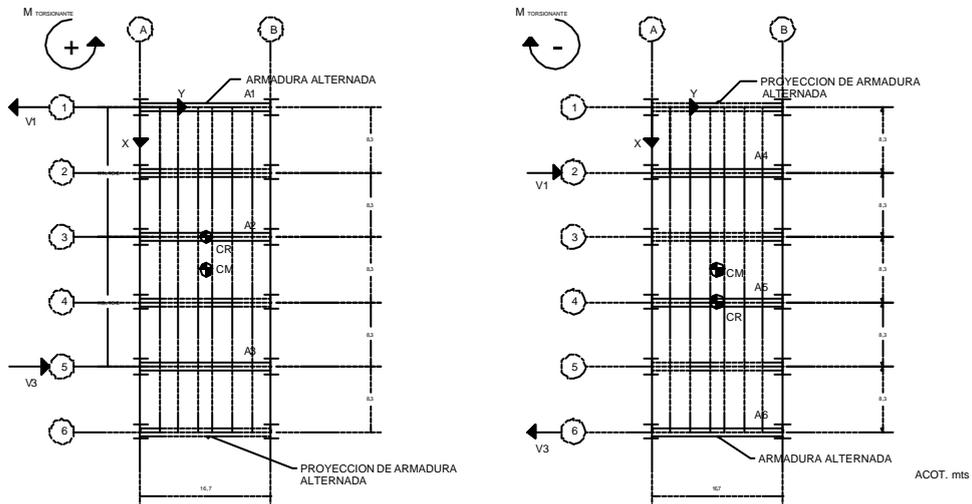


Figura 3.32. Determinación del Centro de Rigidez (CR).

Entonces para la Planta Tipo 1

$$CR = [(0) G_{Ai} + (16.6) G_{Ai} + (33.2) G_{Ai}] / 3 G_{Ai} = 16.60 \text{ m}$$

Y considerando que el *Centro de Masa (CM)* esta a $41.5\text{m}/2 = 20.75\text{m}$ respecto al origen del sistema de referencia. Se determinó además la misma rigidez para las armaduras del nivel analizado así como la no inclusión de los huecos de las plantas tipo en el cálculo.

Para Planta Tipo 2

$$CR = [(8.3) G_{Ai} + (24.9) G_{Ai} + (41.5) G_{Ai}] / 3 G_{Ai} = 24.90 \text{ m}$$

De igual manera el *Centro de Masa (CM)* estará a $41.5\text{m}/2 = 20.75\text{m}$ respecto al origen del sistema de referencia.

Las excentricidades serán igual a:

$$e_{\text{PLANTA TIPO 1}} = 20.75 - 16.60 = 4.15 \text{ m}$$

$$e_{\text{PLANTA TIPO 2}} = 24.90 - 20.75 = 4.15 \text{ m}$$

Considerando una excentricidad adicional del 10% de la dimensión perpendicular a la dirección del sismo, tenemos que:

$$e_{\text{ADICIONAL}} = 10\% (41.50 \text{ m}) = 4.15 \text{ m}$$

Entonces

$$e_{\text{TOTAL PLANTA TIPO 1}} = 4.15 \pm 4.15 = 8.30\text{m}; 0\text{m}$$

$$e_{\text{TOTAL PLANTA TIPO 2}} = 4.15 \pm 4.15 = 0\text{m}; 8.3\text{m}$$

La componente traslacional de la fuerza cortante de diseño (V_s) será:

$$V_s = V_{\text{DISEÑO}} / \text{No. ARMADURA DE NIVEL ANALIZADO} = 454.41\text{T} / 3 = 151.44 \text{ T}$$

La componente rotacional de fuerza cortante de diseño (V_{TORS}) se calculará en función del momento torsionante en el nivel analizado y que será igual a:

$$M_{TORSIONANTE} = V_{DISEÑO} (e_{TOTAL})$$

Por lo que:

$$M_{TORSIONANTE} = (454.34)(8.3) \sim 3771.02 \text{ Tm}$$

Para determinar el (V_{TORS}) que tomará cada armadura de las *Plantas Tipo 1 y Tipo 2* inducido por el momento torsionante, éste se distribuirá a partir de las ecuaciones de equilibrio. *Figura 3.32.*

$$\sum F_y = V_1 - V_3 = 0$$

Entonces

$$V_1 = V_3$$

Y

$$\sum M_{CR} = V_1(x_1) + V_3(x_3) - M_{TORSIONANTE} = 0$$

Donde:

V_1 ; Fuerza cortante en armadura A1 inducido por el momento torsionante en el nivel analizado
 x_1 ; Distancia relativa entre la armadura A1 respecto al CR del nivel analizado igual a 16.6m
 V_3 ; Fuerza cortante en armadura A3 inducido por el momento torsionante en el nivel analizado
 x_3 ; Distancia relativa entre la armadura A1 respecto al CR del nivel analizado igual a 16.6m
 $M_{TORSIONANTE}$; Momento torsionante actuante en el nivel analizado

Resolviendo tenemos que:

$$V_1(16.6) + V_1(16.6) \sim 3771.02$$

Despejando V_1 :

$$V_1 = (3771.02)/33.20 \sim 113.58 \text{ T}$$

Entonces:

$$V_3 \sim 113.58 \text{ T}$$

Una vez obtenidas las fuerzas laterales inducidas por la torsión se superponen con las fuerzas laterales de naturaleza traslacional únicamente, para así obtener la fuerza cortante total que deberán resistir las armaduras, tal como se muestra en la *Figura 3.33*. El valor indicado como $0.75V_i$, corresponde al 75% del valor de la fuerza cortante de diseño, por la razón de considerar un solo valor de Esfuerzos Permisibles. El valor indicado entre corchetes [] corresponde al factor de trabajo al que estará actuando la armadura previamente diseñada.

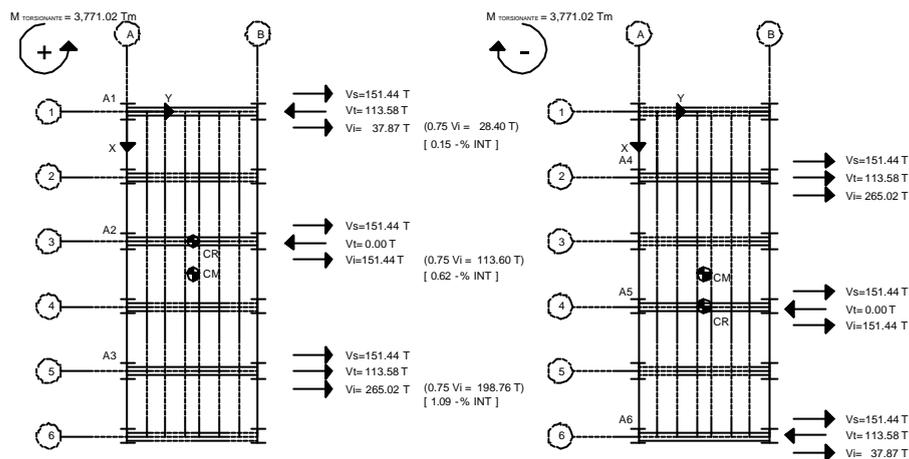


Figura 3.33. Fuerzas Cortantes Totales sobre Armaduras Alternadas.

3.1.11. CORTANTE TRANSVERSAL EN EL DIAFRAGMA

El sistema de piso estará soportado por la estructura secundaria conformada por largueros y estos a su vez se apoyarán sobre las *Armaduras Alternadas*. Sin embargo para satisfacer la integridad estructural, el diafragma deberá actuar como una viga de gran peralte (Vigas Diafragma). Las armaduras sobre el diafragma analizado serán consideradas como puntales de arrastre, ocupando para la transferencia de la fuerza cortante en la cuerda inferior toda la longitud transversal del edificio que corresponde a la longitud total de la armadura. *Figura 3.34*.

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

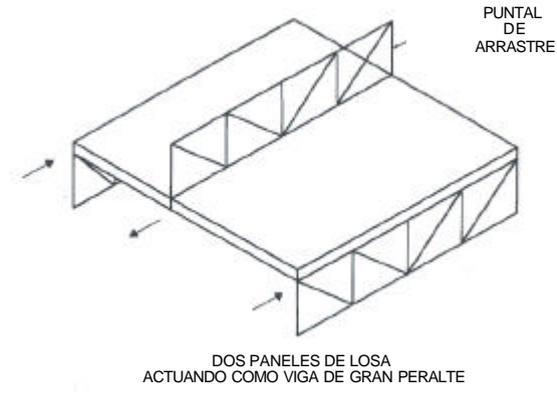


Figura 3.34. Consideración de la Armadura Alternada como Puntal de Arrastre.

Las fuerzas calculadas y mostradas en la *Figura 3.33*, serán usadas para determinar los diagramas de momento flexionante y de fuerza cortante de diseño a lo largo del diafragma rígido. *Figura 3.35*.

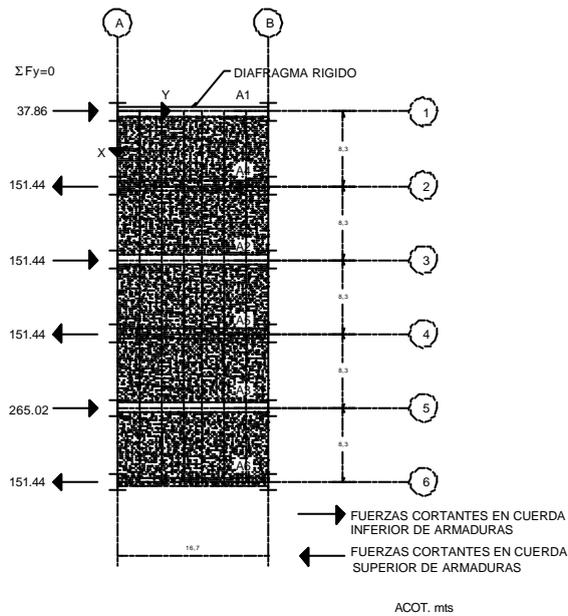


Figura 3.35 Distribución de Fuerzas Cortantes en Diafragma Rígido en Ton.

Para el cálculo de los elementos mecánicos se obtendrá el diagrama de cuerpo libre del diafragma rígido estableciendo el equilibrio estático. *Figura 3.36*.

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

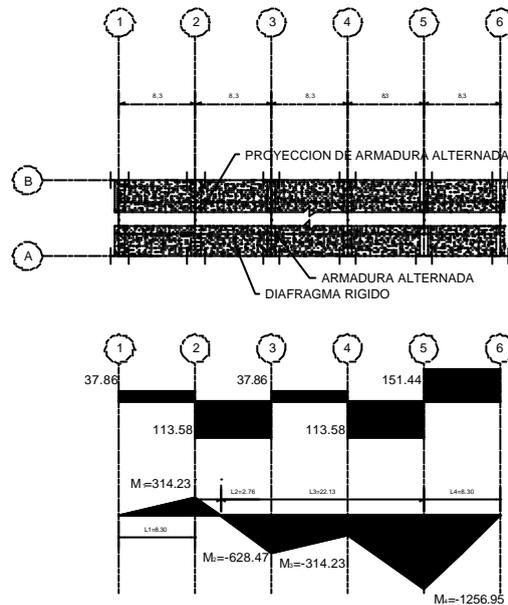


Figura 3.36. Diagrama de Fuerza Cortante en Ton y de Momento Flexionante en Ton-m de Diafragma Rígido respectivamente.

Los criterios de diseño que regirán el análisis y revisión de la losa como diafragma rígido serán los establecidos la sección de Vigas de Gran Altura ó Vigas Diafragma de las Normas Tecnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento del Distrito Federal.

Considerando como fuerza cortante de diseño (V_u):

$$V_u = (FC) V_{MAX}$$

Donde:

FC ; Factor de carga igual a 1.1 (por considerarse condición accidental)

V_{MAX} ; Fuerza cortante máxima en Viga Diafragma

Entonces:

$$V_u = 1.1 (151.44) = 166.58 T$$

La fuerza cortante resistente (V_{RESIST}) del sistema de piso será igual a:

$$V_{RESIST} = V_{CR} + V_S$$

Siendo V_{CR} igual a:

$$V_{CR} = (3.5 - 2.5M / Vd) \times (0.5FRbd v f^*c)$$

siempre y cuando la relación claro/peralte sea menor que 4 y las cargas y reacciones compriman directamente las caras superior e inferior de la viga.

Donde:

FR; Factor de Resistencia igual a 0.7

b; Ancho de la sección de concreto igual a 6 cm (espesor nominal)

d; Peralte efectivo de la sección de concreto igual a 1665 cm

f^*c ; 0.8 f^c

f^c ; Esfuerzo nominal a compresión del concreto igual a 250 kg/cm²

M; Momento Flexionante actuante en la sección

V, Fuerza Cortante actuante en la sección

Entonces:

$$\text{Claro/Peralte} = 5 \times 8.3 \text{ m} / 16.65 \text{ m} = 2.49 < 4$$

por lo que determinando el valor de V_{CR} :

$$V_{CR} = [3.5 - 2.5 \times (1,256.95) / (151.44 \times 16.65)] \times (0.5 \times 0.7 \times 6 \times 1665 \times (0.8 \times 250)) = 111,963.38 \text{ kg} < V_u$$

Como la fuerza cortante de diseño (V_u) es mayor que (V_{CR}), la diferencia se tomará con refuerzo.

Dicho refuerzo constará de barras verticales y horizontales (Malla Electrosoldada 6x6-6/6 con a_s igual a 1.23 cm²/m. Figura 3.37.), y su contribución se determinará con las expresiones que se describen a continuación:

$$V_{S1} = (0.083FRF_ydA_v) \times (1+L/d) / s_v \text{ Contribución del refuerzo vertical}$$

$$V_{S2} = (0.083FRF_ydA_v) \times (1-L/d) / s_h \text{ Contribución del refuerzo horizontal}$$

Donde:

FR ; Factor de Resistencia igual a 0.7

d ; Peralte efectivo de la sección de concreto igual a 1665 cm

f_y ; Esfuerzo de fluencia de Malla Electrosoldada 6x6-6/6 igual a 5000 kg/cm²

A_v ; Area Transversal igual a 0.18cm²

S_v, S_h ; separación de acero de refuerzo igual a 6" (15cm)

Por lo que:

$$V_{s1} = (0.083 \times 0.7 \times 5000 \times 1665 \times 0.18) \times (1 + 2.49) / 15 = 20,256.62 \text{ kg}$$

$$V_{s2} = (0.083 \times 0.7 \times 5000 \times 1665 \times 0.18) \times (11 - 2.49) / 15 = 49,393.65 \text{ kg}$$

$$V_{RESIST} = 111,963.38 + 20,256.62 + 49,393.65 = 181,613.65 \text{ kg} > V_u = 166.58 \text{ T}$$

Por lo tanto la seccion es satisfactoria.

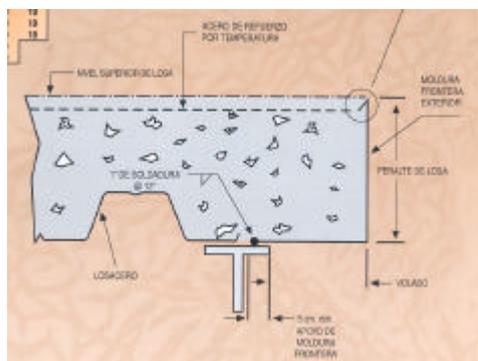


Figura 3.37. Detalle Tipo de Refuerzo en Sistema de Piso resuelto con Losacero.

3.1.12. CUERDAS DIAFRAGMA

Las vigas perimetrales de acero serán usadas como cuerdas diafragma, por lo que las fuerzas en ellas se calcularán como sigue:

$$H = M/D$$

Donde:

H ; Tensión o compresión en la cuerda

M ; Momento flexionante aplicado al diafragma

D ; Peralte de diafragma

La conexión del sistema de piso con la estructura metálica deberá tener la capacidad de transferir estas fuerzas entre el punto de momento nulo y el punto de momento máximo, similar a la transferencia de la fuerza cortante horizontal de la construcción ó sección compuesta a través de los conectores de cortante.

Para determinar el número de conectores de cortante necesarios se calculará el cortante horizontal a partir del diagrama de momentos flexionantes y resolviendo para cada tramo de la *Viga Diafragma* la ecuación anterior.

Tenemos que:

$$H_1 = M_1/D = 314.23/16.70 \sim 18.81 \text{ T}$$

$$F_1 = H_1/L_1 = 18.81/8.3 \sim 2.26 \text{ T/m}$$

$$H_2 = M_1/D = 314.23/16.70 \sim 18.81 \text{ T}$$

$$F_2 = H_2/L_2 = 18.81/2.76 \sim 2.26 \text{ T/m}$$

$$H_3 = M_4/D = 1256.95/16.70 \sim 75.26 \text{ T}$$

$$F_3 = H_3/L_3 = 75.26/22.13 \sim 3.40 \text{ T/m}$$

$$F_4 = H_3/L_4 = 75.26/8.30 \sim 9.06 \text{ T/m}$$

Considerando *Pernos tipo Nelson Autosoldables f19mmX76mm* con capacidad a fuerza cortante de 5700 kg para $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, se tiene que:

$$\# \text{ CONECTORES NECESARIOS} = V_{\text{HORIZONTAL}} / Q_{\text{CAPACIDAD}} \sim 9067/5700 \sim 1.60 \sim 2 \text{ PERNOS / m}$$

El número de conectores a cortante en cuerda superior e inferior de la *Armadura Alternada* se determinará a partir del $V_{\text{DISEÑO}} = 265 \text{ T}$ entre la capacidad de conector a fuerza cortante y será igual a:

$$\# \text{ CONECTORES NECESARIOS EN CUERDAS} \sim 265,000/5700 \sim 46.49 \sim 47 \text{ PERNOS}$$

Colocados a 35.5 cm Pernos tipo Nelson Autosoldables $\phi 19\text{mm} \times 76\text{mm}$.

3.1.13. DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS (DRIFT)

3.1.13.1. LOSA DE PISO

El desplazamiento de la losa de piso es dominado por esfuerzo cortante, con una contribución adicional por flexión.

Para determinar la componente de desplazamiento por esfuerzo cortante se considerará un elemento diferencial como se muestra. *Figura 3.38*. Por lo que se tiene que:

$$dF = t \, dx \, dy$$

$$D t = c \, dz$$

Considerando un material elástico y aplicando la Ley de Hooke, tenemos que:

$$t = c \, G$$

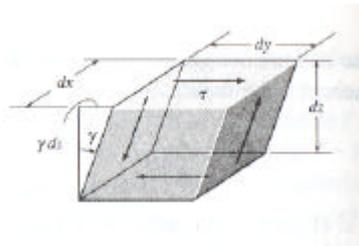


Figura 3.38. Elemento Diferencial Deformado por Esfuerzo Cortante.

Sustituyendo tenemos que:

$$D t = t \, dz / G = dF \, dz / G \, dx \, dy$$

y

$$G = E / 2(1 + \nu)$$

Donde:

$E=E_c$; Módulo de elasticidad del concreto y será igual a $14000 \text{ vf}^2 \text{ c} = 221,360 \text{ kg/cm}^2$.

n ; Módulo de Poisson del concreto igual a 0.2.

$G=G_c$; Módulo de elasticidad del concreto a cortante.

$D t$; componente de desplazamiento por esfuerzo cortante.

Por lo que (Figura 3.39.):

$$D t = (265,000)(830)/(92,234)(6)(1670) = 0.23 \text{ cm}$$

La componente de desplazamiento por flexión se determinará a partir de la configuración mostrada, Figura 3.40.

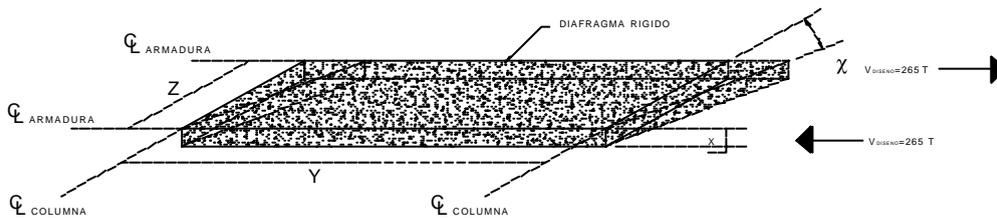


Figura 3.39. Desplazamiento de la losa de piso debido a Esfuerzo Cortante.

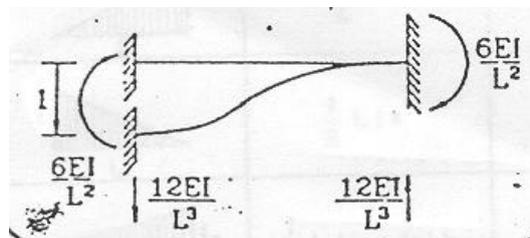


Figura 3.40. Relaciones de Rigidez para una Viga Doblemente Empotrada con Desplazamiento Lineal Unitario.

Por lo que:

$$D f = V_{MAX} / (12EI/L^3) = V_{MAX} L^3 / 12 EI$$

Donde:

I_C ; Momento de Inercia de la losa de piso

Entonces:

$$I_C = (6)(1,670^3)/12 = 2328E^6 \text{ cm}^4$$

Sustituyendo en D_f :

$$D_f = (265,000)(830)^3 / 12 (221,360)(2328E^6) = 0.025 \text{ cm}$$

En el calculo de D_f no se está considerando la rigidez de la vigas longitudinales.

Finalmente el desplazamiento total de la losa de piso será:

$$D_{TOTAL} = D_t + D_f = 0.23 + 0.025 = 0.255 \text{ cm}$$

3.1.13.2. ARMADURA ALTERNADA

Para el calculo de desplazamiento de la armadura de análisis bajo cargas laterales, se utilizará el Método del Trabajo Virtual, sin embargo la deflexión total será la suma de la deflexión inducida por las cargas axiales de cada uno de los elementos de está, así como los provocados por la flexión en las cuerdas superior e inferior, por lo que las expresiones que serán usadas son, para cada caso:

$$D_{AXIAL} = S (P_i)(p_i)L_i / A_i E$$

$$D_{FLEXION} = S \int (M_i)(m_i)dx / E_i$$

Donde:

D_{AXIAL} ; Desplazamiento de la armadura provocado por las cargas axiales en cada elemento.

$D_{FLEXION}$; Desplazamiento de la armadura provocado por la flexión de las cuerdas.

P_i ; Carga axial actuando en el elemento i .

p_i ; Carga axial virtual actuando en el elemento i .

L_i ; Longitud del elemento i .

A_i ; Área transversal del elemento i .

E_s ; Módulo de Elasticidad del acero

M_i ; Momento flexionante en el miembro i .

m_i ; Momento flexionante virtual en el elemento i .

I_i ; Momento Inercial del elemento i .

Para determinar las cargas axiales y momentos flexionantes provocados por una fuerza cortante cualesquiera a partir de la *Armadura Alternada* analizada para un $V_{DISEÑO} = 182 T$, se deberá calcular un factor de corrección (amplificación ó reducción), que no es mas que una relación entre fuerzas cortantes, como se indica:

$$\text{Factor de Corrección (FC)} = V_{CUALQUIERA} / V_{ORIGEN}$$

que al multiplicarlo por los elementos mecánicos de la armadura origen, se obtendrán las cargas axiales y momentos flexionantes para la fuerza cortante dada.

De igual manera las cargas axiales y momentos flexionantes para la fuerza cortante virtual deberán ser obtenidas a partir de la aplicación del factor de corrección, que en este caso será un factor reductivo para los elementos mecánicos de la armadura origen. (*Tabla C.7., Apéndice C.*)

El desplazamiento final de la armadura resultó de 2.18 cm .

Por lo que la distorsión de entrepiso será:

$$D_{ENTREPISO} = (Q)(D_{ABSOLUTO} / H)$$

Donde:

Q ; Factor de Ductilidad.

$D_{ABSOLUTO}$; Desplazamiento final de la armadura debido a la fuerza cortante.

H ; Altura de Entrepiso.

Por lo que:

$$D_{ENTREPISO} = (2)(2.18 / 360) \sim 0.012$$

$$D_{PERMISIBLE} \sim 0.012 *$$

* Según Apartado 1.8 referente a la Revisión de Desplazamientos Laterales de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

Como:

$$D_{ENTREPISO} = D_{PERMISIBLE}$$

Por lo tanto pasa por desplazamiento relativo la *Armadura Alternada* de análisis.

Con este último cálculo se concluye el análisis preliminar de la *Armadura Alternada* que servirá como base de comparación con los resultados del análisis del modelo matemático tridimensional.

CAPITULO 4. MODELACIÓN MATEMÁTICA
POR MEDIO DE UN PROGRAMA DE
ELEMENTOS FINITOS

4. MODELACION MATEMATICA POR MEDIO DE UN PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS

Para el análisis y diseño del “Hotel Fiesta Inn” se elaboró un modelo matemático tridimensional del edificio utilizando el programa ETABS (*Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems*) versión 8.2.3.; esto con la finalidad de poder contar con un modelo integral que represente lo mas apegado a la realidad al proyecto definido con anterioridad, para ser sujeto a todas las condiciones de servicio posibles que los mismos reglamentos y especificaciones establecen, así como para la obtención del óptimo diseño de cada uno de los componentes que constituirán al edificio.

El modelo requiere necesariamente una revisión minuciosa de parte del proyectista; deberá además tener claro que los resultados, ó el carácter de estos, no estarán por encima de los criterios ó las teorías del Análisis Estructural, es decir, el proyectista deberá intuir de manera cualitativa el comportamiento y los resultados obtenidos a través de la modelación e identificar los puntos donde éstos están fuera de la realidad. El modelar no es generar un ente matemático y esperar que la computadora proporcione todos los resultados, si no verificar todos los aspectos que intervienen en el análisis y diseño de la estructura tales como: flujo de fuerzas, revisión de esfuerzos permisibles, deformaciones y desplazamientos relativos de entrepiso, etc., y que se encuentren dentro de intervalos razonables.

Deberá quedar claro que el uso de programas de Análisis Estructural constituye una herramienta que simplifica largas horas de trabajo, pero que todos los programas sin excepción alguna pueden incurrir en errores que pueden deberse a la falta de conocimiento del comportamiento de lo que se está modelando (por ejemplo: un silo, una armadura, un marco de sección variable, un sistema de cimentación, un puente, etc.) y que repercutirá en una interpretación deficiente de los resultados, que finalmente se concentrará en un mal diseño estructural.

Es por eso, que el capítulo que antecede a éste (Análisis Para Un Dimesionamiento Preliminar De La Armadura), fue el punto de partida para la revisión del modelo matemático tridimensional del “Hotel Fiesta Inn”.

Cuando se genera un modelo matemático del *Sistema de Armaduras Alternadas* se deben esperar variaciones en los resultados debido al grado de acción compuesta entre las armaduras y el sistema de piso (losas). Los resultados de diseño deberán ser particularmente sensibles a los obtenidos del modelo, debido a que no es lo mismo revisar y diseñar una armadura simple (desnuda) que es más flexible, que una con una losa de concreto (sobre las cuerdas) que es mas rígida.

Es así como las cuerdas de las *Armaduras Alternadas* podrían considerarse con las losas de concreto trabajando en Sección Compuesta. Sin embargo es claro que las losas de concreto no transmitirán esfuerzos de tensión, por lo que, se deberá tener en cuenta este factor en la modelación del edificio. Además las condiciones de apoyo supuestas de las armaduras (viga simplemente apoyada) diferirán de las condiciones reales de éstas, y necesariamente generarán discrepancias al comparar los resultados.

4.1.1. FIESTA INN

A continuación se presenta el primer modelo matemático tridimensional denominado "*FIESTAINN*", mencionando que todos los modelos necesarios que se generaron a partir de éste, fueron sujetos a las mismas condiciones de carga y características de resistencia de los materiales para análisis del edificio en cuestión, y que fueron enunciadas previamente en el capítulo 3, para el análisis y diseño de la *Armadura Alternada Aislada*.

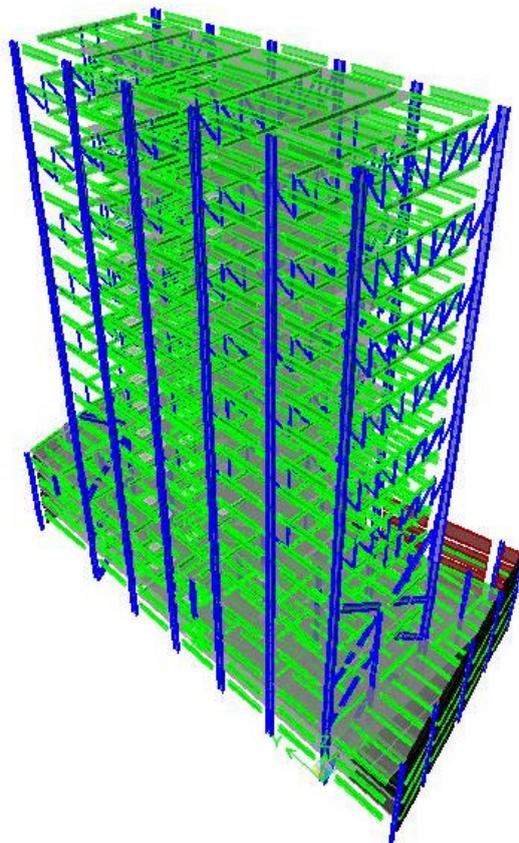


Figura 4.1. Modelo Matemático Tridimensional FIESTAINN.

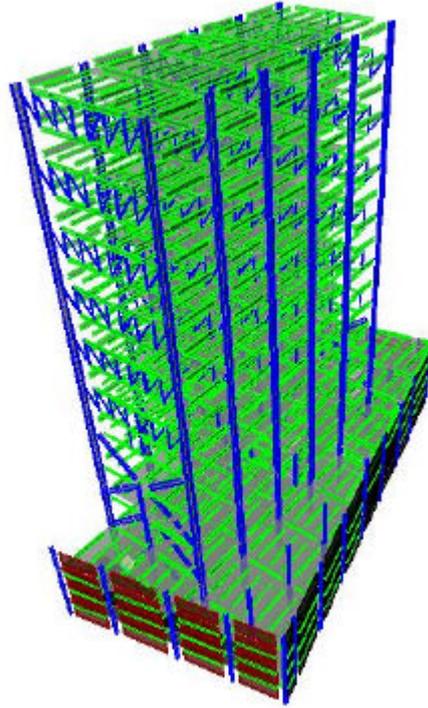


Figura 4.2. Modelo Matemático Tridimensional FIESTAINN. Vista 1.

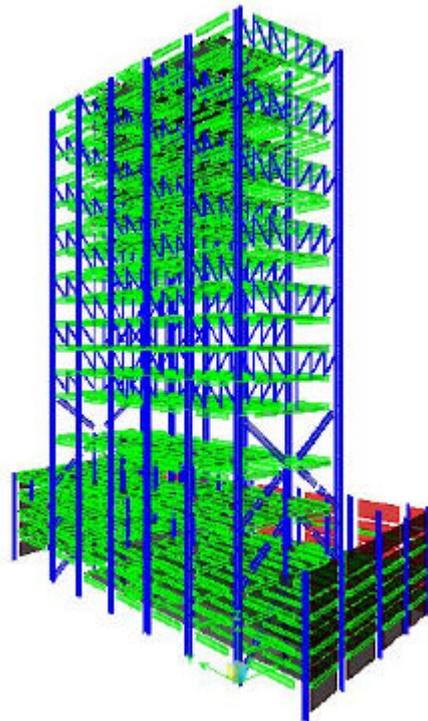


Figura 4.3. Modelo Matemático Tridimensional FIESTAINN. Vista 2.

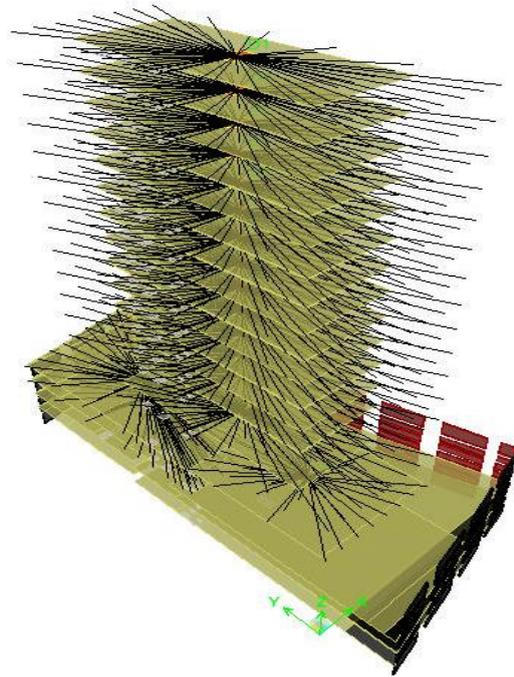


Figura 4.4. Modelo Matemático Tridimensional FIESTAINN.
Asignación de Diafragmas Rígidos.

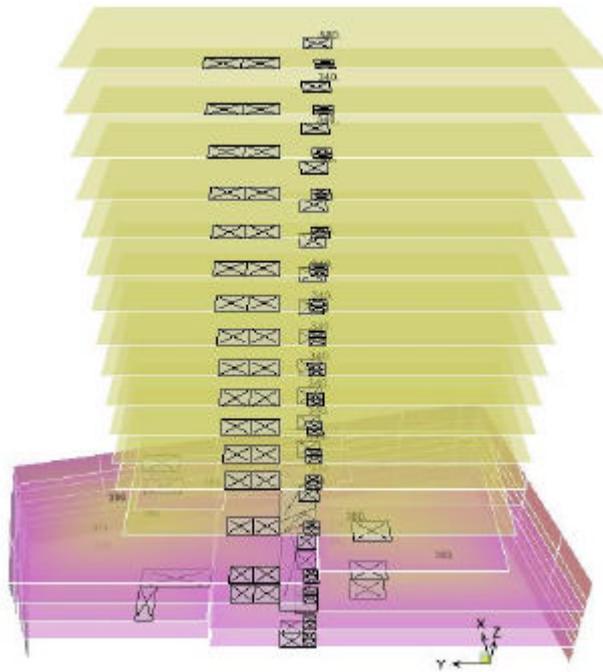


Figura 4.5. Modelo Matemático Tridimensional FIESTAINN.
Carga Muerta por Unidad de Área.

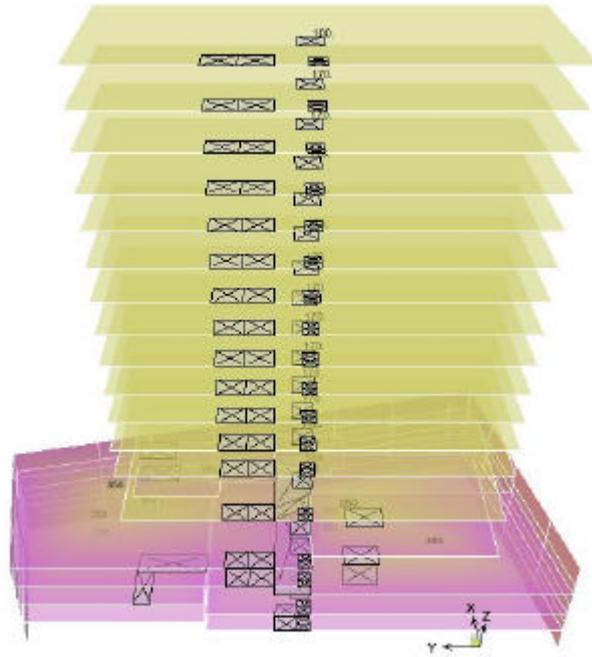


Figura 4.6. Modelo Matemático Tridimensional FIESTAINN.
Carga Viva por Unidad de Área.

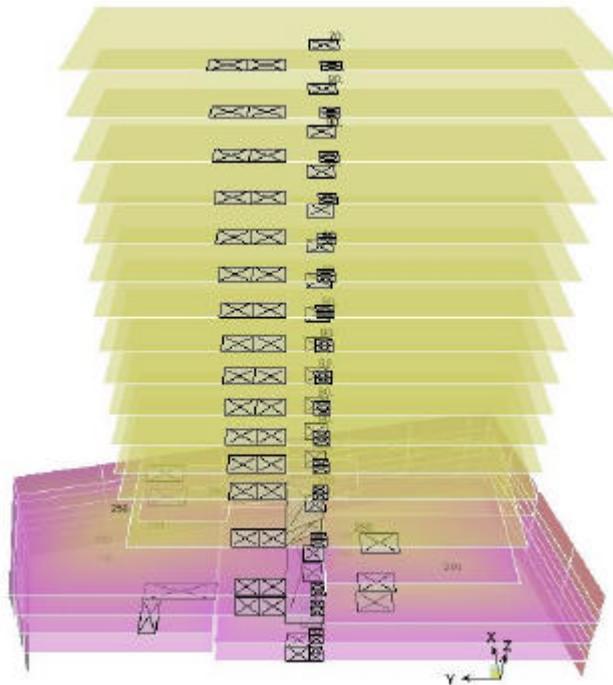


Figura 4.7. Modelo Matemático Tridimensional FIESTAINN.
Carga Viva Instantánea por Unidad de Área.

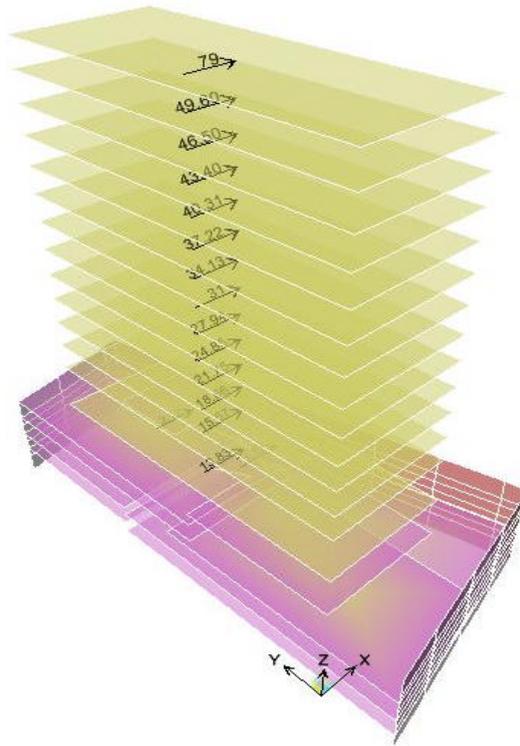


Figura 4.8. Modelo Matemático Tridimensional FIESTAINN.
Carga de Sismo en Dirección X (S_x).

La magnitud de las fuerzas sísmicas aplicadas en dirección "X" fueron determinadas a través del Método Estático pero no son de carácter definitivo, debido a que para su cálculo no se tomó en cuenta el Periodo Fundamental de Vibración de la estructura. Debemos recordar que estas fuerzas sólo sirvieron para la obtención de una armadura preliminar, sin embargo se calibrará posteriormente el modelo tomando en cuenta los parámetros pertinentes que el reglamento considera. Las fuerzas sísmicas en la otra dirección no fueron aplicadas al modelo por la simple razón de que se pretende en primer lugar verificar el comportamiento del modelo tridimensional en la dirección de las *Armaduras Alternadas*. El modelo matemático final contará con todas las solicitaciones pertinentes.

Generada toda la geometría del modelo tridimensional, las cargas verticales, las accidentales (condiciones de carga) y las condiciones de apoyo de cada uno de los elementos estructurales tales como: vigas continuas, largueros, contraventeos, diagonales, montantes, cuerdas de *Armaduras Alternadas*, así como muros de contención, etc., se procederá al análisis del modelo.

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

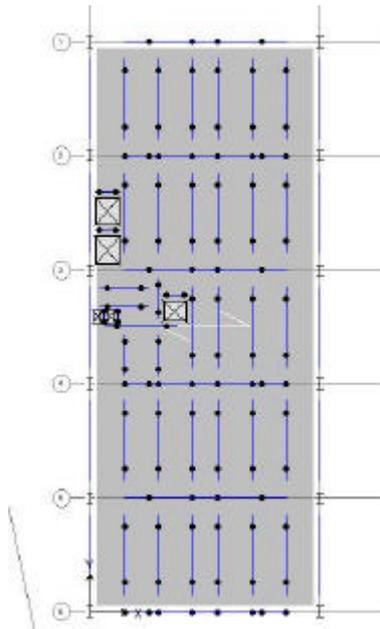


Figura 4.9. Planta Tipo Del Sistema De Armaduras Alternadas. Modelo FIESTAINN.

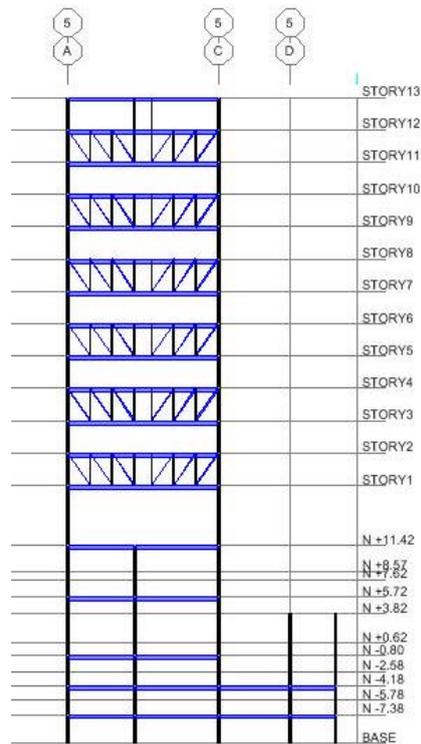


Figura 4.10. Elevación Tipo 1 Del Sistema De Armaduras Alternadas. Modelo FIESTAINN.

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

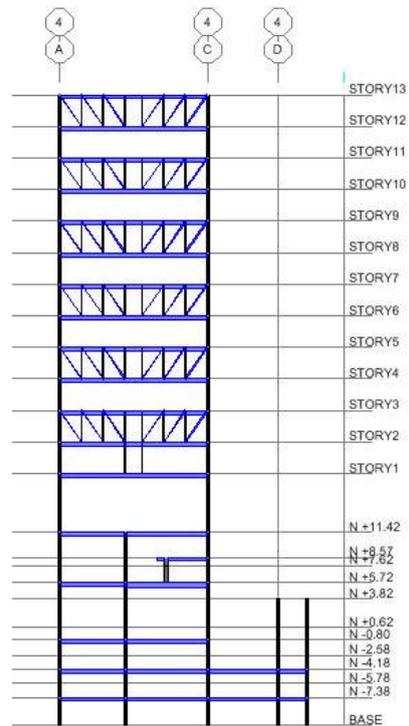


Figura 4.11. Elevación Tipo 2 Del Sistema De Armaduras Alternadas. Modelo FIESTAINN.

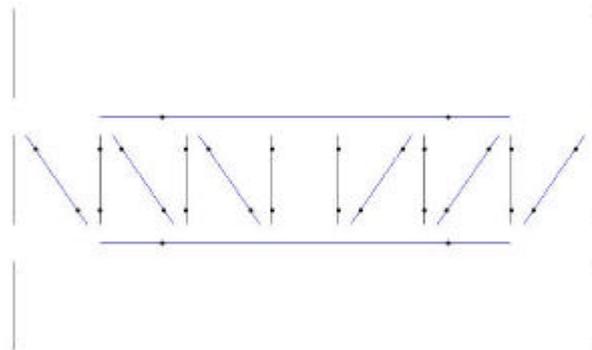


Figura 4.12. Configuración De Armadura Alternada Típica en Modelo FIESTAINN.

La revisión del modelo se realizará en tres partes fundamentales:

- Bajada de cargas verticales.
- Configuración real de diagramas de elementos mecánicos de cada elemento estructural bajo cargas verticales, así como de su deformación y desplazamiento (según sea el caso).

- Configuración real de diagramas de elementos mecánicos de cada elemento estructural bajo cargas accidentales, así como de su deformación y desplazamiento (según sea el caso).

Además se incluirá para el Análisis Modal Espectral:

- Modos de vibración.
- Revisión de masa traslacional.
- Porcentaje de participación de la masa.

Definidas las etapas de revisión aplicables para todos los modelos subsecuentes, se procederá a la correspondiente del modelo *FIESTAINN*.

A partir de los datos de salida del programa ETABS (*Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems*) versión 8.2.3., que se muestra a continuación, se verificarán las cargas por unidad de área aplicadas a cada planta del modelo, resumidas en la tabla siguiente:

ETABS v8.2.3 File: FIESTAINN Ton-m Units PAGE 10
agosto 1, 2004 0:02

S T O R Y F O R C E S

STORY	LOAD	LOCATION	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY13	CM	Top	388,77	0,00	0,00	0,000	8004,685	-3324,270
		Bottom	388,77	0,00	0,00	0,000	8004,685	-3324,270
STORY13	CV	Top	67,03	0,00	0,00	0,000	1380,118	-573,150
		Bottom	67,03	0,00	0,00	0,000	1380,118	-573,150
STORY13	CVI	Top	46,92	0,00	0,00	0,000	966,083	-401,205
		Bottom	46,92	0,00	0,00	0,000	966,083	-401,205
STORY13	AREA	Top	670,29	0,00	0,00	0,000	13801,181	-5731,500
		Bottom	670,29	0,00	0,00	0,000	13801,181	-5731,500
STORY12	CM	Top	616,67	0,00	0,00	0,000	12697,087	-5272,980
		Bottom	616,67	0,00	0,00	0,000	12697,087	-5272,980
STORY12	CV	Top	180,98	0,00	0,00	0,000	3726,319	-1547,505
		Bottom	180,98	0,00	0,00	0,000	3726,319	-1547,505
STORY12	CVI	Top	107,25	0,00	0,00	0,000	2208,189	-917,040
		Bottom	107,25	0,00	0,00	0,000	2208,189	-917,040
STORY12	AREA	Top	1340,58	0,00	0,00	0,000	27602,363	-11463,000
		Bottom	1340,58	0,00	0,00	0,000	27602,363	-11463,000
STORY11	CM	Top	844,57	0,00	0,00	0,000	17389,489	-7221,690
		Bottom	844,57	0,00	0,00	0,000	17389,489	-7221,690
STORY11	CV	Top	294,93	0,00	0,00	0,000	6072,520	-2521,860
		Bottom	294,93	0,00	0,00	0,000	6072,520	-2521,860
STORY11	CVI	Top	167,57	0,00	0,00	0,000	3450,295	-1432,875
		Bottom	167,57	0,00	0,00	0,000	3450,295	-1432,875
STORY11	AREA	Top	2010,87	0,00	0,00	0,000	41403,544	-17194,499
		Bottom	2010,87	0,00	0,00	0,000	41403,544	-17194,499
STORY10	CM	Top	1072,46	0,00	0,00	0,000	22081,890	-9170,400
		Bottom	1072,46	0,00	0,00	0,000	22081,890	-9170,400
STORY10	CV	Top	408,88	0,00	0,00	0,000	8418,721	-3496,215
		Bottom	408,88	0,00	0,00	0,000	8418,721	-3496,215
STORY10	CVI	Top	227,90	0,00	0,00	0,000	4692,402	-1948,710
		Bottom	227,90	0,00	0,00	0,000	4692,402	-1948,710

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

STORY10	AREA	Top	2681,16	0,00	0,00	0,000	55204,725	-22925,999
		Bottom	2681,16	0,00	0,00	0,000	55204,725	-22925,999
STORY9	CM	Top	1300,36	0,00	0,00	0,000	26774,292	-11119,110
		Bottom	1300,36	0,00	0,00	0,000	26774,292	-11119,110
STORY9	CV	Top	522,83	0,00	0,00	0,000	10764,921	-4470,570
		Bottom	522,83	0,00	0,00	0,000	10764,921	-4470,570
STORY9	CVI	Top	288,22	0,00	0,00	0,000	5934,508	-2464,545
		Bottom	288,22	0,00	0,00	0,000	5934,508	-2464,545
STORY9	AREA	Top	3351,45	0,00	0,00	0,000	69005,907	-28657,499
		Bottom	3351,45	0,00	0,00	0,000	69005,907	-28657,499
STORY8	CM	Top	1528,26	0,00	0,00	0,000	31466,693	-13067,819
		Bottom	1528,26	0,00	0,00	0,000	31466,693	-13067,819
STORY8	CV	Top	636,78	0,00	0,00	0,000	13111,122	-5444,925
		Bottom	636,78	0,00	0,00	0,000	13111,122	-5444,925
STORY8	CVI	Top	348,55	0,00	0,00	0,000	7176,614	-2980,380
		Bottom	348,55	0,00	0,00	0,000	7176,614	-2980,380
STORY8	AREA	Top	4021,74	0,00	0,00	0,000	82807,088	-34388,999
		Bottom	4021,74	0,00	0,00	0,000	82807,088	-34388,999
STORY7	CM	Top	1756,16	0,00	0,00	0,000	36159,095	-15016,529
		Bottom	1756,16	0,00	0,00	0,000	36159,095	-15016,529
STORY7	CV	Top	750,72	0,00	0,00	0,000	15457,323	-6419,280
		Bottom	750,72	0,00	0,00	0,000	15457,323	-6419,280
STORY7	CVI	Top	408,88	0,00	0,00	0,000	8418,721	-3496,215
		Bottom	408,88	0,00	0,00	0,000	8418,721	-3496,215
STORY7	AREA	Top	4692,03	0,00	0,00	0,000	96608,269	-40120,498
		Bottom	4692,03	0,00	0,00	0,000	96608,269	-40120,498
STORY6	CM	Top	1984,06	0,00	0,00	0,000	40851,497	-16965,239
		Bottom	1984,06	0,00	0,00	0,000	40851,497	-16965,239
STORY6	CV	Top	864,67	0,00	0,00	0,000	17803,524	-7393,635
		Bottom	864,67	0,00	0,00	0,000	17803,524	-7393,635
STORY6	CVI	Top	469,20	0,00	0,00	0,000	9660,827	-4012,050
		Bottom	469,20	0,00	0,00	0,000	9660,827	-4012,050
STORY6	AREA	Top	5362,32	0,00	0,00	0,000	110409,451	-45851,998
		Bottom	5362,32	0,00	0,00	0,000	110409,451	-45851,998
STORY5	CM	Top	2211,96	0,00	0,00	0,000	45543,898	-18913,949
		Bottom	2211,96	0,00	0,00	0,000	45543,898	-18913,949
STORY5	CV	Top	978,62	0,00	0,00	0,000	20149,725	-8367,990
		Bottom	978,62	0,00	0,00	0,000	20149,725	-8367,990
STORY5	CVI	Top	529,53	0,00	0,00	0,000	10902,933	-4527,885
		Bottom	529,53	0,00	0,00	0,000	10902,933	-4527,885
STORY5	AREA	Top	6032,61	0,00	0,00	0,000	124210,632	-51583,498
		Bottom	6032,61	0,00	0,00	0,000	124210,632	-51583,498
STORY4	CM	Top	2439,86	0,00	0,00	0,000	50236,300	-20862,659
		Bottom	2439,86	0,00	0,00	0,000	50236,300	-20862,659
STORY4	CV	Top	1092,57	0,00	0,00	0,000	22495,926	-9342,345
		Bottom	1092,57	0,00	0,00	0,000	22495,926	-9342,345
STORY4	CVI	Top	589,86	0,00	0,00	0,000	12145,040	-5043,720
		Bottom	589,86	0,00	0,00	0,000	12145,040	-5043,720
STORY4	AREA	Top	6702,90	0,00	0,00	0,000	138011,814	-57314,998
		Bottom	6702,90	0,00	0,00	0,000	138011,814	-57314,998
STORY3	CM	Top	2667,75	0,00	0,00	0,000	54928,702	-22811,369
		Bottom	2667,75	0,00	0,00	0,000	54928,702	-22811,369
STORY3	CV	Top	1206,52	0,00	0,00	0,000	24842,126	-10316,700
		Bottom	1206,52	0,00	0,00	0,000	24842,126	-10316,700
STORY3	CVI	Top	650,18	0,00	0,00	0,000	13387,146	-5559,555
		Bottom	650,18	0,00	0,00	0,000	13387,146	-5559,555
STORY3	AREA	Top	7373,19	0,00	0,00	0,000	151812,995	-63046,497
		Bottom	7373,19	0,00	0,00	0,000	151812,995	-63046,497
STORY2	CM	Top	2895,65	0,00	0,00	0,000	59621,103	-24760,079
		Bottom	2895,65	0,00	0,00	0,000	59621,103	-24760,079
STORY2	CV	Top	1320,47	0,00	0,00	0,000	27188,327	-11291,055
		Bottom	1320,47	0,00	0,00	0,000	27188,327	-11291,055
STORY2	CVI	Top	710,51	0,00	0,00	0,000	14629,252	-6075,390
		Bottom	710,51	0,00	0,00	0,000	14629,252	-6075,390

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

STORY2	AREA	Top	8043,48	0,00	0,00	0,000	165614,176	-68777,997
		Bottom	8043,48	0,00	0,00	0,000	165614,176	-68777,997
STORY1	CM	Top	3123,55	0,00	0,00	0,000	64313,505	-26708,789
		Bottom	3123,55	0,00	0,00	0,000	64313,505	-26708,789
STORY1	CV	Top	1434,42	0,00	0,00	0,000	29534,528	-12265,409
		Bottom	1434,42	0,00	0,00	0,000	29534,528	-12265,409
STORY1	CVI	Top	770,83	0,00	0,00	0,000	15871,359	-6591,225
		Bottom	770,83	0,00	0,00	0,000	15871,359	-6591,225
STORY1	AREA	Top	8713,77	0,00	0,00	0,000	179415,358	-74509,497
		Bottom	8713,77	0,00	0,00	0,000	179415,358	-74509,497
N +11.42	CM	Top	3411,95	0,00	0,00	0,000	70252,094	-29174,770
		Bottom	3411,95	0,00	0,00	0,000	70252,094	-29174,770
N +11.42	CV	Top	1602,10	0,00	0,00	0,000	32987,196	-13699,120
		Bottom	1602,10	0,00	0,00	0,000	32987,196	-13699,120
N +11.42	CVI	Top	891,56	0,00	0,00	0,000	18357,279	-7623,496
		Bottom	891,56	0,00	0,00	0,000	18357,279	-7623,496
N +11.42	AREA	Top	9384,47	0,00	0,00	0,000	193226,029	-80244,338
		Bottom	9384,47	0,00	0,00	0,000	193226,029	-80244,338
N +8.57	CM	Top	3429,20	0,00	0,00	0,000	70607,740	-29412,673
		Bottom	3429,20	0,00	0,00	0,000	70607,740	-29412,673
N +8.57	CV	Top	1618,86	0,00	0,00	0,000	33332,963	-13930,414
		Bottom	1618,86	0,00	0,00	0,000	33332,963	-13930,414
N +8.57	CVI	Top	903,54	0,00	0,00	0,000	18604,256	-7788,706
		Bottom	903,54	0,00	0,00	0,000	18604,256	-7788,706
N +8.57	AREA	Top	9432,37	0,00	0,00	0,000	194213,935	-80905,177
		Bottom	9432,37	0,00	0,00	0,000	194213,935	-80905,177
N +7.62	CM	Top	3470,56	0,00	0,00	0,000	72003,365	-29921,416
		Bottom	3470,56	0,00	0,00	0,000	72003,365	-29921,416
N +7.62	CV	Top	1659,08	0,00	0,00	0,000	34689,821	-14425,025
		Bottom	1659,08	0,00	0,00	0,000	34689,821	-14425,025
N +7.62	CVI	Top	932,26	0,00	0,00	0,000	19573,440	-8142,000
		Bottom	932,26	0,00	0,00	0,000	19573,440	-8142,000
N +7.62	AREA	Top	9547,28	0,00	0,00	0,000	198090,671	-82318,354
		Bottom	9547,28	0,00	0,00	0,000	198090,671	-82318,354
N +5.72	CM	Top	3597,64	0,00	0,00	0,000	73302,701	-30993,532
		Bottom	3597,64	0,00	0,00	0,000	73302,701	-30993,532
N +5.72	CV	Top	1776,12	0,00	0,00	0,000	35886,578	-15412,501
		Bottom	1776,12	0,00	0,00	0,000	35886,578	-15412,501
N +5.72	CVI	Top	1015,86	0,00	0,00	0,000	20428,267	-8847,340
		Bottom	1015,86	0,00	0,00	0,000	20428,267	-8847,340
N +5.72	AREA	Top	9881,68	0,00	0,00	0,000	201509,978	-85139,712
		Bottom	9881,68	0,00	0,00	0,000	201509,978	-85139,712
N +3.82	CM	Top	3826,03	0,00	0,00	0,000	82729,753	-33177,803
		Bottom	3826,03	0,00	0,00	0,000	82729,753	-33177,803
N +3.82	CV	Top	1986,48	0,00	0,00	0,000	44569,389	-17424,329
		Bottom	1986,48	0,00	0,00	0,000	44569,389	-17424,329
N +3.82	CVI	Top	1166,12	0,00	0,00	0,000	26630,274	-10284,360
		Bottom	1166,12	0,00	0,00	0,000	26630,274	-10284,360
N +3.82	AREA	Top	10482,72	0,00	0,00	0,000	226318,008	-90887,793
		Bottom	10482,72	0,00	0,00	0,000	226318,008	-90887,793
N +0.62	CM	Top	4093,56	0,00	0,00	0,000	93438,819	-36029,850
		Bottom	4093,56	0,00	0,00	0,000	93438,819	-36029,850
N +0.62	CV	Top	2232,89	0,00	0,00	0,000	54433,002	-20051,214
		Bottom	2232,89	0,00	0,00	0,000	54433,002	-20051,214
N +0.62	CVI	Top	1342,13	0,00	0,00	0,000	33675,712	-12160,707
		Bottom	1342,13	0,00	0,00	0,000	33675,712	-12160,707
N +0.62	AREA	Top	11186,75	0,00	0,00	0,000	254499,761	-98393,180
		Bottom	11186,75	0,00	0,00	0,000	254499,761	-98393,180
N -0.80	CM	Top	4269,86	0,00	0,00	0,000	94543,875	-37481,681
		Bottom	4269,86	0,00	0,00	0,000	94543,875	-37481,681
N -0.80	CV	Top	2395,28	0,00	0,00	0,000	55450,817	-21388,427
		Bottom	2395,28	0,00	0,00	0,000	55450,817	-21388,427
N -0.80	CVI	Top	1458,12	0,00	0,00	0,000	34402,723	-13115,859

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

		Bottom	1458,12	0,00	0,00	0,000	34402,723	-13115,859
N -0.80	AREA	Top	11650,70	0,00	0,00	0,000	257407,803	-102213,788
		Bottom	11650,70	0,00	0,00	0,000	257407,803	-102213,788
N -2.58	CM	Top	4415,33	0,00	0,00	0,000	101138,526	-39107,146
		Bottom	4415,33	0,00	0,00	0,000	101138,526	-39107,146
N -2.58	CV	Top	2512,58	0,00	0,00	0,000	60769,084	-22699,286
		Bottom	2512,58	0,00	0,00	0,000	60769,084	-22699,286
N -2.58	CVI	Top	1505,04	0,00	0,00	0,000	36530,030	-13640,202
		Bottom	1505,04	0,00	0,00	0,000	36530,030	-13640,202
N -2.58	AREA	Top	12119,93	0,00	0,00	0,000	278680,871	-107457,222
		Bottom	12119,93	0,00	0,00	0,000	278680,871	-107457,222
N -4.18	CM	Top	4749,00	0,00	0,00	0,000	105161,766	-43706,067
		Bottom	4749,00	0,00	0,00	0,000	105161,766	-43706,067
N -4.18	CV	Top	2781,68	0,00	0,00	0,000	64013,632	-26408,093
		Bottom	2781,68	0,00	0,00	0,000	64013,632	-26408,093
N -4.18	CVI	Top	1612,68	0,00	0,00	0,000	37827,849	-15123,725
		Bottom	1612,68	0,00	0,00	0,000	37827,849	-15123,725
N -4.18	AREA	Top	13196,31	0,00	0,00	0,000	291659,066	-122292,452
		Bottom	13196,31	0,00	0,00	0,000	291659,066	-122292,452
N -5.78	CM	Top	4903,86	0,00	0,00	0,000	112116,871	-45378,150
		Bottom	4903,86	0,00	0,00	0,000	112116,871	-45378,150
N -5.78	CV	Top	2906,56	0,00	0,00	0,000	69622,588	-27756,547
		Bottom	2906,56	0,00	0,00	0,000	69622,588	-27756,547
N -5.78	CVI	Top	1662,63	0,00	0,00	0,000	40071,431	-15663,107
		Bottom	1662,63	0,00	0,00	0,000	40071,431	-15663,107
N -5.78	AREA	Top	13695,84	0,00	0,00	0,000	314094,886	-127686,268
		Bottom	13695,84	0,00	0,00	0,000	314094,886	-127686,268
N -7.38	CM	Top	5238,15	0,00	0,00	0,000	116120,462	-49993,405
		Bottom	5238,15	0,00	0,00	0,000	116120,462	-49993,405
N -7.38	CV	Top	3176,15	0,00	0,00	0,000	72851,290	-31478,527
		Bottom	3176,15	0,00	0,00	0,000	72851,290	-31478,527
N -7.38	CVI	Top	1770,47	0,00	0,00	0,000	41362,912	-17151,899
		Bottom	1770,47	0,00	0,00	0,000	41362,912	-17151,899
N -7.38	AREA	Top	14774,19	0,00	0,00	0,000	327009,696	-142574,188
		Bottom	14774,19	0,00	0,00	0,000	327009,696	-142574,188

CARGAS POR UNIDAD DE ÁREA APLICADAS A PLANTAS DEL MODELO "FIESTAINN" OBTENIDAS DE ARCHIVOS DE SALIDA DEL PROGRAMA ETABS

NIVEL	ÁREA M ²	CM T/M ²	CV T/M ²	CV INS T/M ²
NIVEL 13	670.29	0.58	0.10	0.04
NIVEL 12	670.29	0.34	0.17	0.09
NIVEL 11	670.29	0.34	0.17	0.09
NIVEL 10	670.29	0.34	0.17	0.09
NIVEL 9	670.29	0.34	0.17	0.09
NIVEL 8	670.29	0.34	0.17	0.09
NIVEL 7	670.29	0.34	0.17	0.09
NIVEL 6	670.29	0.34	0.17	0.09
NIVEL 5	670.29	0.34	0.17	0.09
NIVEL 4	670.29	0.34	0.17	0.09
NIVEL 3	670.29	0.34	0.17	0.09
NIVEL 2	670.29	0.34	0.17	0.09

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

NIVEL 1	670.29	0.34	0.17	0.09
NIVEL +11.42	670.70	0.43	0.25	0.18
NIVEL +8.57	47.90	0.66	0.35	0.25
NIVEL +7.62	114.91	0.36	0.35	0.25
NIVEL +5.72	334.40	0.38	0.35	0.25
NIVEL +3.82	601.04	0.38	0.35	0.25
NIVEL +0.62	704.03	0.38	0.35	0.25
NIVEL -0.80	463.95	0.38	0.35	0.25
NIVEL -2.58	469.23	0.31	0.25	0.10
NIVEL -4.18	1076.38	0.31	0.25	0.10
NIVEL -5.78	499.53	0.31	0.25	0.10
NIVEL -7.38	1078.25	0.31	0.25	0.10

Una vez revisados los datos reportados por el programa y cerciorándose de que la bajada de cargas verticales coincide con los datos ingresados, se revisarán los diagramas de elementos mecánicos de los elementos estructurales bajo esta condición de carga. Es muy importante hacer esta primer revisión porque en algunas ocasiones puede errarse el valor del signo de las cargas, las unidades de éstas, su dirección, así como definir las para otras condiciones de cargas, entre otros errores comunes.

A continuación se muestran las configuraciones de diagramas de elementos mecánicos del modelo matemático tridimensional *FIESTAINN*, bajo la condición de carga vertical:

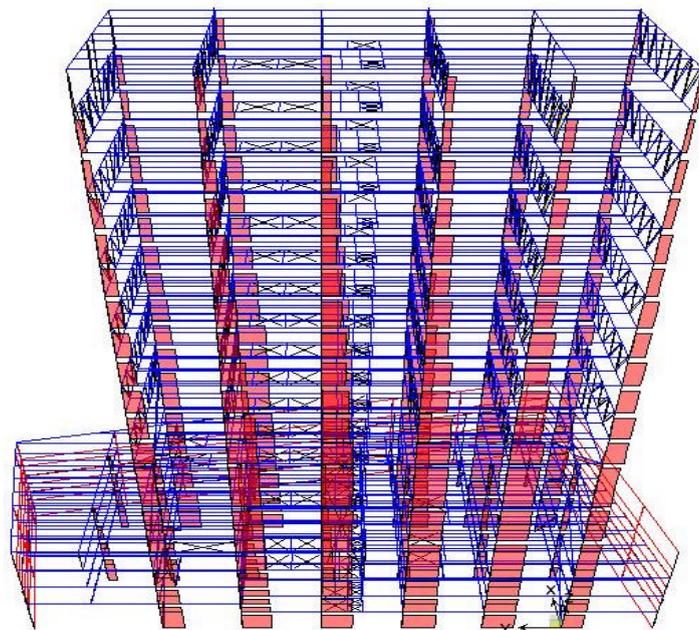


Figura 4.13. Diagrama de Cargas Axiales Bajo la Condición De Carga Muerta (CM) del Modelo FIESTAINN.

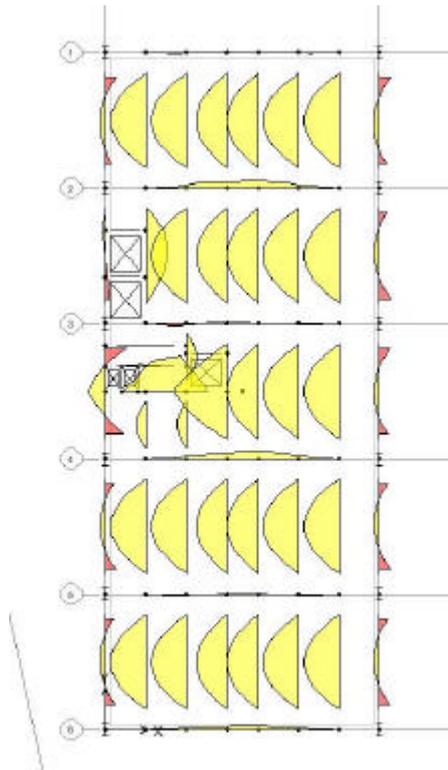


Figura 4.14. Diagrama de Momentos Flexionantes Bajo la Condición De Carga Muerta (CM) en Planta Tipo.
Modelo FIESTAINN.

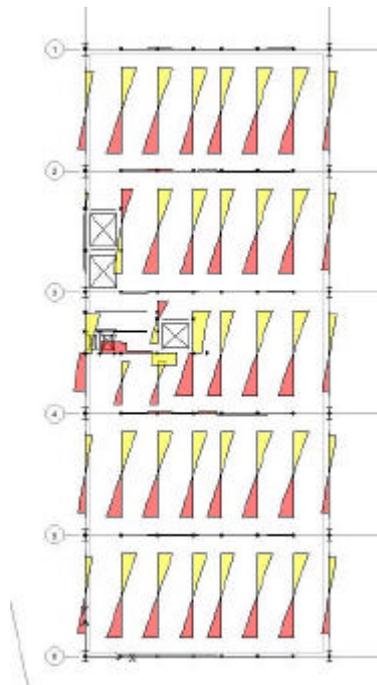


Figura 4.15. Diagrama de Fuerza Cortante Bajo la Condición De Carga Muerta (CM) en Planta Tipo.
Modelo FIESTAINN.

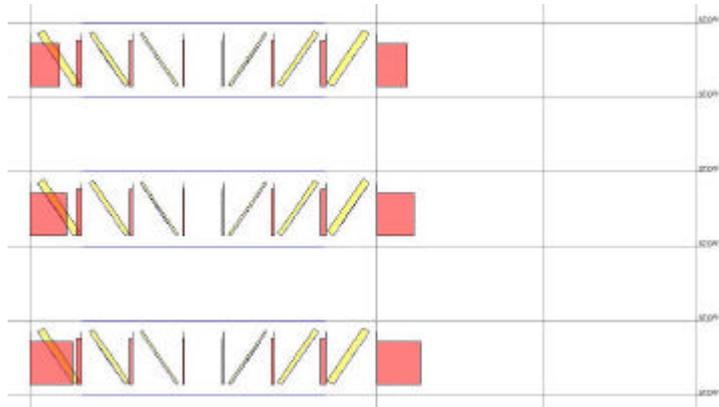


Figura 4.16. Diagrama de Cargas Axiales en Armaduras Alternadas en Elevación Eje 5 Bajo la Combinación 1. Modelo FIESTAINN.

A partir de la figura anterior se comenta lo siguiente:

- Las *Armaduras Alternadas* del modelo con área tributaria similar a la que se consideró en el capítulo anterior para el diseño de la armadura teórica, deberá reportar en sus elementos internos, cargas axiales iguales a las calculadas, la variación mostrada (± 1.05) respecto a los valores teóricos en diagonales y montantes (*Figura 3.19*) podrían considerarse aceptable, sin embargo para las cuerdas de las *Armaduras Alternadas*, las cargas axiales bajo esta condición son nulas (considerando que las cuerdas han sido desconectadas del diafragma), lo cual representa una diferencia importante en comparación a las obtenidas en forma manual. *Figura 4.17*.

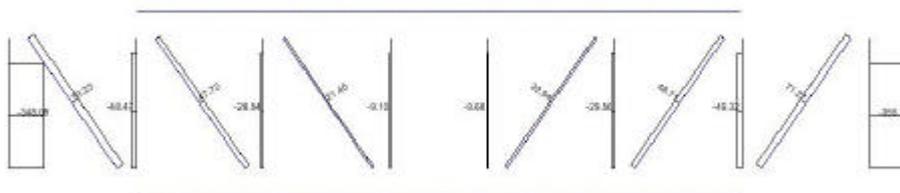


Figura 4.17. Diagrama de Cargas Axiales en Cuerda Superior e Inferior de Armadura Alternada en Elevación Eje 5 Bajo la Combinación 1. Modelo FIESTAINN.

- Existe también variación de la configuración del diagrama de momentos flexionantes de las cuerdas de las *Armaduras Alternadas* conforme a lo que se había supuesto primeramente (*Figura 3.22*), es decir, se idealizaron éstas como vigas continuas, sin embargo la armadura de manera global bajo esta condición, es una viga de gran peralte que se

podiera idealizar como una viga simplemente apoyada y por lo tanto el diagrama corresponde una viga ó trabe con esa configuración de carga y de apoyo (Figura 4.18), por lo tanto, el diagrama de fuerza cortante también será muy similar a una viga con cargas concentradas y articulada en sus extremos. Figura 4.19. Debemos mencionar que gran parte del efecto de las cargas soportadas por una armadura se traducen en cargas axiales en los elementos internos de ésta (diagonales y montantes) debido a la rigidez del sistema y por la misma configuración geométrica y disposición de los elementos que conforman este sistema particular de soporte (armaduras).

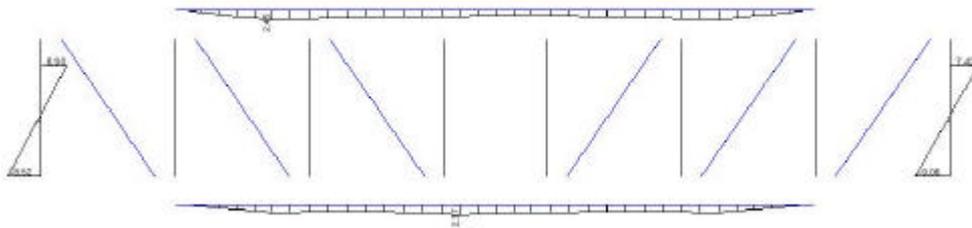


Figura 4.18. Diagrama de Momentos Flexionantes en Cuerda Superior e Inferior de Armadura Alternada en Elevación Eje 5 Bajo la Combinación 1. Modelo FIESTAINN.

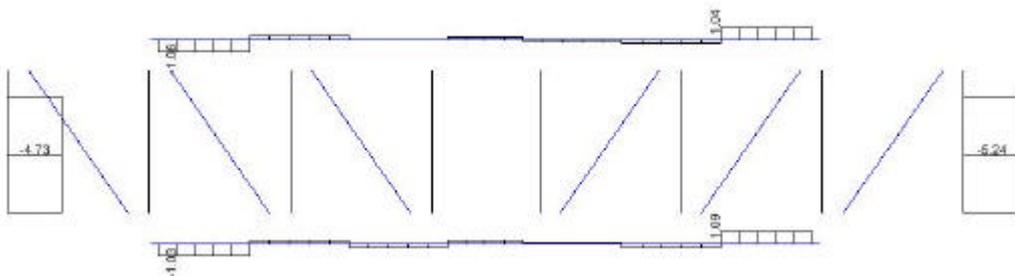


Figura 4.19. Diagrama de Fuerza Cortante en Cuerda Superior e Inferior de Armadura Alternada en Elevación Eje 5 Bajo la Combinación 1. Modelo FIESTAINN.

- Finalmente se muestra la deflexión al centro del claro de la armadura del modelo (Figura 4.20.), igual a 1.20 cm producida por las cargas verticales versus a la calculada en el capítulo anterior bajo la teoría de la Sección Compuesta igual a 1.13 cm, para la cual la variación puede considerarse aceptable al encontrarse en un rango no mayor al $\pm 10\%$ de tolerancia respecto al teórico.
- Puede verse además que al no existir cargas axiales en las cuerdas, no existen acortamientos ni alargamientos de éstas, lo cual se traduciría en deformación de las

columnas. Por lo tanto la deformación mostrada es producto de la deformación de la losa, no de las cuerdas.

Los comentarios finales respecto a estas discrepancias en los resultados de este modelo bajo esta combinación de carga, se añadirán a los correspondientes a la revisión de cargas accidentales, para tomar en consecuencia las medidas pertinentes que corrijan el comportamiento del edificio.

Apartir del análisis teórico descrito en el capítulo anterior se obtuvo para la *Armadura Alternada* de análisis, una serie de secciones para las cuerdas superior e inferior, diagonales y montantes, las cuales fueron asignadas a las 36 armaduras que componen al "Hotel Fiesta Inn". Esto se hizo con la finalidad de no alterar la distribución de las cargas accidentales por cuestión de diferencia de rigideces de las armaduras. La optimización del edificio será aplicada hasta obtener el modelo final.

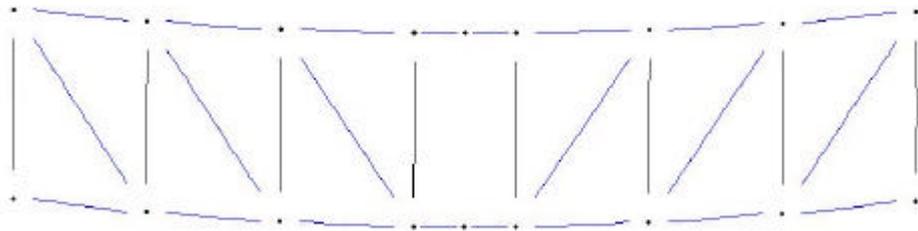


Figura 4.20. Deflexión al Centro del Claro de Armadura Alternada en Elevación Eje 5 Bajo la Combinación 1. Modelo FIESTAINN.

Se verificará que las cargas accidentales aplicadas (bajo la condición de carga denominada Sx) como fuerzas puntuales en el centro de masa de los diafragmas rígidos, sean transmitidas a todas las *Armaduras Alternadas*. La revisión se hará a partir del reporte de salida del programa ETABS, específicamente el referido a los cortantes de entrepiso:

TABS v8.2.3 File: FIESTAINN Ton-m Units PAGE 10
agosto 3, 2004 13:44

S T O R Y F O R C E S

STORY	LOAD	LOCATION	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY13	SX	Top	0,00	-79,00	0,00	1626,253	0,000	0,000
		Bottom	0,00	-79,00	0,00	1626,253	0,000	-284,400
STORY12	SX	Top	0,00	-128,60	0,00	2649,132	0,000	-284,400
		Bottom	0,00	-128,60	0,00	2649,132	0,000	-747,360
STORY11	SX	Top	0,00	-175,10	0,00	3607,831	0,000	-747,360
		Bottom	0,00	-175,10	0,00	3607,831	0,000	-1377,720

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

STORY10	SX	Top	0,00	-218,50	0,00	4502,615	0,000	-1377,720
		Bottom	0,00	-218,50	0,00	4502,615	0,000	-2164,320
STORY9	SX	Top	0,00	-258,81	0,00	5333,694	0,000	-2164,320
		Bottom	0,00	-258,81	0,00	5333,694	0,000	-3096,036
STORY8	SX	Top	0,00	-296,03	0,00	6101,064	0,000	-3096,036
		Bottom	0,00	-296,03	0,00	6101,064	0,000	-4161,744
STORY7	SX	Top	0,00	-330,16	0,00	6804,728	0,000	-4161,744
		Bottom	0,00	-330,16	0,00	6804,728	0,000	-5350,320
STORY6	SX	Top	0,00	-361,16	0,00	7443,859	0,000	-5350,320
		Bottom	0,00	-361,16	0,00	7443,859	0,000	-6650,496
STORY5	SX	Top	0,00	-389,10	0,00	8019,903	0,000	-6650,496
		Bottom	0,00	-389,10	0,00	8019,903	0,000	-8051,256
STORY4	SX	Top	0,00	-413,95	0,00	8532,239	0,000	-8051,256
		Bottom	0,00	-413,95	0,00	8532,239	0,000	-9541,476
STORY3	SX	Top	0,00	-435,70	0,00	8980,663	0,000	-9541,476
		Bottom	0,00	-435,70	0,00	8980,663	0,000	-11109,996
STORY2	SX	Top	0,00	-454,36	0,00	9365,283	0,000	-11109,996
		Bottom	0,00	-454,36	0,00	9365,283	0,000	-12745,692
STORY1	SX	Top	0,00	-469,93	0,00	9686,782	0,000	-12745,692
		Bottom	0,00	-469,93	0,00	9686,782	0,000	-15894,223
N +11.42	SX	Top	0,00	-483,76	0,00	9971,839	0,000	-15894,223
		Bottom	0,00	-483,76	0,00	9971,839	0,000	-17272,939
N +8.57	SX	Top	0,00	-487,53	0,00	10049,628	0,000	-17272,939
		Bottom	0,00	-487,53	0,00	10049,628	0,000	-17736,093
N +7.62	SX	Top	0,00	-489,65	0,00	10121,353	0,000	-17736,093
		Bottom	0,00	-489,65	0,00	10121,353	0,000	-18666,428
N +5.72	SX	Top	0,00	-489,65	0,00	10121,353	0,000	-18666,428
		Bottom	0,00	-489,65	0,00	10121,353	0,000	-19596,763
N +3.82	SX	Top	0,00	-489,65	0,00	10121,353	0,000	-19596,763
		Bottom	0,00	-489,65	0,00	10121,353	0,000	-21163,643
N +0.62	SX	Top	0,00	-489,65	0,00	10121,353	0,000	-21163,643
		Bottom	0,00	-489,65	0,00	10121,353	0,000	-21858,946
N -0.80	SX	Top	0,00	-489,65	0,00	10121,353	0,000	-21858,946
		Bottom	0,00	-489,65	0,00	10121,353	0,000	-22730,523
N -2.58	SX	Top	0,00	-489,65	0,00	10121,353	0,000	-22730,523
		Bottom	0,00	-489,65	0,00	10121,353	0,000	-23513,962
N -4.18	SX	Top	0,00	-489,65	0,00	10121,353	0,000	-23513,962
		Bottom	0,00	-489,65	0,00	10121,353	0,000	-24297,402
N -5.78	SX	Top	0,00	-489,65	0,00	10121,353	0,000	-24297,402
		Bottom	0,00	-489,65	0,00	10121,353	0,000	-25080,842
N -7.38	SX	Top	0,00	-489,65	0,00	10121,353	0,000	-25080,842
		Bottom	0,00	-489,65	0,00	10121,353	0,000	-26647,722

Puede observarse del listado, que el cortante de entrepiso referido al *Story 2* (Nivel 2) igual a *454.36 Ton*, correspondiente al último nivel donde se tiene el *Sistema de Armaduras Alternadas*, es el mismo que se consideró para la obtención de la armadura preliminar. Esto significa que las fuerzas sísmicas consideradas, están transfiriéndose y distribuyéndose a través de las armaduras gracias a la labor de diafragma rígido que ejerce el sistema de piso (*Figura 4.21.*). Este cortante deberá ser resistido por las tres armaduras de ese nivel, sin embargo la presencia de los huecos de los elevadores así como la excentricidad natural debido al arreglo alternado de las armaduras tenderán a distribuir de manera diferente ese cortante para cada armadura.

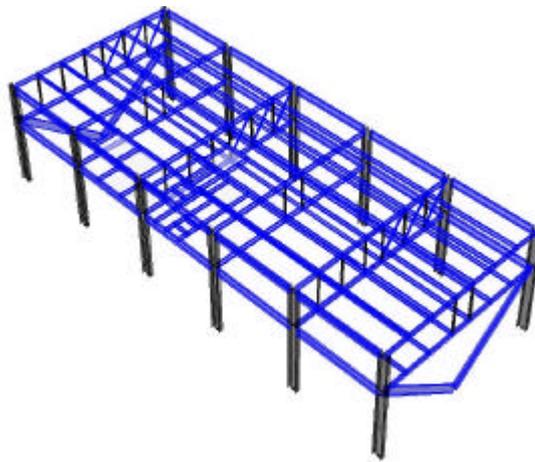


Figura 4.21. Armaduras Alternadas del Entrepiso 1 (Nivel 1 y 2) del Modelo FIESTAINN.

La proyección horizontal de las cargas axiales de las diagonales de las tres armaduras deberá ser igual al cortante de entrepiso considerado. *Figura 4.22.,4.23.,4.24.*

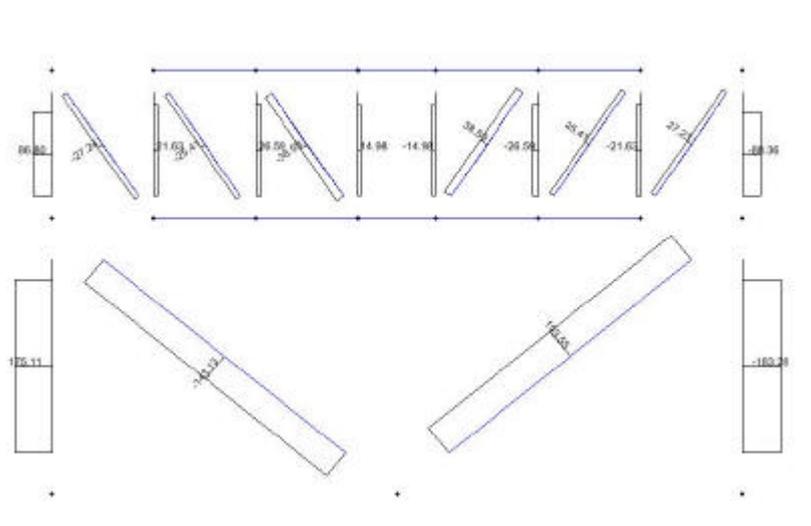


Figura 4.22. Cargas Axiales en Armadura Alternada de Elevación Eje 1 del Entrepiso 1 del Modelo FIESTAINN. Bajo la condición de carga S_x .

$$V_{RESIST1} = (2) (2.47/4.366)(27.24+25.41+38.59) \sim 103.23 T$$

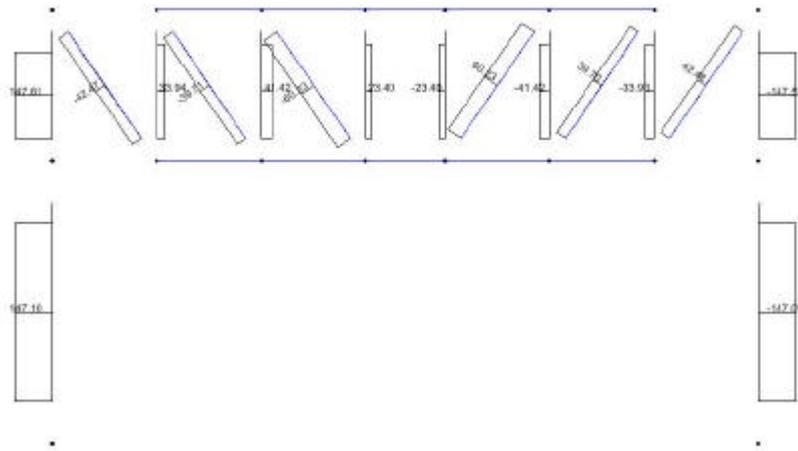


Figura 4.23. Cargas Axiales en Armadura Alternada de Elevación Eje 3 del Entrepiso 1 del Modelo FIESTAINN. Bajo la condición de carga Sx.

$$V_{RESIST3} = (2) (2.47/4.366)(42.47+39.71+60.23) \sim 161.13 T$$

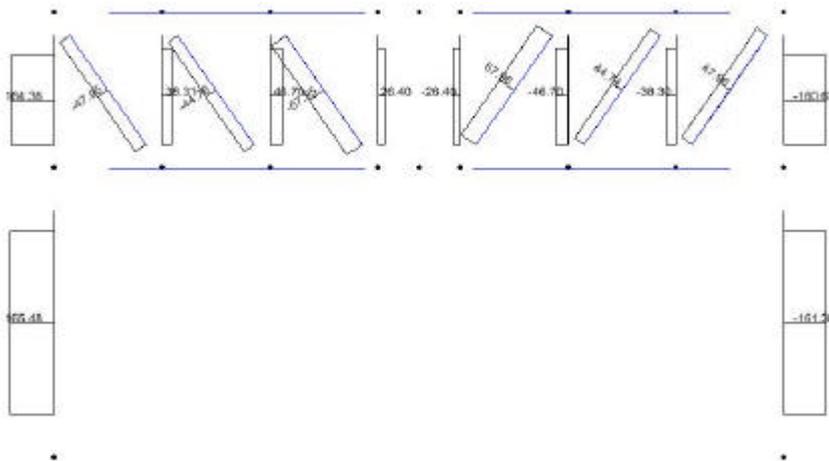


Figura 4.24. Cargas Axiales en Armadura Alternada de Elevación Eje 5 del Entrepiso 1 del Modelo FIESTAINN. Bajo la condición de carga Sx.

$$V_{RESIST5} = (2) (2.47/4.366)(47.95+44.76+67.95) \sim 181.78 T$$

Por lo tanto:

$$V_{RESIST1} + V_{RESIST3} + V_{RESIST5} = 103.23 + 161.13 + 181.78 \sim 446.14 T$$

Donde:

$V_{RESIST 1}$; Cortante resistido por la Armadura Alternada del Eje 1 de entrepiso 1, igual a la sumatoria de las proyecciones horizontales de la carga axial de las diagonales.

$V_{RESIST 3}$; Cortante resistido por la Armadura Alternada del Eje 3 de entrepiso 1, igual a la sumatoria de las proyecciones horizontales de la carga axial de las diagonales.

$V_{RESIST 5}$; Cortante resistido por la Armadura Alternada del Eje 5 de entrepiso 1, igual a la sumatoria de las proyecciones horizontales de la carga axial de las diagonales.

Sin embargo:

$$V_{RESIST 1} + V_{RESIST 3} + V_{RESIST 5} = V_{ENTREPISO 1}$$

$$446.14 T \sim 454.36 T$$

$$\%INT = 446.14/454.36 \sim 0.981$$

La diferencia entre ambos valores estriba en que una parte mínima del cortante de entrepiso, lo toman las columnas traducido en fuerza cortante en su sección transversal.

Para la revisión de las cargas axiales y momentos flexionantes en las armaduras del modelo bajo la condición de Carga Accidental se considerará lo siguiente:

- La armadura analizada en el capítulo anterior fue diseñada en forma manual con una fuerza cortante de 182 T. La armadura que más se le parece a esa, es la correspondiente a la armadura del Eje 5 del Entrepiso 1 del modelo, con una fuerza cortante de 181.78 T. Se puede pensar entonces que todos los elementos mecánicos de la *Armadura Alternada* del modelo tendrán una diferencia en un intervalo de ± 0.99 respecto a los valores obtenidos de la armadura teórica.

Al observar la comparación de valores de elementos mecánicos entre armaduras (*Figura 3.17 vs Figura 4.25, Figura 3.18 vs Figura 4.24.*), la diferencia oscila en no más de $\pm 10\%$, que representa un comportamiento óptimo en la transferencia del cortante de los elementos internos de la armadura (montantes y diagonales), sin embargo nuevamente los valores reportados en referencia a cargas axiales en la cuerda superior e inferior presentan discrepancias considerables.

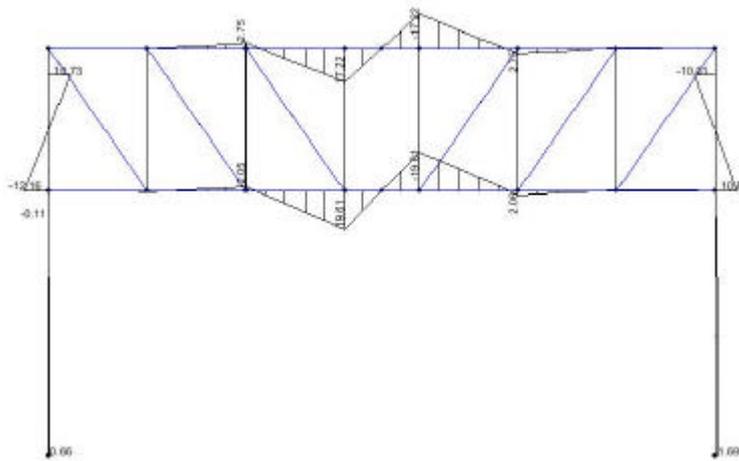


Figura 4.25. Momentos Flexionantes en Cuerda Superior e Inferior de Armadura Alternada de Elevación Eje 5 del Entrepiso 1 del Modelo FIESTAINN bajo la condición de carga S_x .

Parte final de la revisión de la *Armadura Alternada* bajo Cargas Accidentales, es la deformación lateral de ésta. (Ver *Figura 4.26*). Debe existir una distorsión significativa del Panel Vierendeel debido a la acción y reacción (sentidos opuestos) de las fuerzas cortantes que están sobre la armadura y que equilibran al sistema manifestándose además en una doble curvatura en la configuración deformada de las columnas, aunado a la inexistencia de un elemento rigidizante central como es una diagonal, pero no es así. Del modelo se obtiene finalmente una distorsión relativa de entrepiso de 0.006 que corresponde a la mitad del valor teórico obtenido (cálculo manual), el cual ya es cuestionable para el análisis.

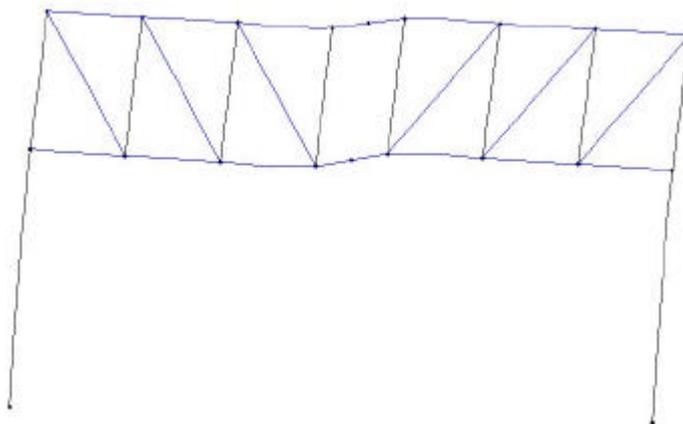


Figura 4.26. Configuración Deformada de Armadura Alternada de Elevación Eje 5 del Entrepiso 1 del Modelo FIESTAINN. Bajo la condición de carga S_x .

Todas estas variaciones en los valores numéricos de carga axial en las cuerdas de las *Armaduras Alternadas* así como la deformación bajo las dos condiciones de servicio, pueden ser producto de la interacción del único elemento que no se consideró en la parte teórica y que es la aportación de la rigidez del sistema de piso, por lo que se generará un modelo matemático tridimensional con la característica principal de no tener elementos losa, para verificar si la influencia de la existencia del sistema de piso es la que altera los resultados.

Antes de finalizar la revisión del Modelo "*FIESTAINN*" se presentará información relativa al Análisis Modal Espectral que será útil para la calibración del modelo matemático final del "Hotel Fiesta Inn". Dentro de la información requerida se encuentra, el espectro de diseño, con el cual se podrá obtener los modos de vibración de la estructura, así como el reporte de la masa traslacional y el porcentaje de participación de la masa bajo la acción sísmica.

Es de esperarse que el primer modo de vibrar de la estructura sea en la dirección "y", debido a que la dirección longitudinal del edificio es menos rígida respecto a la dirección opuesta "x" (transversal) donde están colocadas las *Armaduras Alternadas*.

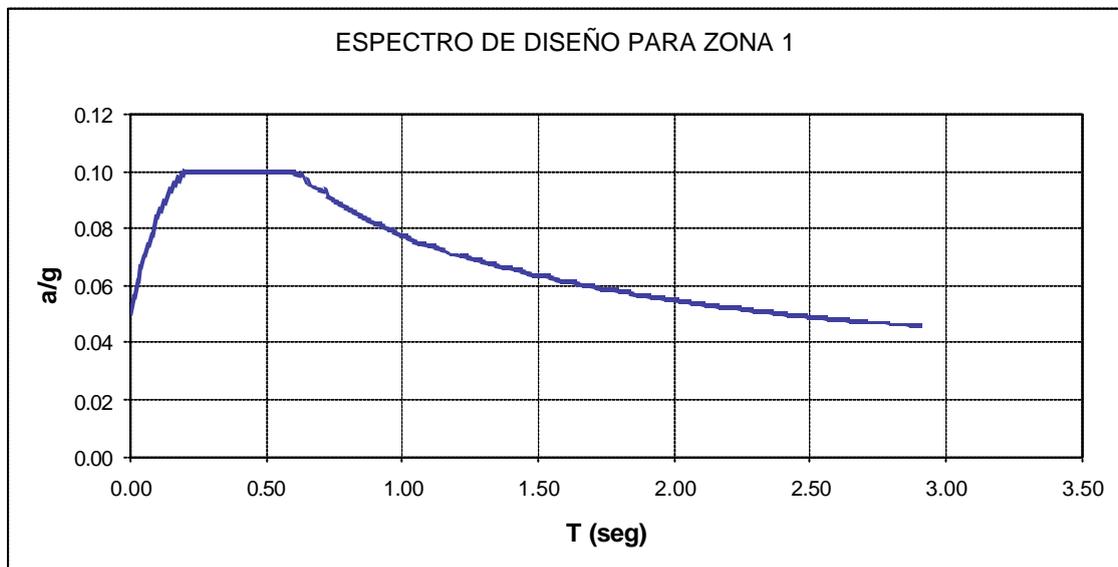


Figura 4.27. Espectro de Diseño Correspondiente a la Zona I (Lomas) con $Q=1.6$.
Modelo FIESTAINN.

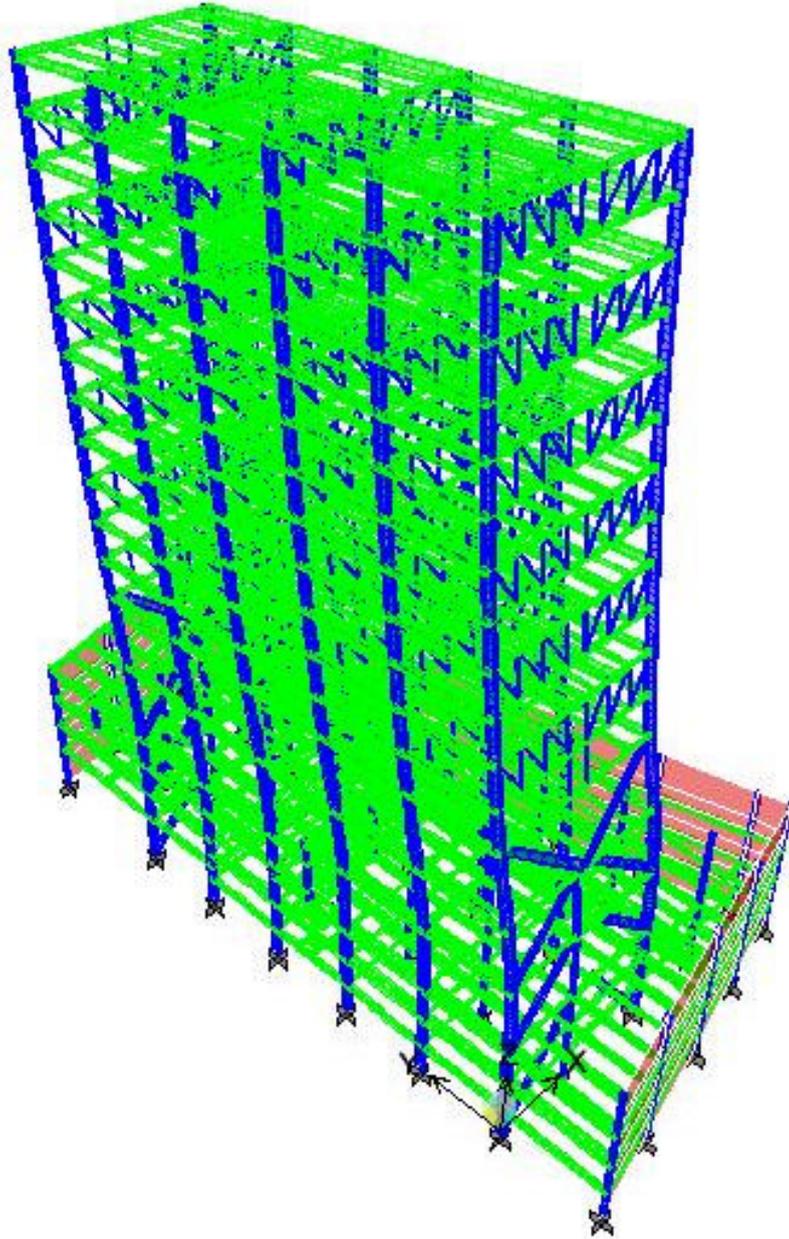


Figura 4.28. Primer Modo de Vibración en Dirección "Y" de Carácter Traslacional con Periodo de $T = 2.95$ seg.
Modelo FIESTAINN.

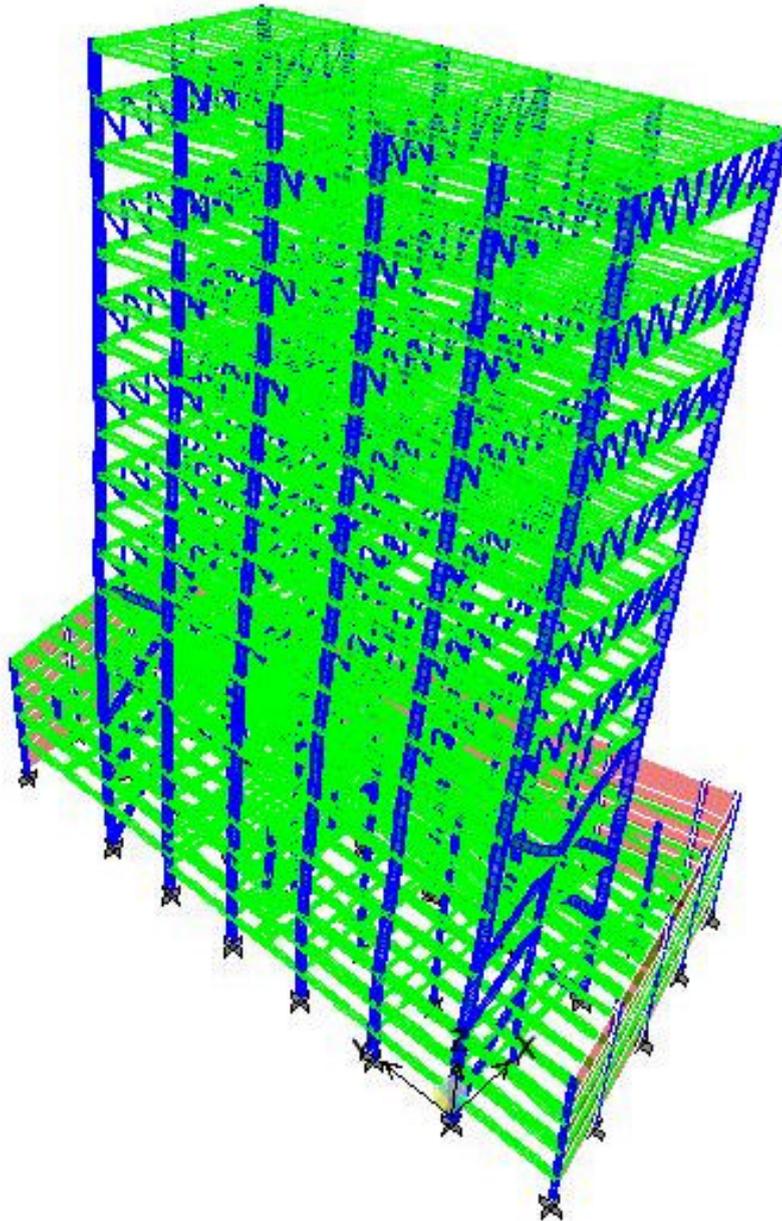


Figura 4.29. Segundo Modo de Vibración en Dirección "X" de Carácter Traslacional con Periodo de $T = 1.95$ seg.
Modelo FIESTAINN.

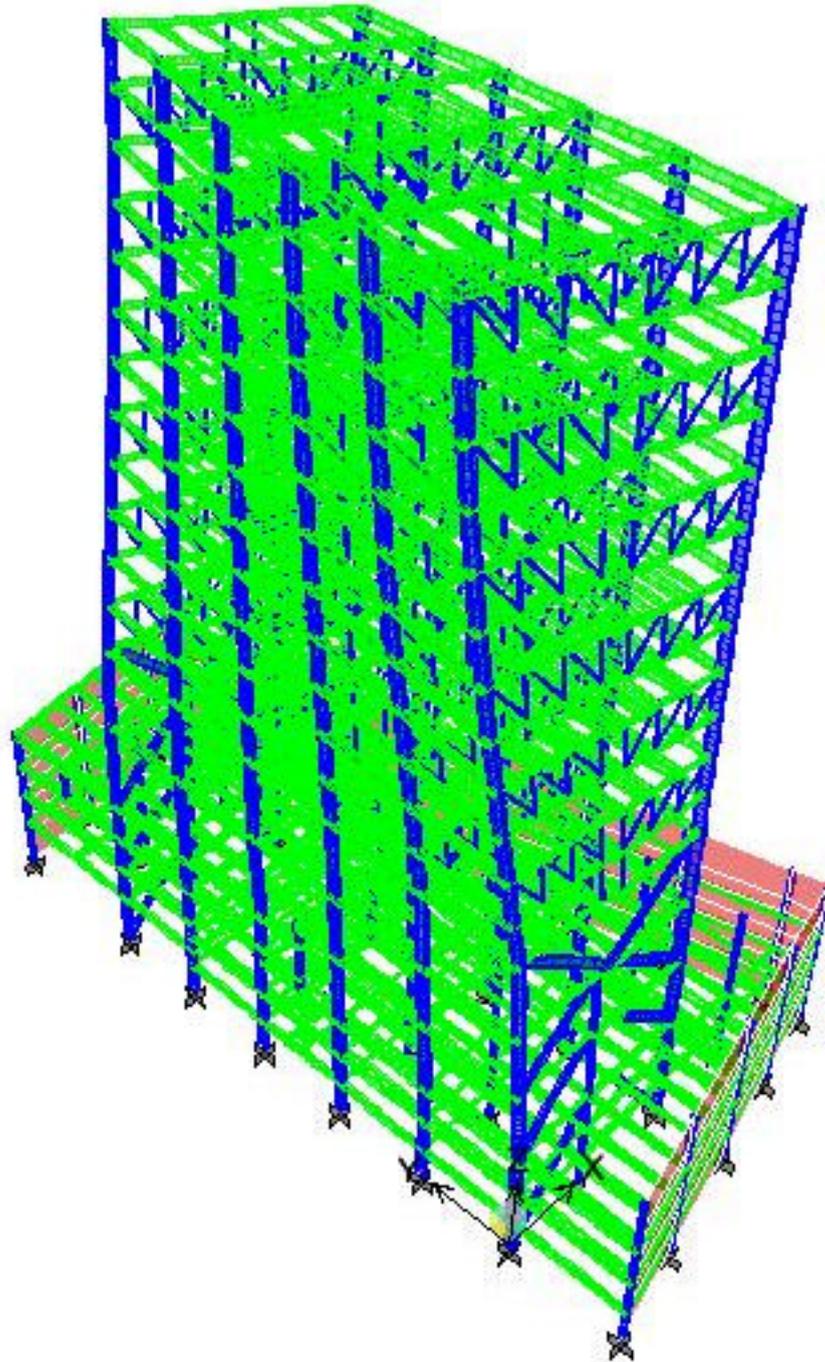


Figura 4.30. Tercer Modo de Vibración de Carácter Rotacional con Periodo de $T = 1.47$ seg.
Modelo FIESTAINN.

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

Program ETABS Version 8.1.6BET

File:FIESTAINN.OUT

Page
1

C O N S T R A I N T C O O R D I N A T E S A N D M A S S E S

CONS 1 ===== TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3

LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER

GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3
X	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000

TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA

	U1	U2	U3	R1	R2	R3
	48.719423	48.719423	.000000	.000000	.000000	8981.891

CENTER OF MASS

GLOBAL	U1	U2	U3
X	8.525759	8.525759	6.825608
Y	20.585478	20.585478	21.492321
Z	71.900000	71.900000	71.900000

CONS 2 ===== TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3

LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER

GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3
X	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000

TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA

	U1	U2	U3	R1	R2	R3
	34.543214	34.543214	.000000	.000000	.000000	6469.335

CENTER OF MASS

GLOBAL	U1	U2	U3
X	8.510446	8.510446	6.825380
Y	20.622571	20.622571	21.492874
Z	68.300000	68.300000	68.300000

CONS 3 ===== TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3

LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER

GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3
X	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000

TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA

	U1	U2	U3	R1	R2	R3
	34.499140	34.499140	.000000	.000000	.000000	6460.430

Program ETABS Version 8.1.6BET

File:FIESTAINN.OUT

Page
2

C O N S T R A I N T C O O R D I N A T E S A N D M A S S E S

CENTER OF MASS

GLOBAL	U1	U2	U3
X	8.510694	8.510694	6.825383
Y	20.617182	20.617182	21.492794
Z	64.700000	64.700000	64.700000

CONS 4 ===== TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3

LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER

GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3
X	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000

TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA

	U1	U2	U3	R1	R2	R3
	34.499391	34.499391	.000000	.000000	.000000	6460.441

CENTER OF MASS

GLOBAL	U1	U2	U3
X	8.510650	8.510650	6.825383
Y	20.617138	20.617138	21.492793
Z	61.100000	61.100000	61.100000

CONS 5 ===== TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3

LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER

GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3
X	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000

TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

	U1	U2	U3	R1	R2	R3
	34.499140	34.499140	.000000	.000000	.000000	6460.430
	CENTER OF MASS					
GLOBAL	U1	U2	U3			
X	8.510694	8.510694	6.825383			
Y	20.617182	20.617182	21.492794			
Z	57.500000	57.500000	57.500000			
CONS	6 ===== TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3					
	LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER					
GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3
X	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000
Program ETABS Version 8.1.6BET			File:PIESTAINN.OUT			
			Page 3			

C O N S T R A I N T C O O R D I N A T E S A N D M A S S E S

	TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA					
	U1	U2	U3	R1	R2	R3
	34.499391	34.499391	.000000	.000000	.000000	6460.441
	CENTER OF MASS					
GLOBAL	U1	U2	U3			
X	8.510650	8.510650	6.825383			
Y	20.617138	20.617138	21.492793			
Z	53.900000	53.900000	53.900000			
CONS	7 ===== TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3					
	LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER					
GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3
X	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000
	TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA					
	U1	U2	U3	R1	R2	R3
	34.499140	34.499140	.000000	.000000	.000000	6460.430
	CENTER OF MASS					
GLOBAL	U1	U2	U3			
X	8.510694	8.510694	6.825383			
Y	20.617182	20.617182	21.492794			
Z	50.300000	50.300000	50.300000			
CONS	8 ===== TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3					
	LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER					
GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3
X	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000
	TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA					
	U1	U2	U3	R1	R2	R3
	34.499391	34.499391	.000000	.000000	.000000	6460.441
	CENTER OF MASS					
GLOBAL	U1	U2	U3			
X	8.510650	8.510650	6.825383			
Y	20.617138	20.617138	21.492793			
Z	46.700000	46.700000	46.700000			
Program ETABS Version 8.1.6BET			File:PIESTAINN.OUT			
			Page 4			

C O N S T R A I N T C O O R D I N A T E S A N D M A S S E S

CONS	9 ===== TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3					
	LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER					
GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3
X	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000
	TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA					
	U1	U2	U3	R1	R2	R3
	34.499140	34.499140	.000000	.000000	.000000	6460.430
	CENTER OF MASS					
GLOBAL	U1	U2	U3			
X	8.510694	8.510694	6.825383			
Y	20.617182	20.617182	21.492794			
Z	43.100000	43.100000	43.100000			
CONS	10 ===== TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3					

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER

GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3
X	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000

TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA

	U1	U2	U3	R1	R2	R3
	34.499391	34.499391	.000000	.000000	.000000	6460.441

CENTER OF MASS

GLOBAL	U1	U2	U3
X	8.510650	8.510650	6.825383
Y	20.617138	20.617138	21.492793
Z	39.500000	39.500000	39.500000

CONS 11 ===== TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3

LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER

GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3
X	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000

TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA

	U1	U2	U3	R1	R2	R3
	34.499140	34.499140	.000000	.000000	.000000	6460.430

Program ETABS Version 8.1.6BET File:PIESTAINN.OUT
Page 5

C O N S T R A I N T C O O R D I N A T E S A N D M A S S E S

CENTER OF MASS

GLOBAL	U1	U2	U3
X	8.510694	8.510694	6.825383
Y	20.617182	20.617182	21.492794
Z	35.900000	35.900000	35.900000

CONS 12 ===== TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3

LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER

GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3
X	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000

TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA

	U1	U2	U3	R1	R2	R3
	34.540702	34.540702	.000000	.000000	.000000	6468.846

CENTER OF MASS

GLOBAL	U1	U2	U3
X	8.510457	8.510457	6.825380
Y	20.612032	20.612032	21.492717
Z	32.300000	32.300000	32.300000

CONS 13 ===== TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3

LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER

GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3
X	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000

TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA

	U1	U2	U3	R1	R2	R3
	35.078815	35.078815	.000000	.000000	.000000	6701.821

CENTER OF MASS

GLOBAL	U1	U2	U3
X	8.508038	8.508038	6.825344
Y	20.648579	20.648579	21.493262
Z	28.700000	28.700000	28.700000

CONS 14 ===== TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3

LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER

GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3
X	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000

Program ETABS Version 8.1.6BET File:PIESTAINN.OUT
Page 6

C O N S T R A I N T C O O R D I N A T E S A N D M A S S E S

TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA

	U1	U2	U3	R1	R2	R3
	47.870871	47.870871	.000000	.000000	.000000	8987.662

CENTER OF MASS

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

GLOBAL U1 U2 U3
 X 8.508695 8.508695 6.975981
 Y 20.611510 20.611510 21.164450
 Z 22.000000 22.000000 22.000000

CONS 15 ===== TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3

LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER
 GLOBAL U1 U2 U3 R1 R2 R3
 X 1.000000 .000000 .000000 1.000000 .000000 .000000
 Y .000000 1.000000 .000000 .000000 1.000000 .000000
 Z .000000 .000000 1.000000 .000000 .000000 1.000000

TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA
 U1 U2 U3 R1 R2 R3
 3.360501 3.360501 .000000 .000000 .000000 47.571019

CENTER OF MASS
 GLOBAL U1 U2 U3
 X 13.857492 13.857492 13.087613
 Y 20.633765 20.633765 20.719717
 Z 19.150000 19.150000 19.150000

CONS 16 ===== TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3

LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER
 GLOBAL U1 U2 U3 R1 R2 R3
 X 1.000000 .000000 .000000 1.000000 .000000 .000000
 Y .000000 1.000000 .000000 .000000 1.000000 .000000
 Z .000000 .000000 1.000000 .000000 .000000 1.000000

TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA
 U1 U2 U3 R1 R2 R3
 9.063639 9.063639 .000000 .000000 .000000 346.222364

CENTER OF MASS
 GLOBAL U1 U2 U3
 X 12.348253 12.348253 12.353896
 Y 33.832206 33.832206 34.018009
 Z 18.200000 18.200000 18.200000

Program ETABS Version 8.1.6BET File:PIESTAINN.OUT
 Page 7

C O N S T R A I N T C O O R D I N A T E S A N D M A S S E S

CONS 17 ===== TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3

LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER
 GLOBAL U1 U2 U3 R1 R2 R3
 X 1.000000 .000000 .000000 1.000000 .000000 .000000
 Y .000000 1.000000 .000000 .000000 1.000000 .000000
 Z .000000 .000000 1.000000 .000000 .000000 1.000000

TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA
 U1 U2 U3 R1 R2 R3
 24.769111 24.769111 .000000 .000000 .000000 1845.833

CENTER OF MASS
 GLOBAL U1 U2 U3
 X 8.451379 8.451379 8.523895
 Y 10.415229 10.415229 13.249892
 Z 16.300000 16.300000 16.300000

Program ETABS Version 8.1.6BET File:PIESTAINN.OUT
 Page 8

Program ETABS Version 8.1.6BET File:PIESTAINN.OUT
 Page 10

T O T A L A S S E M B L E D J O I N T M A S S E S

IN GLOBAL COORDINATES
 UX UY UZ RX RY RZ
 TOTAL 846.920290 846.920290 .000000 .000000 .000000 97993.099

T O T A L A C C E L E R A T E D M A S S A N D L O C A T I O N

TOTAL MASS ACTIVATED BY ACCELERATION LOADS, IN GLOBAL COORDINATES

UX UY UZ
 MASS 845.544795 845.544795 .000000
 X-LOC 9.561330 9.561330 .000000
 Y-LOC 22.703641 22.703641 .000000
 Z-LOC 32.876754 32.876754 .000000

Program ETABS Version 8.1.6BET File:PIESTAINN.OUT
 Page

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

27

MODAL PERIODS AND FREQUENCIES

MODE	PERIOD (TIME)	FREQUENCY (CYC/TIME)	FREQUENCY (RAD/TIME)	EIGENVALUE (RAD/TIME)**2
1	2.953149	0.338622	2.127622	4.526777
2	1.951953	0.512307	3.218922	10.361458
3	1.470723	0.679937	4.272173	18.251463
4	0.908666	1.100515	6.914739	47.813614
5	0.588753	1.698506	10.672025	113.892118
6	0.495595	2.017776	12.678063	160.733277
7	0.433633	2.306099	14.489646	209.949838
8	0.400978	2.493903	15.669658	245.538170
9	0.397318	2.516877	15.814004	250.082709
10	0.384182	2.602933	16.354713	267.476641
11	0.357747	2.795272	17.563215	308.466521
12	0.332022	3.011852	18.924022	358.118594
13	0.278368	3.592362	22.571474	509.471423
14	0.262087	3.815523	23.973637	574.735267
15	0.254712	3.925997	24.667765	608.498636
16	0.210002	4.761859	29.919643	895.185009
17	0.202427	4.940062	31.039324	963.439612
18	0.190941	5.237220	32.906422	1082.833
19	0.182598	5.476509	34.409919	1184.043
20	0.182263	5.486591	34.473266	1188.406
21	0.179010	5.586294	35.099723	1231.991
22	0.175152	5.709324	35.872738	1286.853
23	0.169280	5.907363	37.117059	1377.676
24	0.161026	6.210186	39.019752	1522.541
25	0.153025	6.534861	41.059743	1685.902
26	0.150895	6.627136	41.639526	1733.850
27	0.138367	7.227168	45.409638	2062.035
28	0.136184	7.343025	46.137584	2128.677
29	0.134748	7.421242	46.629040	2174.267
30	0.127928	7.816892	49.114982	2412.281
31	0.127455	7.845912	49.297320	2430.226
32	0.122449	8.166667	51.312683	2632.991
33	0.122220	8.181987	51.408938	2642.879
34	0.119765	8.349679	52.462579	2752.322
35	0.118631	8.429470	52.963920	2805.177
36	0.115840	8.632582	54.240110	2941.990
37	0.113778	8.789033	55.223126	3049.594
38	0.112546	8.885278	55.827851	3116.749
39	0.107166	9.331290	58.630227	3437.504
40	0.104017	9.613839	60.405533	3648.828

Program ETABS Version 8.1.6BET

File:FIESTAINN.OUT
Page
28

MODAL PARTICIPATION FACTORS

FOR UNIT ACCELERATION LOADS IN GLOBAL COORDINATES

MODE	PERIOD	UX	UY	UZ
1	2.953149	0.591243	-21.522755	.000000
2	1.951953	21.317779	0.172402	.000000
3	1.470723	2.324106	0.096750	.000000
4	0.908666	0.286762	-6.758601	.000000
5	0.588753	10.806621	-1.239021	.000000
6	0.495595	-0.701662	-4.784120	.000000
7	0.433633	-2.164649	0.389510	.000000
8	0.400978	-0.286813	-0.012281	.000000
9	0.397318	-0.300416	-0.022903	.000000
10	0.384182	-0.278621	0.015830	.000000
11	0.357747	5.505145	-5.292804	.000000
12	0.332022	5.447604	3.258699	.000000
13	0.278368	-2.917297	3.474563	.000000
14	0.262087	2.936399	4.024322	.000000
15	0.254712	-3.373021	-1.005602	.000000
16	0.210002	1.314039	-2.570845	.000000
17	0.202427	-2.544720	-5.025603	.000000
18	0.190941	-0.439792	0.896171	.000000
19	0.182598	0.333942	-3.358960	.000000
20	0.182263	0.887770	-3.614164	.000000
21	0.179010	-1.388009	-1.405030	.000000
22	0.175152	-5.693413	-8.307779	.000000
23	0.169280	0.555973	0.726970	.000000
24	0.161026	1.268762	0.914282	.000000
25	0.153025	-0.776845	-0.575491	.000000
26	0.150895	1.722585	1.533791	.000000
27	0.138367	-1.348047	-0.607208	.000000
28	0.136184	4.954256	-2.464443	.000000
29	0.134748	0.587960	0.258521	.000000
30	0.127928	0.536679	-0.504126	.000000
31	0.127455	0.096922	0.029664	.000000
32	0.122449	-1.841836	0.726219	.000000
33	0.122220	-1.010407	1.261616	.000000
34	0.119765	-2.816977	2.776923	.000000
35	0.118631	0.443757	-0.674166	.000000
36	0.115840	0.236949	1.237704	.000000
37	0.113778	-2.322358	1.596561	.000000
38	0.112546	2.327166	-0.858452	.000000

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

39 0.107166 0.606626 1.345471 .000000
 40 0.104017 3.353976 3.028834 .000000

Program ETABS Version 8.1.6BET

File:FIESTAINN.OUT

Page
29

MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS

MODE	PERIOD	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	2.953149	0.0413	54.7847	0.0000	0.0413	54.7847	0.0000
2	1.951953	53.7461	0.0035	0.0000	53.7875	54.7882	0.0000
3	1.470723	0.6388	0.0011	0.0000	54.4263	54.7893	0.0000
4	0.908666	0.0097	5.4023	0.0000	54.4360	60.1916	0.0000
5	0.588753	13.8116	0.1816	0.0000	68.2476	60.3731	0.0000
6	0.495595	0.0582	2.7069	0.0000	68.3058	63.0800	0.0000
7	0.433633	0.5542	0.0179	0.0000	68.8600	63.0980	0.0000
8	0.400978	0.0097	0.0000	0.0000	68.8697	63.0980	0.0000
9	0.397318	0.0107	0.0001	0.0000	68.8804	63.0980	0.0000
10	0.384182	0.0092	0.0000	0.0000	68.8896	63.0981	0.0000
11	0.357747	3.5843	3.3131	0.0000	72.4738	66.4112	0.0000
12	0.332022	3.5097	1.2559	0.0000	75.9836	67.6671	0.0000
13	0.278368	1.0065	1.4278	0.0000	76.9901	69.0948	0.0000
14	0.262087	1.0197	1.9154	0.0000	78.0099	71.0102	0.0000
15	0.254712	1.3456	0.1196	0.0000	79.3554	71.1298	0.0000
16	0.210002	0.2042	0.7817	0.0000	79.5596	71.9114	0.0000
17	0.202427	0.7658	2.9870	0.0000	80.3255	74.8985	0.0000
18	0.190941	0.0229	0.0950	0.0000	80.3483	74.9935	0.0000
19	0.182598	0.0132	1.3344	0.0000	80.3615	76.3278	0.0000
20	0.182263	0.0932	1.5448	0.0000	80.4547	77.8726	0.0000
21	0.179010	0.2278	0.2335	0.0000	80.6826	78.1061	0.0000
22	0.175152	3.8336	8.1627	0.0000	84.5162	86.2688	0.0000
23	0.169280	0.0366	0.0625	0.0000	84.5528	86.3313	0.0000
24	0.161026	0.1904	0.0989	0.0000	84.7432	86.4302	0.0000
25	0.153025	0.0714	0.0392	0.0000	84.8145	86.4693	0.0000
26	0.150895	0.3509	0.2782	0.0000	85.1655	86.7476	0.0000
27	0.138367	0.2149	0.0436	0.0000	85.3804	86.7912	0.0000
28	0.136184	2.9028	0.7183	0.0000	88.2832	87.5095	0.0000
29	0.134748	0.0409	0.0079	0.0000	88.3241	87.5174	0.0000
30	0.127928	0.0341	0.0301	0.0000	88.3581	87.5474	0.0000
31	0.127455	0.0011	0.0001	0.0000	88.3593	87.5475	0.0000
32	0.122449	0.4012	0.0624	0.0000	88.7605	87.6099	0.0000
33	0.122220	0.1207	0.1882	0.0000	88.8812	87.7981	0.0000
34	0.119765	0.9385	0.9120	0.0000	89.8197	88.7101	0.0000
35	0.118631	0.0233	0.0538	0.0000	89.8430	88.7639	0.0000
36	0.115840	0.0066	0.1812	0.0000	89.8496	88.9451	0.0000
37	0.113778	0.6379	0.3015	0.0000	90.4875	89.2465	0.0000
38	0.112546	0.6405	0.0872	0.0000	91.1280	89.3337	0.0000
39	0.107166	0.0435	0.2141	0.0000	91.1715	89.5478	0.0000
40	0.104017	1.3304	1.0850	0.0000	92.5019	90.6327	0.0000

Program ETABS Version 8.1.6BET

File:FIESTAINN.OUT

Page
30

MODAL LOAD PARTICIPATION RATIOS

LOAD, ACC, OR LINK/DEF (TYPE)	STATIC (PERCENT)	DYNAMIC (PERCENT)	EFFECTIVE PERIOD
LOAD CM	0.0763 ->	0.0000<- (*) SEE NOTE	0.021623
LOAD CV	0.1119 ->	0.0000<- (*) SEE NOTE	0.026661
LOAD CVI	0.1288 ->	0.0000<- (*) SEE NOTE	0.027331
LOAD PP	0.1416 ->	0.6276<- (*) SEE NOTE	0.017651
LOAD AREA	0.0759 ->	0.0000<- (*) SEE NOTE	0.022064
LOAD SX	99.9998	99.8180	1.949695
LOAD SX1	99.9996	99.7951	1.949389
LOAD SY1	100.0000	99.9866	2.951566
LOAD DUMMY	0.0759 ->	0.0000<- (*) SEE NOTE	0.022064
ACC UX	99.9879	92.5019	1.924342
ACC UY	99.9897	90.6327	2.934229
ACC UZ	0.0000	0.0000	-INFINITY-
ACC RX	99.9999	99.8027	2.952543
ACC RY	99.9997	99.7122	1.949162
ACC RZ	495.7202	62.3022	12.175144

(*) NOTE: DYNAMIC LOAD PARTICIPATION RATIO EXCLUDES LOAD APPLIED TO NON-MASS DEGREES OF FREEDOM

Program ETABS Version 8.1.6BET

File:FIESTAINN.OUT

Page
31

GLOBAL FORCE BALANCE

TOTAL FORCE AND MOMENT AT THE ORIGIN, IN GLOBAL COORDINATES

LOADCM	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	-5238.146	-116120.462	49993.405	.000000
INERTIA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
REACTNS	-8.77E-11	-6.13E-10	5238.146	116120.462	-49993.405	-5.48E-09

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

CONSTRS	8.96E-12	8.45E-11	.000000	-7.18E-10	4.52E-10	4.13E-09
TOTAL	-7.87E-11	-5.28E-10	8.17E-10	5.26E-08	-1.63E-08	-1.35E-09

LOADCV -----

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	-3176.149	-72851.290	31478.527	.000000
INERTIA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
REACTNS	-6.64E-11	-4.75E-10	3176.149	72851.290	-31478.527	-5.02E-09
CONSTRS	6.46E-12	1.16E-10	.000000	-1.48E-09	3.30E-10	4.57E-09
TOTAL	-6.00E-11	-3.59E-10	1.22E-09	7.52E-08	-2.37E-08	-4.47E-10

LOADCVI -----

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	-1770.466	-41362.912	17151.899	.000000
INERTIA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
REACTNS	-3.34E-11	-2.92E-10	1770.466	41362.912	-17151.899	-4.14E-09
CONSTRS	3.83E-12	1.00E-10	.000000	-1.37E-09	2.02E-10	3.80E-09
TOTAL	-2.95E-11	-1.92E-10	7.23E-10	4.45E-08	-1.41E-08	-3.44E-10

LOADPP -----

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	-2.64E-15	.000000	-1327.232	-31821.295	12580.165	5.26E-14
INERTIA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
REACTNS	-3.25E-11	-2.17E-10	1327.232	31821.295	-12580.165	-2.14E-09
CONSTRS	3.23E-12	5.49E-11	.000000	-7.51E-10	1.58E-10	2.21E-09
TOTAL	-2.93E-11	-1.62E-10	5.24E-10	3.25E-08	-1.02E-08	6.83E-11

Program ETABS Version 8.1.6BET

File:PIESTAINN.OUT

Page
32

GLOBAL FORCE BALANCE

TOTAL FORCE AND MOMENT AT THE ORIGIN, IN GLOBAL COORDINATES

LOADAREA -----

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	-14774.191	-327009.696	142574.188	.000000
INERTIA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
REACTNS	-2.63E-10	-1.73E-09	14774.191	327009.696	-142574.188	-1.33E-08
CONSTRS	3.24E-11	1.99E-10	.000000	-1.47E-09	1.66E-09	1.03E-08
TOTAL	-2.31E-10	-1.53E-09	2.54E-09	1.63E-07	-5.00E-08	-3.02E-09

LOADSX -----

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	489.650000	.000000	.000000	.000000	26647.723	-10121.353
INERTIA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
REACTNS	-489.650000	8.43E-10	1.09E-08	6.53E-07	-26647.723	10121.353
CONSTRS	-3.65E-10	-3.27E-09	.000000	4.82E-08	-1.75E-08	-6.70E-08
TOTAL	1.03E-09	-2.43E-09	1.09E-08	7.01E-07	-2.17E-07	-8.43E-08

LOADSX1 -----

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	277.430000	.000000	.000000	.000000	15446.713	-5718.797
INERTIA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
REACTNS	-277.430000	5.60E-10	6.19E-09	3.70E-07	-15446.713	5718.797
CONSTRS	-3.09E-10	-1.93E-09	.000000	2.82E-08	-1.71E-08	-4.28E-08
TOTAL	4.82E-10	-1.37E-09	6.19E-09	3.98E-07	-1.31E-07	-4.96E-08

LOADSY1 -----

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	267.860000	.000000	-14913.754	.000000	2280.291
INERTIA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
REACTNS	8.16E-10	-267.860000	2.58E-08	14913.754	-4.85E-07	-2280.291
CONSTRS	2.33E-11	-1.05E-09	.000000	4.25E-08	1.00E-09	-1.51E-07
TOTAL	8.39E-10	1.11E-09	2.58E-08	1.53E-06	-4.84E-07	-3.36E-08

Program ETABS Version 8.1.6BET

File:PIESTAINN.OUT

Page
33

GLOBAL FORCE BALANCE

TOTAL FORCE AND MOMENT AT THE ORIGIN, IN GLOBAL COORDINATES

LOADDUMMY -----

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	-14774.191	-327009.696	142574.188	.000000
INERTIA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

REACTNS	-2.63E-10	-1.73E-09	14774.191	327009.696	-142574.188	-1.33E-08
CONSTRS	3.24E-11	1.99E-10	.000000	-1.47E-09	1.66E-09	1.03E-08
TOTAL	-2.31E-10	-1.53E-09	2.54E-09	1.63E-07	-5.00E-08	-3.02E-09

Con la presentación del archivo de salida del programa ETABS referente al análisis dinámico se finaliza la revisión del modelo "FIESTAINN ", prosiguiendo con la generación del modelo matemático tridimensional carente de losas de piso, para determinar la procedencia de la variación de elementos mecánicos en las cuerdas de las *Armaduras Alternadas*.

4.1.2. FIESTA INN_AUX.

El modelo matemático denominado "FIESTAINN_AUX ", será el que cumpla con esa característica. Este tendrá la sola finalidad de ser revisado bajo cargas verticales. La ausencia de diafragmas rígidos impide el análisis bajo cargas accidentales (aunque las cargas sísmicas pueden ingresarse como cargas puntuales tal y como se hizo en el análisis manual). Es menester comentar que se le realizaron ciertas modificaciones para simplificar su revisión, las cuales se enlistan a continuación:

- Se eliminaron los huecos de los elevadores.
- No hay cargas de fachadas.
- No hay ningún tipo de cargas que representen la acción sísmica.
- Se discretizó la carga por unidad de área, en carga por unidad de longitud sobre los elementos secundarios (largueros) y los de borde en función de su ancho tributario.

Las condiciones de carga, combinaciones y resistencias de los materiales que constituirán al edificio no sufrieron modificación.

A continuación se muestra el listado de bajadas de cargas para la condición de Carga Muerta (CM) más Carga Viva (CV) generado por el programa ETABS, y a partir de este archivo de salida se determinará la carga por unidad de área considerada para la estructura secundaria (largueros) y las trabes de borde en función de su ancho tributario.

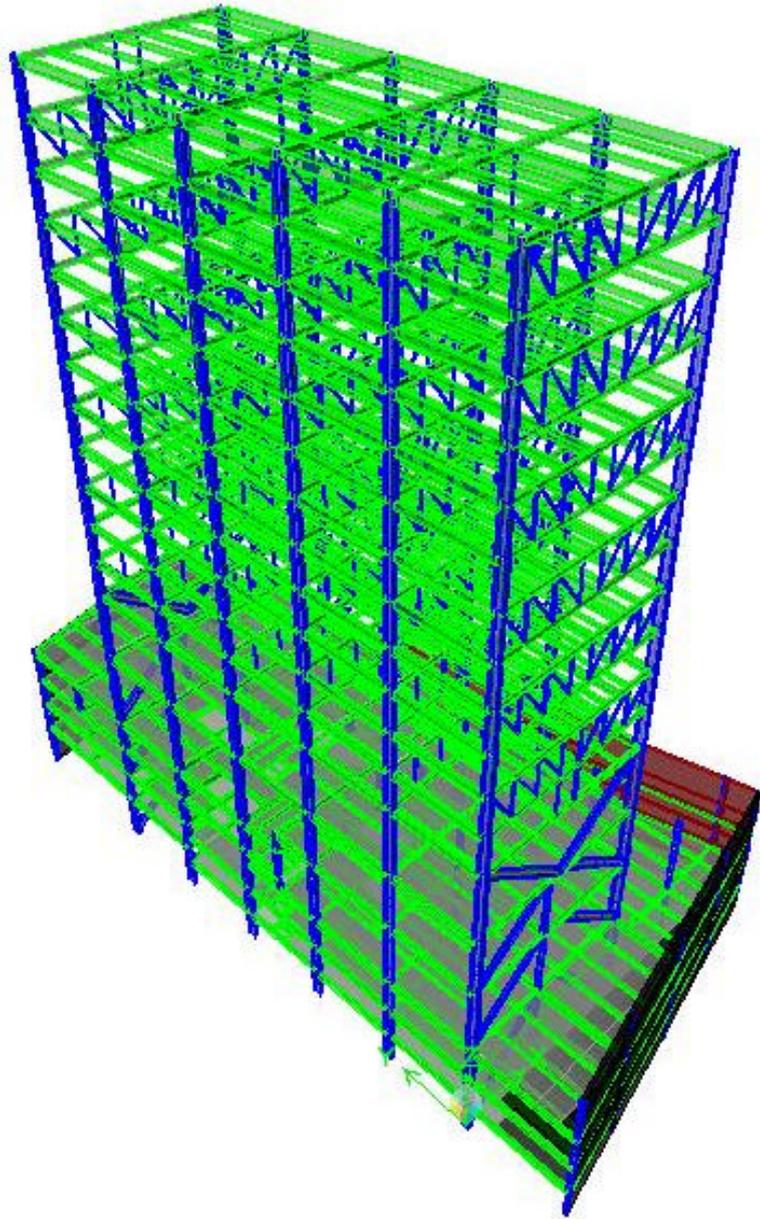


Figura 4.31. Modelo Matemático Tridimensional FIESTAINN_AUX.

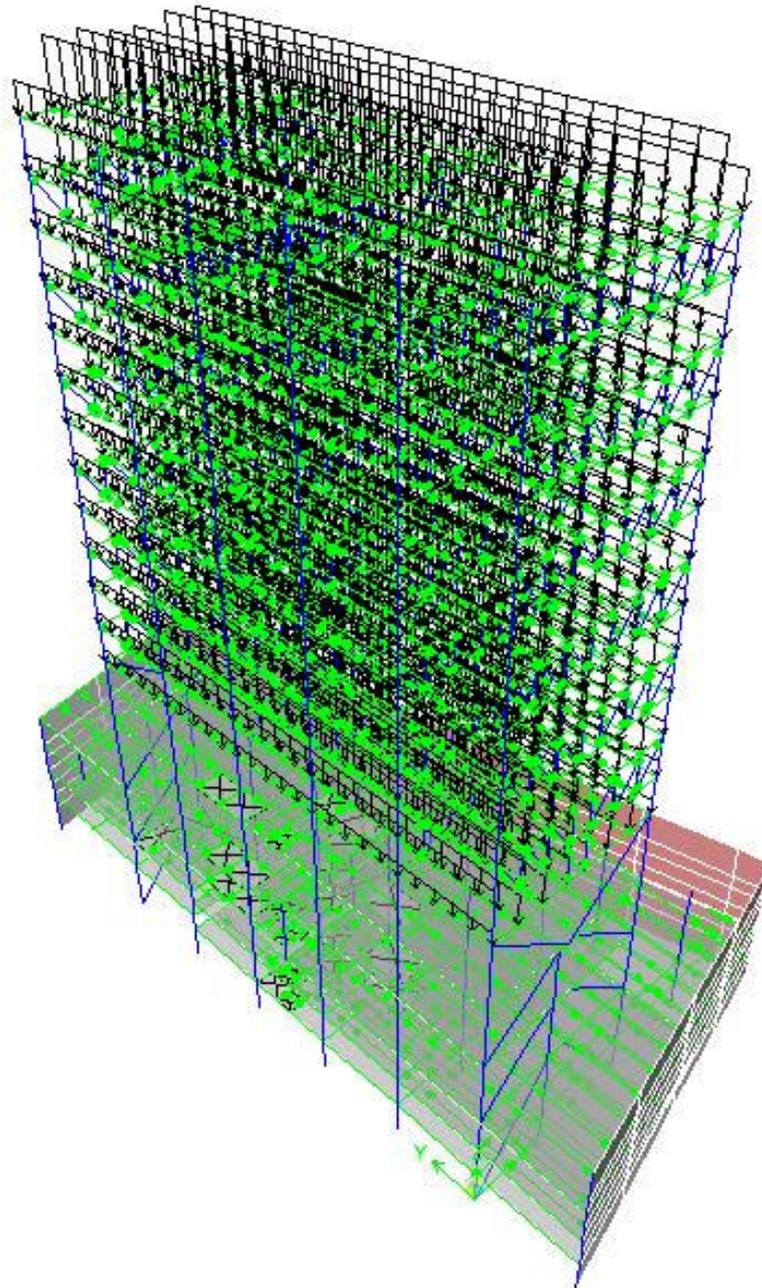


Figura 4.32. Modelo Matemático Tridimensional FIESTAINN_AUX.
Carga Muerta por Unidad de Longitud.

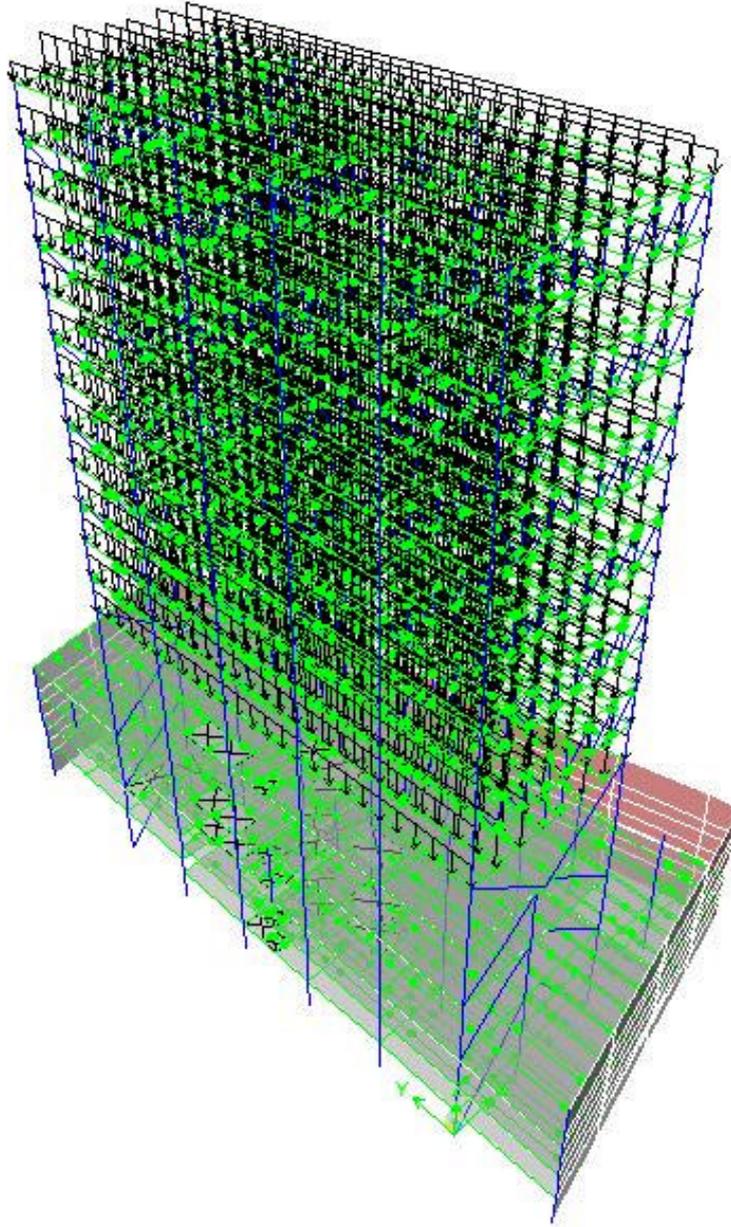


Figura 4.33. Modelo Matemático Tridimensional FIESTAINN_AUX.
Carga Viva por Unidad de Longitud.

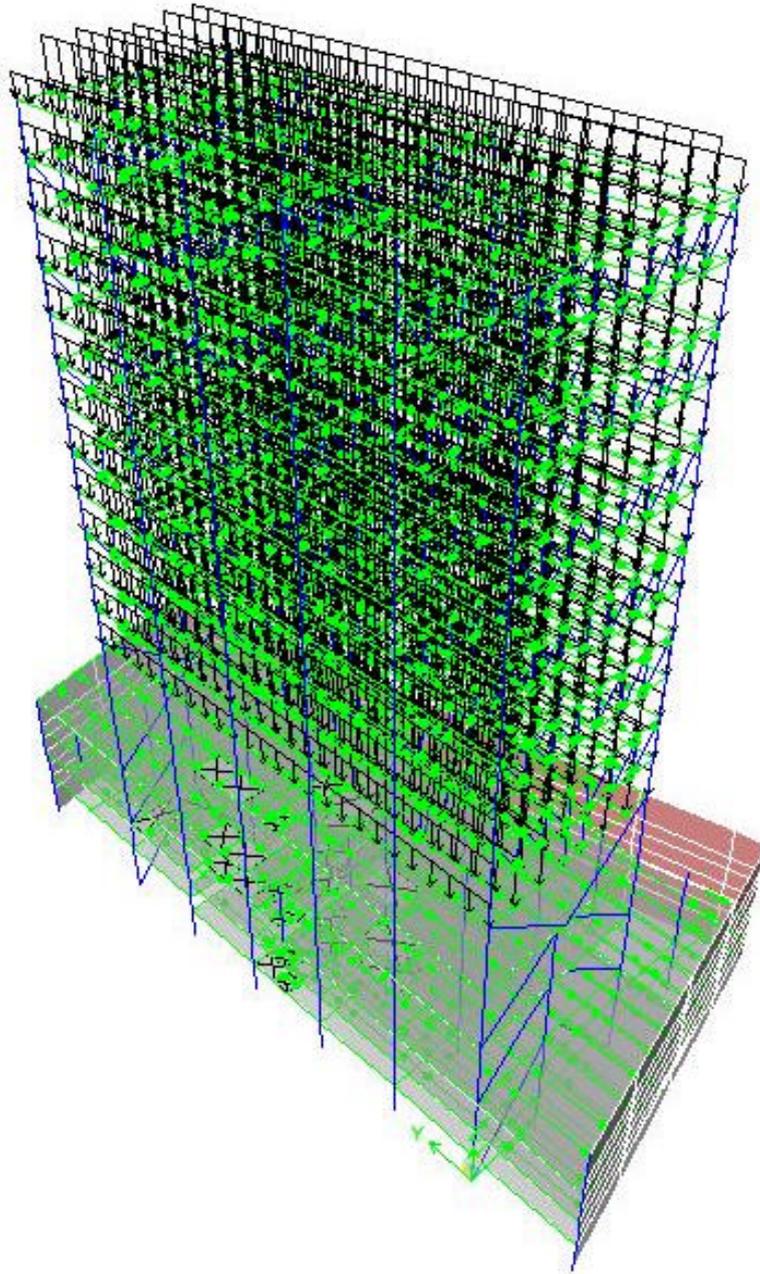


Figura 4.34. Modelo Matemático Tridimensional FIESTAINN_AUX.
Carga Viva Instantánea por Unidad de Longitud.

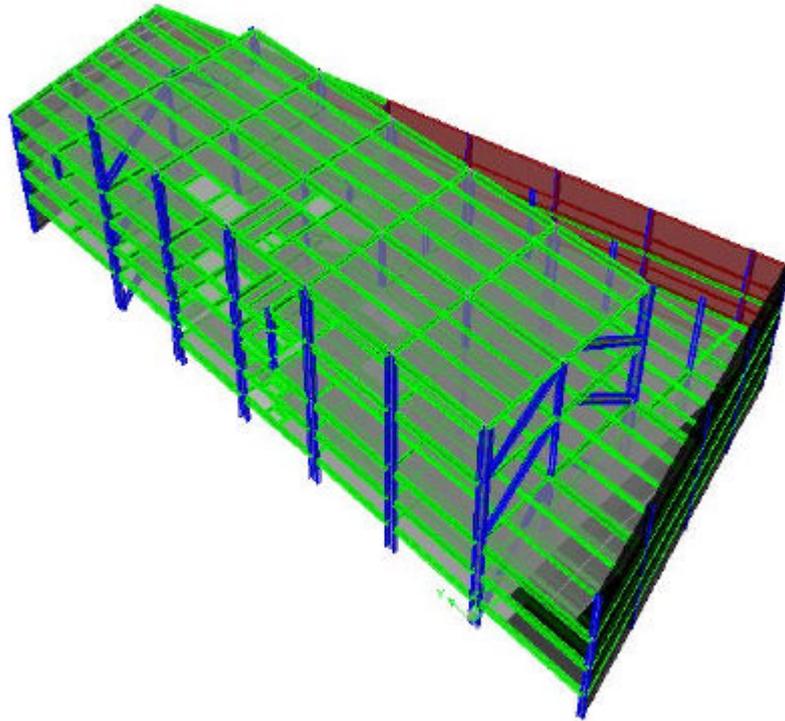


Figura 4.35. Modelo Matemático Tridimensional FIESTAINN_AUX.
Diafragmas Rígidos en Niveles Inferiores.

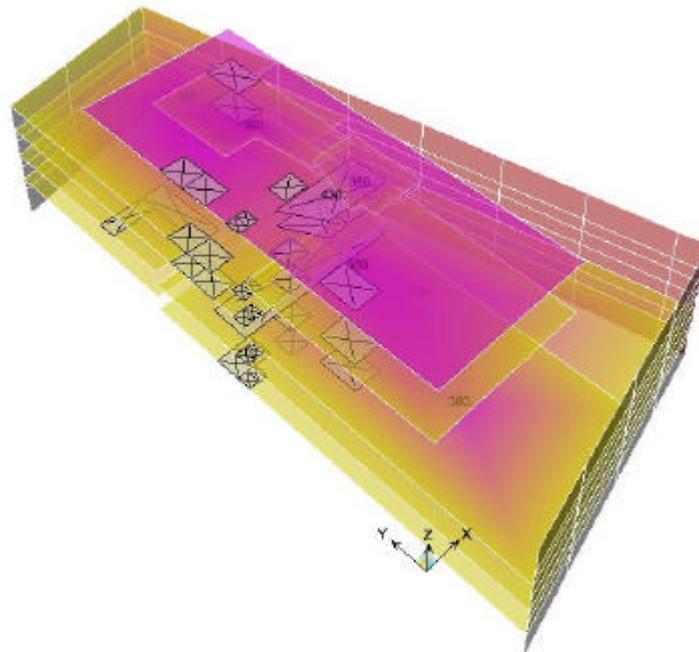


Figura 4.36. Modelo Matemático Tridimensional FIESTAINN_AUX.
Carga Muerta por Unidad de Área en Niveles Inferiores.

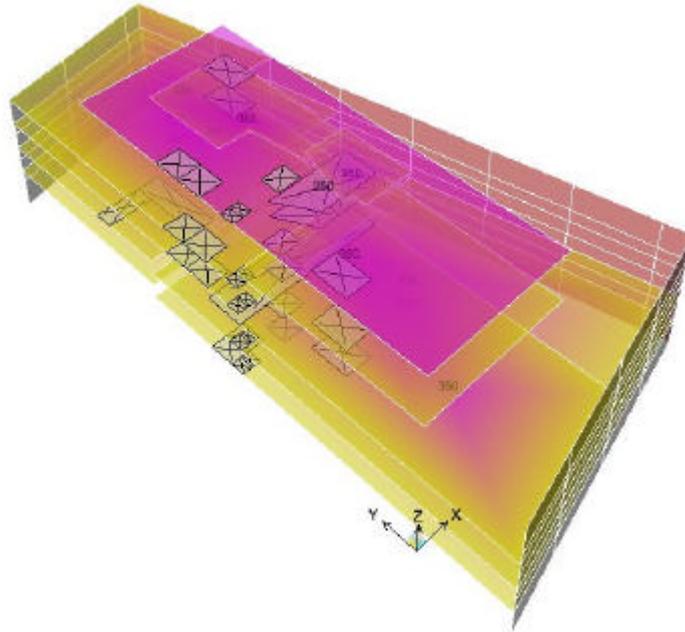


Figura 4.37. Modelo Matemático Tridimensional FIESTAINN_AUX.
Carga Viva por Unidad de Área en Niveles Inferiores.

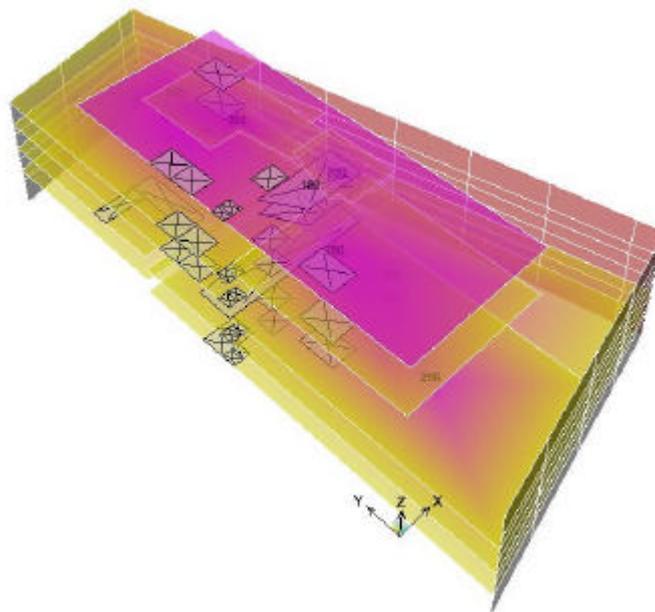


Figura 4.38. Modelo Matemático Tridimensional FIESTAINN_AUX.
Carga Viva Instantánea por Unidad de Área en Niveles Inferiores.

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

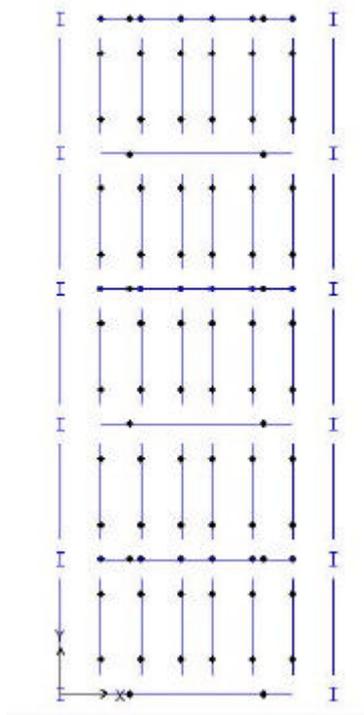


Figura 4.39. Planta Tipo en Sistema de Armaduras Alternadas. Modelo FIESTAINN_AUX.

Una vez modificado el modelo *FIESTAINN_AUX* se procederá a su análisis y revisión, de igual manera que el modelo matemático anterior.

ETABS v8.2.3 File: FIESTAINN_AUX Ton-m Units PAGE 8
agosto 4, 2004 12:50

S T O R Y F O R C E S

STORY	LOAD	LOCATION	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY13	CM	Top	401,97	0,00	0,00	0,000	8340,857	-3356,441
		Bottom	401,97	0,00	0,00	0,000	8340,857	-3356,441
STORY13	CV	Top	69,30	0,00	0,00	0,000	1438,079	-578,697
		Bottom	69,30	0,00	0,00	0,000	1438,079	-578,697
STORY12	CM	Top	637,61	0,00	0,00	0,000	13230,324	-5324,010
		Bottom	637,61	0,00	0,00	0,000	13230,324	-5324,010
STORY12	CV	Top	187,12	0,00	0,00	0,000	3882,813	-1562,481
		Bottom	187,12	0,00	0,00	0,000	3882,813	-1562,481
STORY11	CM	Top	873,24	0,00	0,00	0,000	18119,792	-7291,579
		Bottom	873,24	0,00	0,00	0,000	18119,792	-7291,579
STORY11	CV	Top	304,94	0,00	0,00	0,000	6327,546	-2546,266
		Bottom	304,94	0,00	0,00	0,000	6327,546	-2546,266

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

STORY10	CM	Top	1108,88	0,00	0,00	0,000	23009,260	-9259,148
		Bottom	1108,88	0,00	0,00	0,000	23009,260	-9259,148
STORY10	CV	Top	422,76	0,00	0,00	0,000	8772,280	-3530,050
		Bottom	422,76	0,00	0,00	0,000	8772,280	-3530,050
STORY9	CM	Top	1344,52	0,00	0,00	0,000	27898,728	-11226,717
		Bottom	1344,52	0,00	0,00	0,000	27898,728	-11226,717
STORY9	CV	Top	540,58	0,00	0,00	0,000	11217,014	-4513,835
		Bottom	540,58	0,00	0,00	0,000	11217,014	-4513,835
STORY8	CM	Top	1580,15	0,00	0,00	0,000	32788,195	-13194,286
		Bottom	1580,15	0,00	0,00	0,000	32788,195	-13194,286
STORY8	CV	Top	658,40	0,00	0,00	0,000	13661,748	-5497,619
		Bottom	658,40	0,00	0,00	0,000	13661,748	-5497,619
STORY7	CM	Top	1815,79	0,00	0,00	0,000	37677,663	-15161,855
		Bottom	1815,79	0,00	0,00	0,000	37677,663	-15161,855
STORY7	CV	Top	776,22	0,00	0,00	0,000	16106,482	-6481,404
		Bottom	776,22	0,00	0,00	0,000	16106,482	-6481,404
STORY6	CM	Top	2051,43	0,00	0,00	0,000	42567,131	-17129,424
		Bottom	2051,43	0,00	0,00	0,000	42567,131	-17129,424
STORY6	CV	Top	894,03	0,00	0,00	0,000	18551,216	-7465,188
		Bottom	894,03	0,00	0,00	0,000	18551,216	-7465,188
STORY5	CM	Top	2287,06	0,00	0,00	0,000	47456,599	-19096,993
		Bottom	2287,06	0,00	0,00	0,000	47456,599	-19096,993
STORY5	CV	Top	1011,85	0,00	0,00	0,000	20995,950	-8448,973
		Bottom	1011,85	0,00	0,00	0,000	20995,950	-8448,973
STORY4	CM	Top	2522,70	0,00	0,00	0,000	52346,066	-21064,562
		Bottom	2522,70	0,00	0,00	0,000	52346,066	-21064,562
STORY4	CV	Top	1129,67	0,00	0,00	0,000	23440,684	-9432,757
		Bottom	1129,67	0,00	0,00	0,000	23440,684	-9432,757
STORY3	CM	Top	2758,34	0,00	0,00	0,000	57235,534	-23032,131
		Bottom	2758,34	0,00	0,00	0,000	57235,534	-23032,131
STORY3	CV	Top	1247,49	0,00	0,00	0,000	25885,417	-10416,541
		Bottom	1247,49	0,00	0,00	0,000	25885,417	-10416,541
STORY2	CM	Top	2993,98	0,00	0,00	0,000	62125,002	-24999,700
		Bottom	2993,98	0,00	0,00	0,000	62125,002	-24999,700
STORY2	CV	Top	1365,31	0,00	0,00	0,000	28330,151	-11400,326
		Bottom	1365,31	0,00	0,00	0,000	28330,151	-11400,326
STORY1	CM	Top	3229,61	0,00	0,00	0,000	67014,470	-26967,269
		Bottom	3229,61	0,00	0,00	0,000	67014,470	-26967,269
STORY1	CV	Top	1483,13	0,00	0,00	0,000	30774,885	-12384,110
		Bottom	1483,13	0,00	0,00	0,000	30774,885	-12384,110
N +11.42	CM	Top	3518,01	0,00	0,00	0,000	72953,059	-29433,250
		Bottom	3518,01	0,00	0,00	0,000	72953,059	-29433,250
N +11.42	CV	Top	1650,80	0,00	0,00	0,000	34227,553	-13817,821

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

		Bottom	1650,80	0,00	0,00	0,000	34227,553	-13817,821
N +8.57	CM	Top	3535,26	0,00	0,00	0,000	73308,705	-29671,152
		Bottom	3535,26	0,00	0,00	0,000	73308,705	-29671,152
N +8.57	CV	Top	1667,57	0,00	0,00	0,000	34573,320	-14049,115
		Bottom	1667,57	0,00	0,00	0,000	34573,320	-14049,115
N +7.62	CM	Top	3576,63	0,00	0,00	0,000	74704,330	-30179,896
		Bottom	3576,63	0,00	0,00	0,000	74704,330	-30179,896
N +7.62	CV	Top	1707,79	0,00	0,00	0,000	35930,178	-14543,726
		Bottom	1707,79	0,00	0,00	0,000	35930,178	-14543,726
N +5.72	CM	Top	3703,70	0,00	0,00	0,000	76003,666	-31252,012
		Bottom	3703,70	0,00	0,00	0,000	76003,666	-31252,012
N +5.72	CV	Top	1824,83	0,00	0,00	0,000	37126,935	-15531,202
		Bottom	1824,83	0,00	0,00	0,000	37126,935	-15531,202
N +3.82	CM	Top	3932,09	0,00	0,00	0,000	85430,718	-33436,283
		Bottom	3932,09	0,00	0,00	0,000	85430,718	-33436,283
N +3.82	CV	Top	2035,19	0,00	0,00	0,000	45809,746	-17543,030
		Bottom	2035,19	0,00	0,00	0,000	45809,746	-17543,030
N +0.62	CM	Top	4199,62	0,00	0,00	0,000	96139,784	-36288,330
		Bottom	4199,62	0,00	0,00	0,000	96139,784	-36288,330
N +0.62	CV	Top	2281,60	0,00	0,00	0,000	55673,359	-20169,915
		Bottom	2281,60	0,00	0,00	0,000	55673,359	-20169,915
N -0.80	CM	Top	4375,93	0,00	0,00	0,000	97244,840	-37740,161
		Bottom	4375,93	0,00	0,00	0,000	97244,840	-37740,161
N -0.80	CV	Top	2443,98	0,00	0,00	0,000	56691,174	-21507,128
		Bottom	2443,98	0,00	0,00	0,000	56691,174	-21507,128
N -2.58	CM	Top	4521,39	0,00	0,00	0,000	103839,491	-39365,625
		Bottom	4521,39	0,00	0,00	0,000	103839,491	-39365,625
N -2.58	CV	Top	2561,29	0,00	0,00	0,000	62009,441	-22817,987
		Bottom	2561,29	0,00	0,00	0,000	62009,441	-22817,987
N -4.18	CM	Top	4855,06	0,00	0,00	0,000	107862,731	-43964,547
		Bottom	4855,06	0,00	0,00	0,000	107862,731	-43964,547
N -4.18	CV	Top	2830,39	0,00	0,00	0,000	65253,990	-26526,794
		Bottom	2830,39	0,00	0,00	0,000	65253,990	-26526,794
N -5.78	CM	Top	5009,92	0,00	0,00	0,000	114817,836	-45636,630
		Bottom	5009,92	0,00	0,00	0,000	114817,836	-45636,630
N -5.78	CV	Top	2955,27	0,00	0,00	0,000	70862,945	-27875,248
		Bottom	2955,27	0,00	0,00	0,000	70862,945	-27875,248
N -7.38	CM	Top	5344,21	0,00	0,00	0,000	118821,427	-50251,885
		Bottom	5344,21	0,00	0,00	0,000	118821,427	-50251,885
N -7.38	CV	Top	3224,86	0,00	0,00	0,000	74091,647	-31597,228
		Bottom	3224,86	0,00	0,00	0,000	74091,647	-31597,228

CARGAS POR UNIDAD DE ÁREA APLICADAS A PLANTAS DEL MODELO "FIESTAINN_AUX" OBTENIDAS DE ARCHIVOS DE SALIDA DEL PROGRAMA ETABS

NIVEL	ÁREA M ²	CM T	CV T	CM T/M ²	CV T/M ²
NIVEL 13	693.05	401.97	69.30	0.58	0.10
NIVEL 12	693.05	235.64	117.82	0.34	0.17
NIVEL 11	693.05	235.64	117.82	0.34	0.17
NIVEL 10	693.05	235.64	117.82	0.34	0.17
NIVEL 9	693.05	235.64	117.82	0.34	0.17
NIVEL 8	693.05	235.64	117.82	0.34	0.17
NIVEL 7	693.05	235.64	117.82	0.34	0.17
NIVEL 6	693.05	235.64	117.82	0.34	0.17
NIVEL 5	693.05	235.64	117.82	0.34	0.17
NIVEL 4	693.05	235.64	117.82	0.34	0.17
NIVEL 3	693.05	235.64	117.82	0.34	0.17
NIVEL 2	693.05	235.64	117.82	0.34	0.17
NIVEL 1	693.05	235.64	117.82	0.34	0.17
NIVEL +11.42	670.70	288.40	167.67	0.43	0.25
NIVEL +8.57	47.90	17.25	16.77	0.36	0.35
NIVEL +7.62	114.91	41.37	40.22	0.36	0.35
NIVEL +5.72	334.40	127.07	117.04	0.38	0.35
NIVEL +3.82	601.04	228.39	210.36	0.38	0.35
NIVEL +0.62	704.03	267.53	246.41	0.38	0.35
NIVEL -0.80	463.25	176.31	162.38	0.38	0.35
NIVEL -2.58	469.23	145.46	117.31	0.31	0.25
NIVEL -4.18	1076.38	333.67	269.10	0.31	0.25
NIVEL -5.78	499.53	154.86	124.88	0.31	0.25
NIVEL -7.38	1078.35	334.29	269.59	0.31	0.25

Una vez obtenidas las cargas por unidad de área de cada planta de modelo *FIESTAINN_AUX* se pudo verificar que éstas corresponden a las mismas que se aplicaron al modelo *FIESTAINN*. Se revisará también la configuración de los diagramas de elementos mecánicos de la estructura.

El enfoque principal de esta sección, es la revisión del comportamiento de las *Armaduras Alternadas* que componen al "Hotel Fiesta Inn" bajo la *Combinación 1*. Se revisarán de forma aleatoria las armaduras con la misma área tributaria en distintas elevaciones y se espera entonces que todas reporten los mismos valores de carga axial, momentos flexionantes y deformación al centro de claro, comparándolos con los valores teóricos (los calculados a mano).

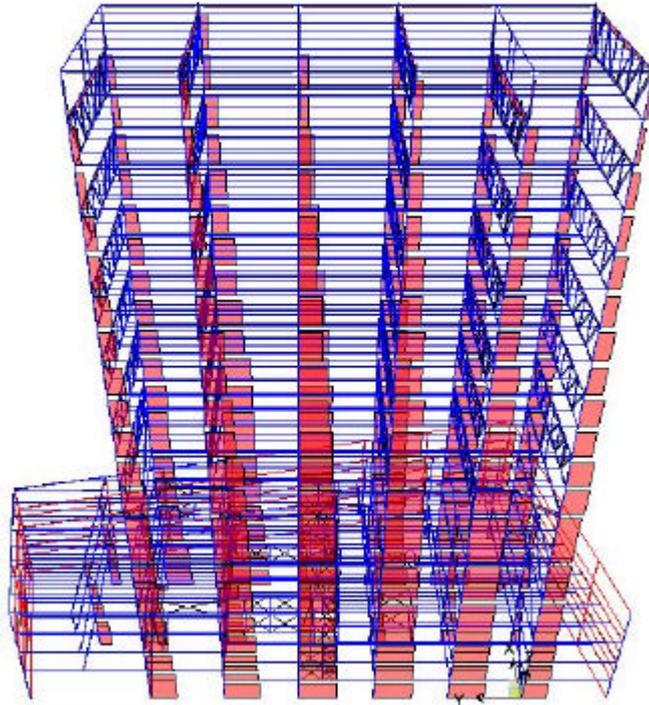


Figura 4.40. Diagrama de Cargas Axiales Bajo la Combinación 1 del Modelo FIESTAINN_AUX.

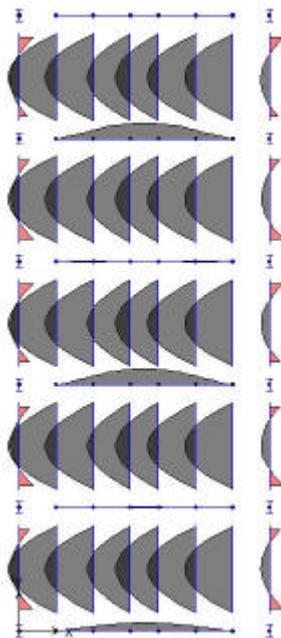


Figura 4.41. Diagrama de Momentos Flexionantes en Planta Tipo Bajo la Combinación 1.
Modelo FIESTAINN_AUX.

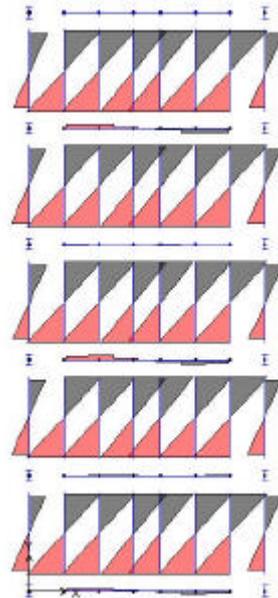


Figura 4.42. Diagrama de Fuerza Cortante en Planta Tipo Bajo la Combinación 1.
Modelo FIESTAINN_AUX.

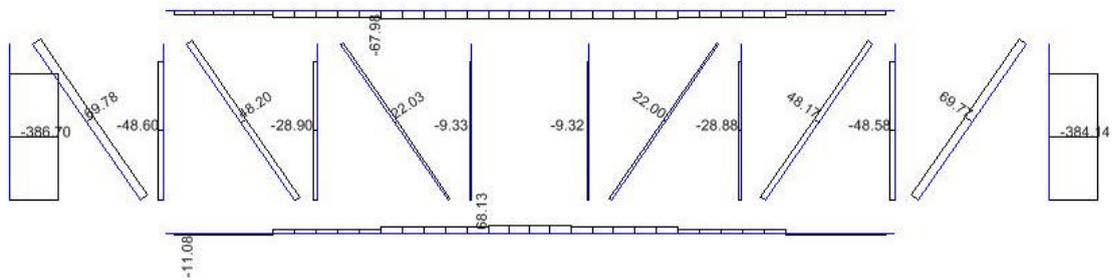


Figura 4.43. Diagrama de Carga Axial de Armadura Alternada Correspondiente a Elevación 3 Bajo la Combinación 1.
Modelo FIESTAINN_AUX.

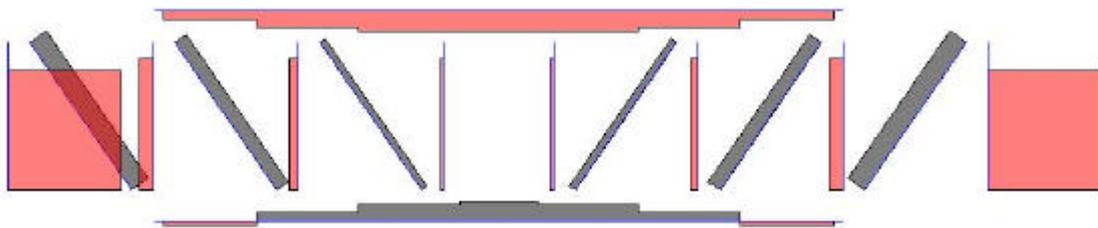


Figura 4.44. Configuración de Carga Axial de Armadura Alternada Bajo Cargas Verticales.
Modelo FIESTAINN_AUX.

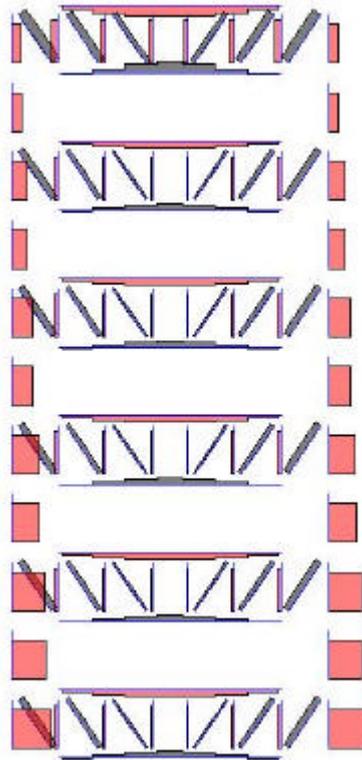


Figura 4.45. Configuración de Carga Axial de Armaduras Alternadas Bajo Cargas Verticales en Elevación de Eje 5.
Modelo FIESTAINN_AUX.

De las figuras anteriores se menciona lo siguiente:

- Los valores de carga axial en diagonales y montantes que reportan las armaduras modeladas con mismo ancho tributario que la armadura teórica, presentan pequeñas diferencias (*Figura 3.9 vs Figura 4.43*) que oscilan no mas del $\pm 10\%$, lo cual es satisfactorio. Sin embargo, a pesar de haberse corregido el diagrama de carga axial de las cuerdas de las armaduras, los valores reportados están por debajo de los teóricos, lo cual no debe ser un caso alarmante ya que en el diseño de estos elementos puede dejarse la sección un poco sobrada para absorber esta diferencia. Es importante no perder de vista que después de que en el primer modelo no se reportaba carga axial en las cuerdas de las armaduras, tengamos ya una distribución correcta de la carga axial para la condición de carga vertical, aun con algunas diferencias que podrían ser hasta cierto punto tolerables y manejables.

- La presencia del elemento losa que es considerada como infinitamente rígida en su plano, toma la totalidad de las fuerzas que viajan ó llegan a ella (traduciéndolas en esfuerzos cortantes y momentos flexionantes en la losa de concreto). La diferencia de rigideces entre la losa y las cuerdas de las armaduras, permiten suponer al programa que las cuerdas de las armaduras al estar contenidas ó formar del diafragma rígido, no sufrirán deformación axial, ni carga axial.
- Al estar la *Armadura Alternada* bajo cargas verticales, la cuerda inferior estará sujeta siempre a esfuerzos de tensión, condición necesaria para establecer el equilibrio. Esto implica entonces que la losa de concreto de la cuerda inferior no podrá ser considerada en el análisis y diseño de las armaduras. Es valido revisar y predimensionar a las *Armaduras Alternadas* bajo la acción de cargas gravitacionales sin la presencia de las losas, ya que al revisar éstas bajo la condición de cargas laterales las tensiones aparecen en ambas cuerdas de manera simultanea, lo que quizas pueda indicar a primera vista que el predimensionamiento bajo la primer condicion puede ser conservador pero para la segunda ya no lo sea.

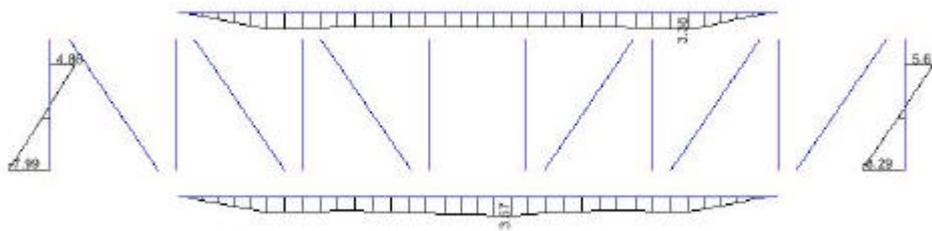


Figura 4.46. Momentos Flexionantes en Cuerda Superior e Inferior en Armadura Alternada Bajo Cargas Verticales en Elevación de Eje 5. Modelo FIESTAINN_AUX.

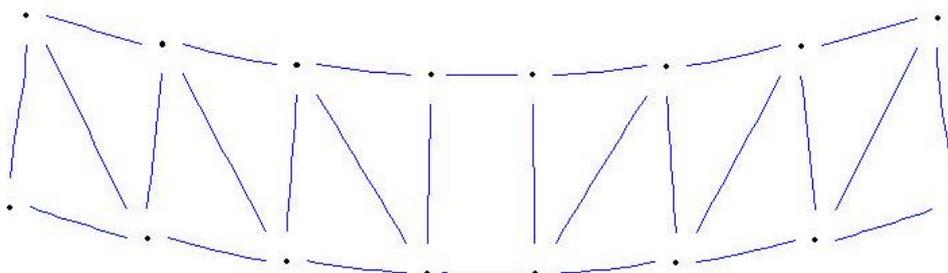


Figura 4.47. Deformación al Centro del Claro de Armadura Alternada Bajo Cargas Verticales. Modelo FIESTAINN_AUX.

- Una vez obtenidos los valores reales de elementos mecánicos de la armadura modelada, se reajustó su deflexión al centro del claro con valor igual a 1.77 cm, así como la configuración deformada de sus columnas (doble curvatura). Se puede ver un incremento respecto a primer modelo debido a la presencia de cargas axiales en las cuerdas que inducen a las columnas la tendencia a rotar y trasladarse simultáneamente. La deflexión de la armadura respecto al valor teórico, es decir, a la correspondiente al análisis de no considerar las losas de concreto es igual a 2.33 cm que resulta similar a la aquí obtenida, por lo tanto la deformación obtenida es satisfactoria.

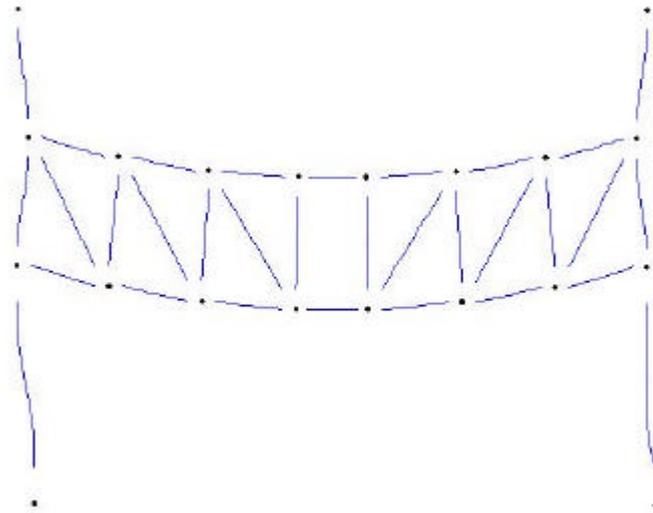


Figura 4.48. Configuración Deformada del Sistema de Armadura Alternada Bajo Cargas Verticales.
Modelo FIESTAINN_AUX.

4.1.3. FIESTA INN_A

El modelo matemático tridimensional denominado “*FIESTAINN_A*”, será el modelo final que represente el correcto comportamiento del *Sistema de Armaduras Alternadas* como sistema de estructuración para este edificio. Para este tercer modelo también se utilizó el programa de elemento finito ETABS (*Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems*) Versión 8.2.3. Los dos modelos que anteceden a éste, sirvieron como preámbulo para el análisis del comportamiento del sistema. Cada uno de éstos fue de vital importancia porque aportan las características fundamentales para la correcta modelación de este sistema. A través de ellos se pudieron obtener una serie de conclusiones que servirán ahora para la obtención del modelo final

del edificio "Hotel Fiesta Inn". A lo largo de este trabajo no se tuvo la finalidad de cuestionar la potencialidad del programa ETABS Versión 8.2.3., sino de mostrar que para este caso en particular, el programa muestra ciertas limitaciones. Desde el punto de vista de generación geométrica, el programa contiene un módulo para el desarrollo y elaboración del modelo matemático con el *Sistema de Armaduras Alternadas*. Sin embargo dicho módulo carece de exactitud en el análisis y no refleja el comportamiento real de la estructura. Una vez analizados los modelos anteriores y estableciendo las directrices para el análisis y diseño del "Hotel Fiesta Inn", se proseguirá con la elaboración del modelo final.

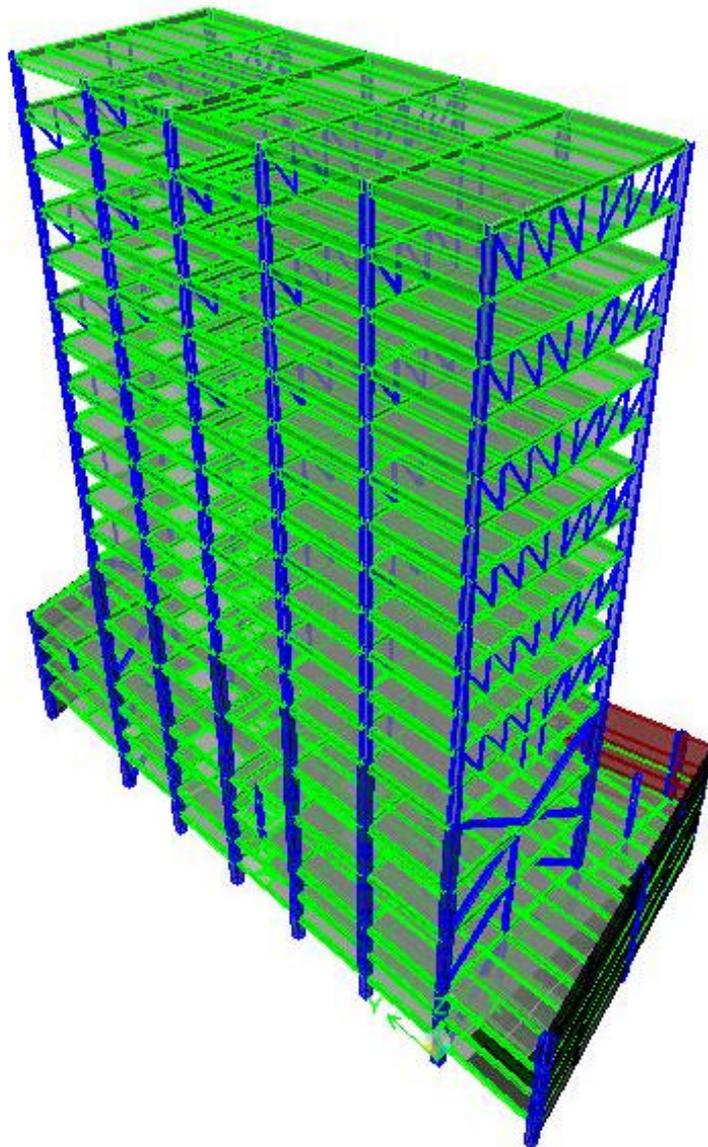


Figura 4.49. Modelo Matemático Tridimensional.
Modelo FIESTAINN_A.

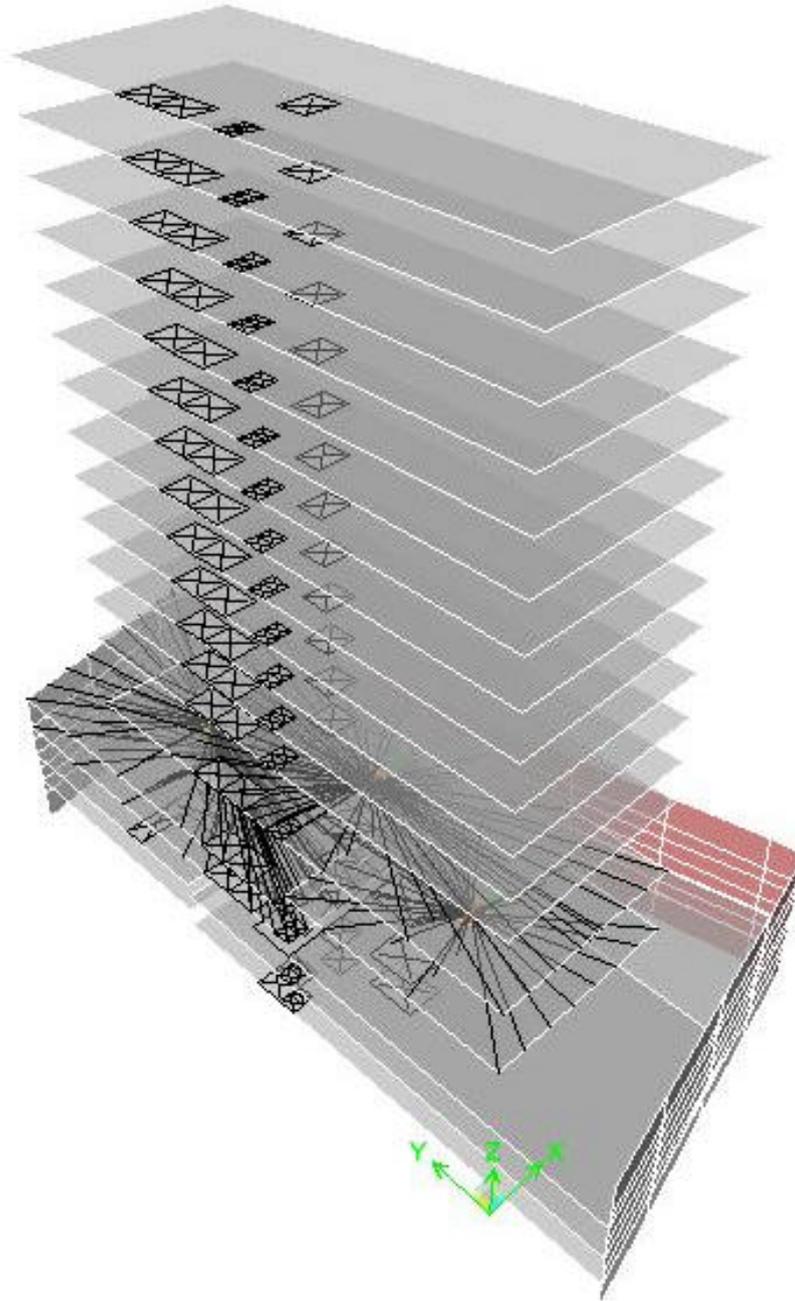


Figura 4.50. Modelo Matemático Tridimensional. Asignación del Diafragmas Rígidos.
Modelo FIESTAINN_A.

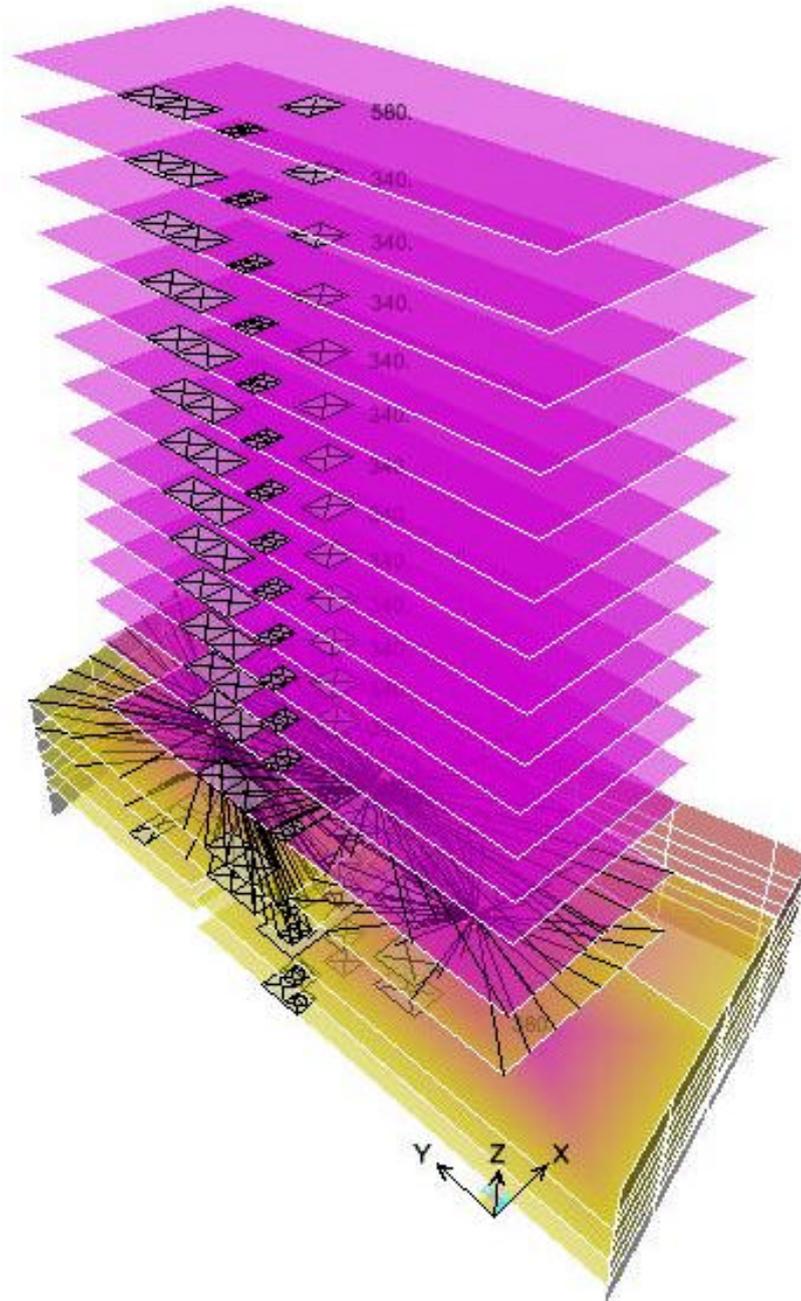


Figura 4.51. Modelo Matemático Tridimensional. Asignación Carga por Unidad de Área (CM).
Modelo FIESTAINN_A.

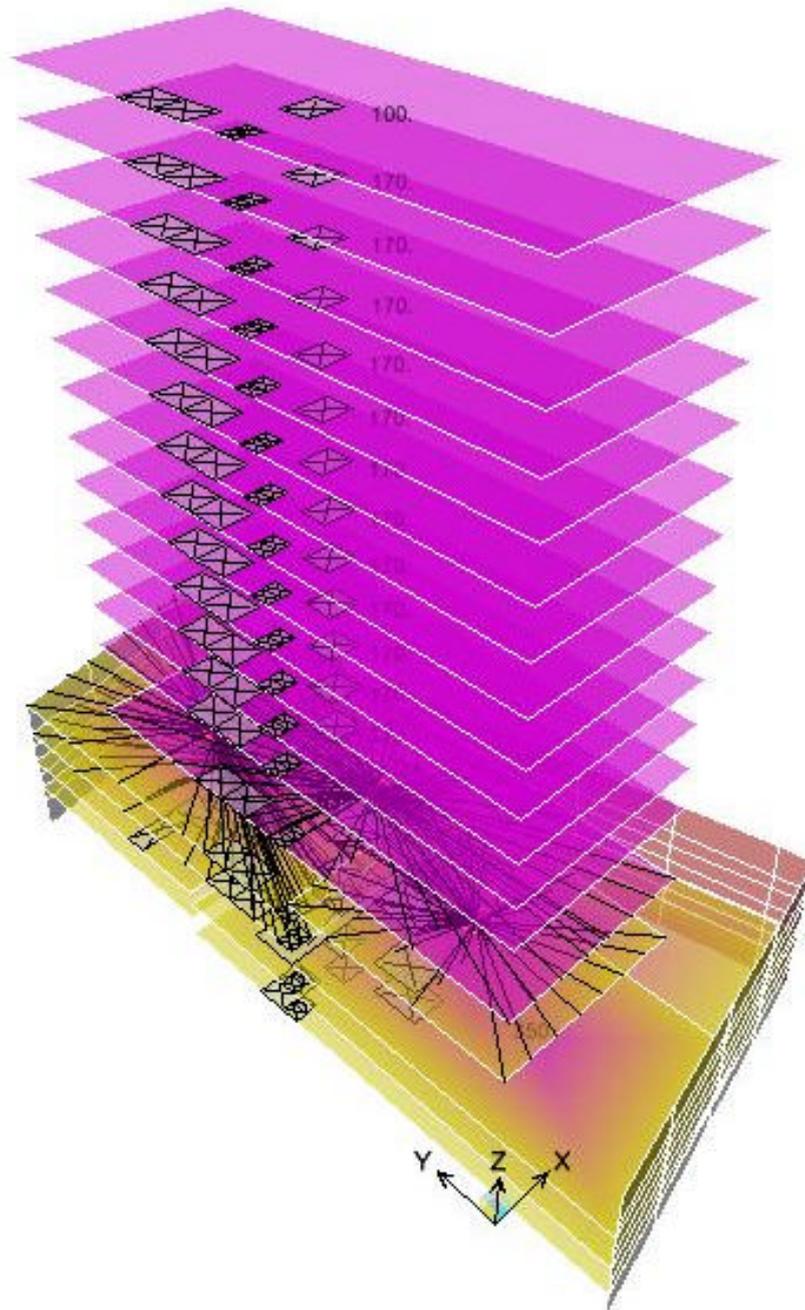


Figura 4.52. Modelo Matemático Tridimensional. Asignación Carga por Unidad de Área (CV).
Modelo FIESTAINN_A.

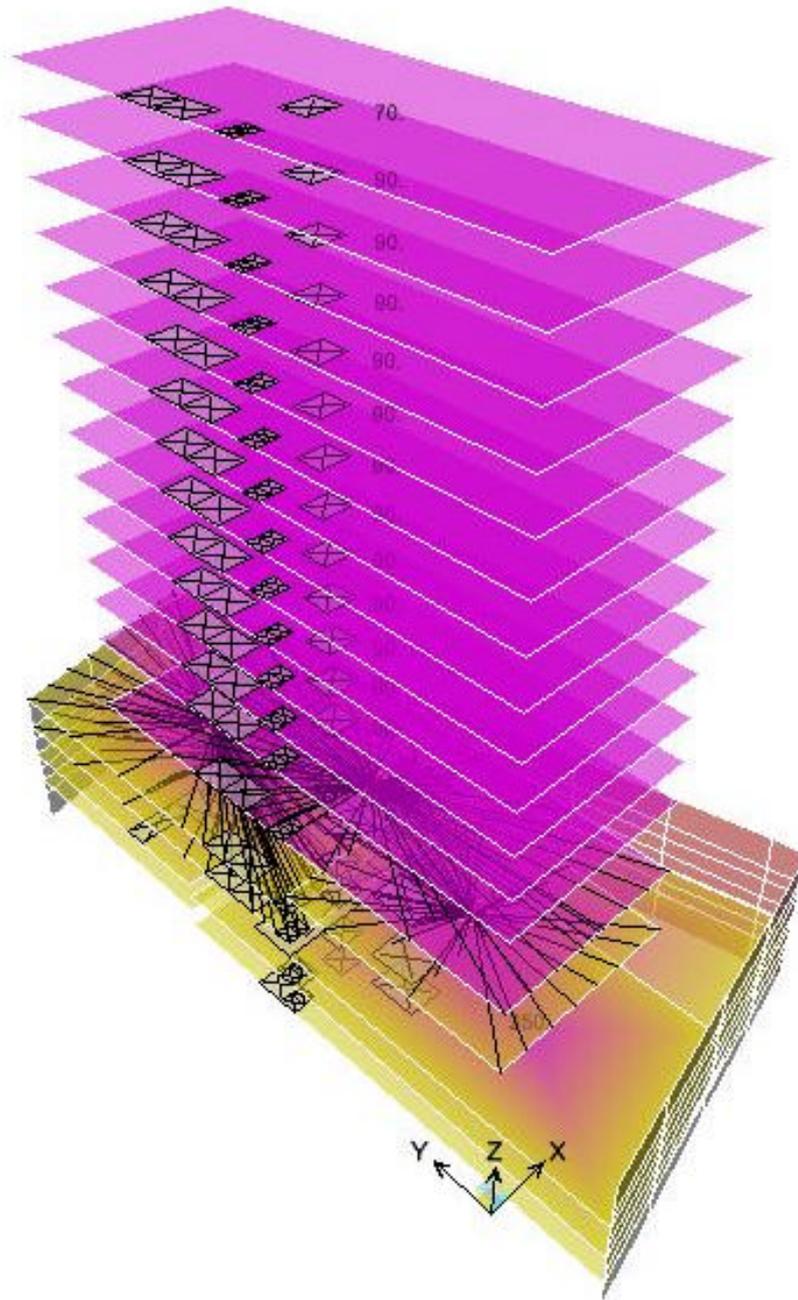


Figura 4.53. Modelo Matemático Tridimensional. Asignación Carga por Unidad de Área (CV_{INS}).
Modelo FIESTAINN_A.

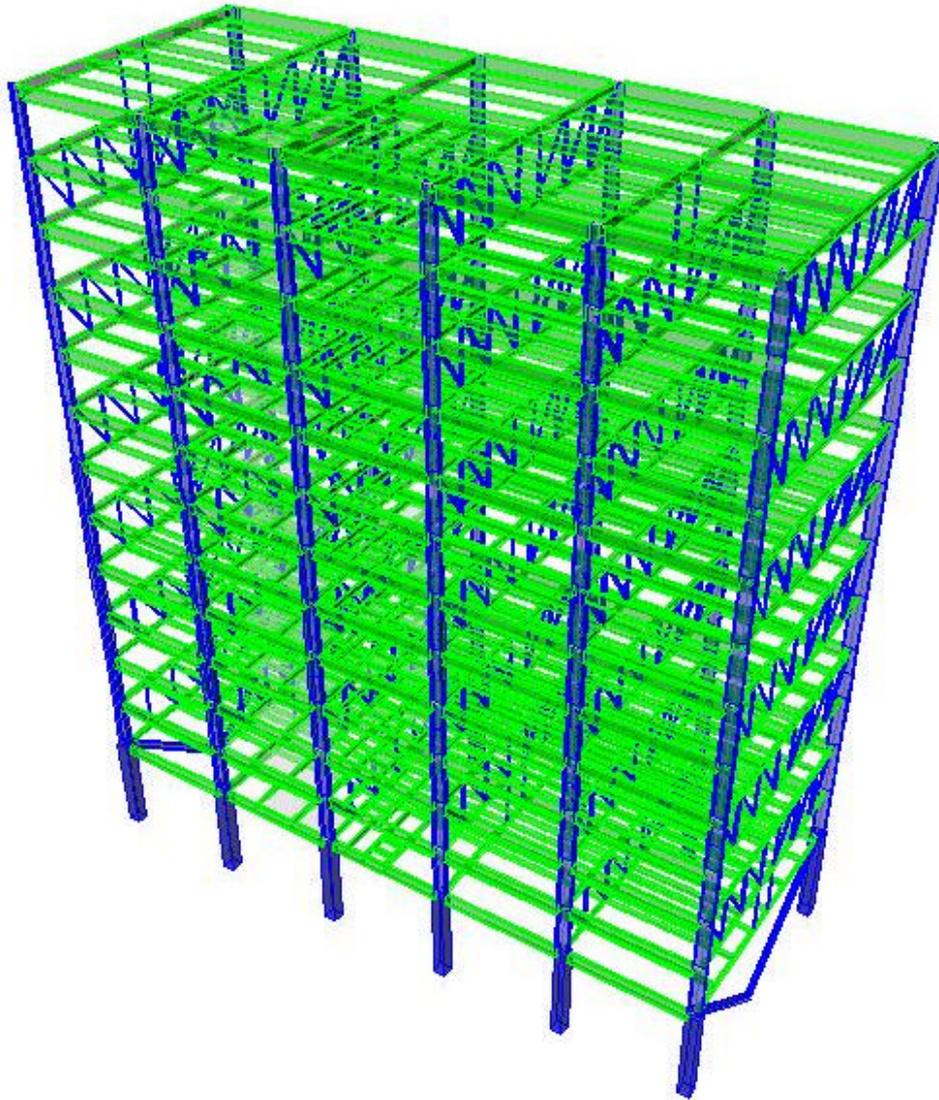


Figura 4.54. Sistema de Armaduras Alternadas para "Hotel Fiesta Inn".
Modelo FIESTAINN_A.

En primera instancia el modelo matemático deberá tener necesariamente definido el sistema de piso (losas de concreto) para su análisis. Las losas aportan de manera significativa rigidez a la rigidez al edificio. Si no se considerarán, se estaría sobreestimando el periodo fundamental de la estructura. Esto implicaría que el edificio fuera más flexible de lo que en realidad es. Además de que las losas son las que transmiten a cada armadura las fuerzas laterales. Sin embargo sabemos ahora que el diafragma rígido como tal, considerado infinitamente rígido en su plano, para efectos del análisis con este programa no trasmite las fuerzas a elementos contenidos en ellos (cuerdas de

las *Armaduras Alternadas*), provocando errores en el valor de elementos mecánicos, desplazamientos, distorsiones de entrepiso, etc.

La primera dificultad por afrontar, será el papel que desarrolle el sistema de piso (losas de concreto) como diafragma rígido, enfocado específicamente a que éste no tenga la capacidad de tomar esfuerzos de tensión. El programa ETABS Versión 8.2.3., no tiene la opción de hacer distinguir que tipo de esfuerzos puede tomar la losa cuando se define como elemento de área. Una opción idónea es alterar los Modificadores de Rigidez de Área del elemento losa; f_{11} , f_{22} , m_{11} , m_{22} , m_{12} e igualarlos a cero, lo que representará la incapacidad de la losa para tomar esfuerzos de tensión ó compresión por igual contenidos en su plano.

Una vez hecha esta modificación en las propiedades del elemento losa, se compararán los resultados obtenidos contra los teóricos para la condición de Carga Vertical y Horizontal, sin embargo hay que mencionar lo siguiente:

- Para la Carga Vertical; La alteración de los Modificadores de Rigidez de Área de la sección de la losa definida para el proyecto en cuestión, sólo servirá para que ésta distribuya la carga por unidad de área a la estructura secundaria como carga por unidad de longitud y ésta a su vez la discretice como cargas puntuales a las *Armaduras Alternadas*. La losa no tomará ningún tipo de fuerza, lo que significa que deberán aparecer cargas axiales en la cuerda superior e inferior de las armaduras para establecer el equilibrio.
- Para la Carga Lateral; Las losas que conforman el sistema de piso al no poder tomar ningún tipo de fuerza, harán que el modelo no pueda ser sometido a ningún tipo de análisis de fuerzas sísmicas, ya sea a través del Método Estático ó por medio de un Análisis Modal Espectral. La razón de no poder realizar un análisis sísmico con el Método Estático es porque al no existir un diafragma rígido, no puede asignarse una fuerza lateral en el centro de masa del diafragma y que ésta sea distribuida a cada marco en función de la rigidez de cada uno. Debemos recordar que al alterar los Modificadores de Rigidez de Área del elemento losa, equivale a que la losa no existiese en el modelo, y si esto es así, tampoco es posible el realizar un Análisis Modal Espectral, y se estarían sobreestimando los modos de vibración del edificio por considerarlo mas flexible. Además en el modelo se presentarían casos particulares irreales, como por ejemplo, deformaciones de las armaduras fuera de su plano debido a la concentración de masas que se acelera en los nudos de las armaduras.

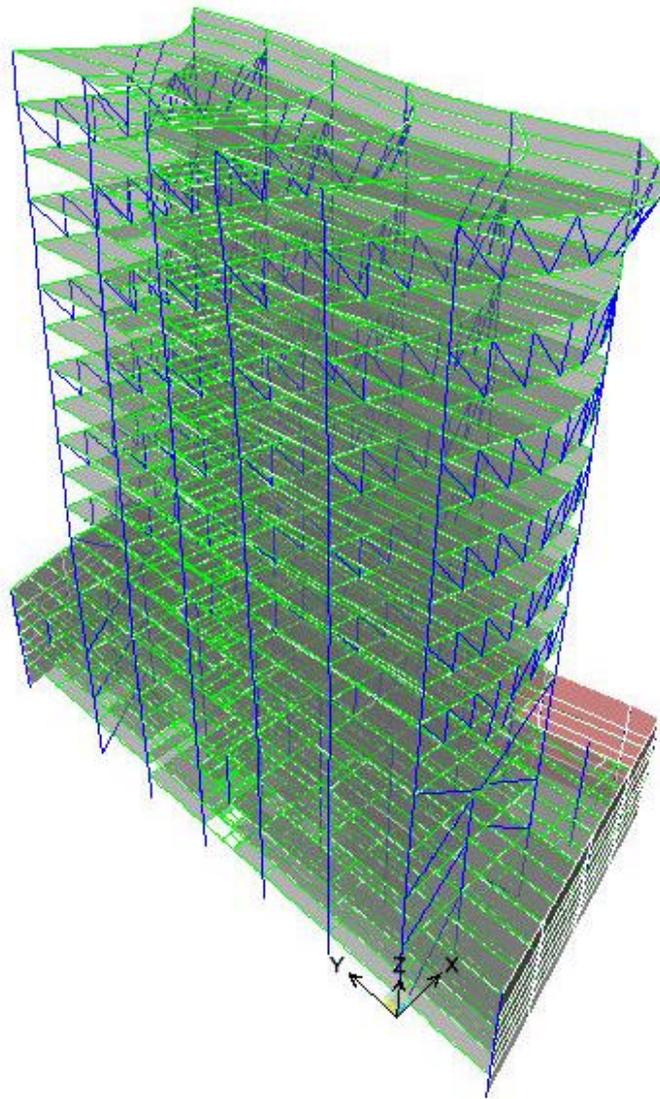


Figura 4.55. Primer Modo de Vibración Irreal $T = 5.35$ seg. debido a la alteración de los Modificadores de Rigidez de Área.
Modelo FIESTAINN_A.

Es por estas razones que debemos trabajar con un modelo alterno (*FIESTAINN*) que tenga la capacidad de transferir las cargas laterales por la acción de diafragma, y una vez obtenida la distribución en todo elemento del modelo matemático tridimensional de las cargas laterales, asignarle ciertas solicitaciones al modelo *FIESTAINN_A* para que sea posible la obtención de la misma distribución y flujo de fuerzas en el nuevo modelo. La primera revisión del modelo *FIESTAINN_A* será para la *Combinación 1* que es la misma para todos los modelos que anteceden a éste.

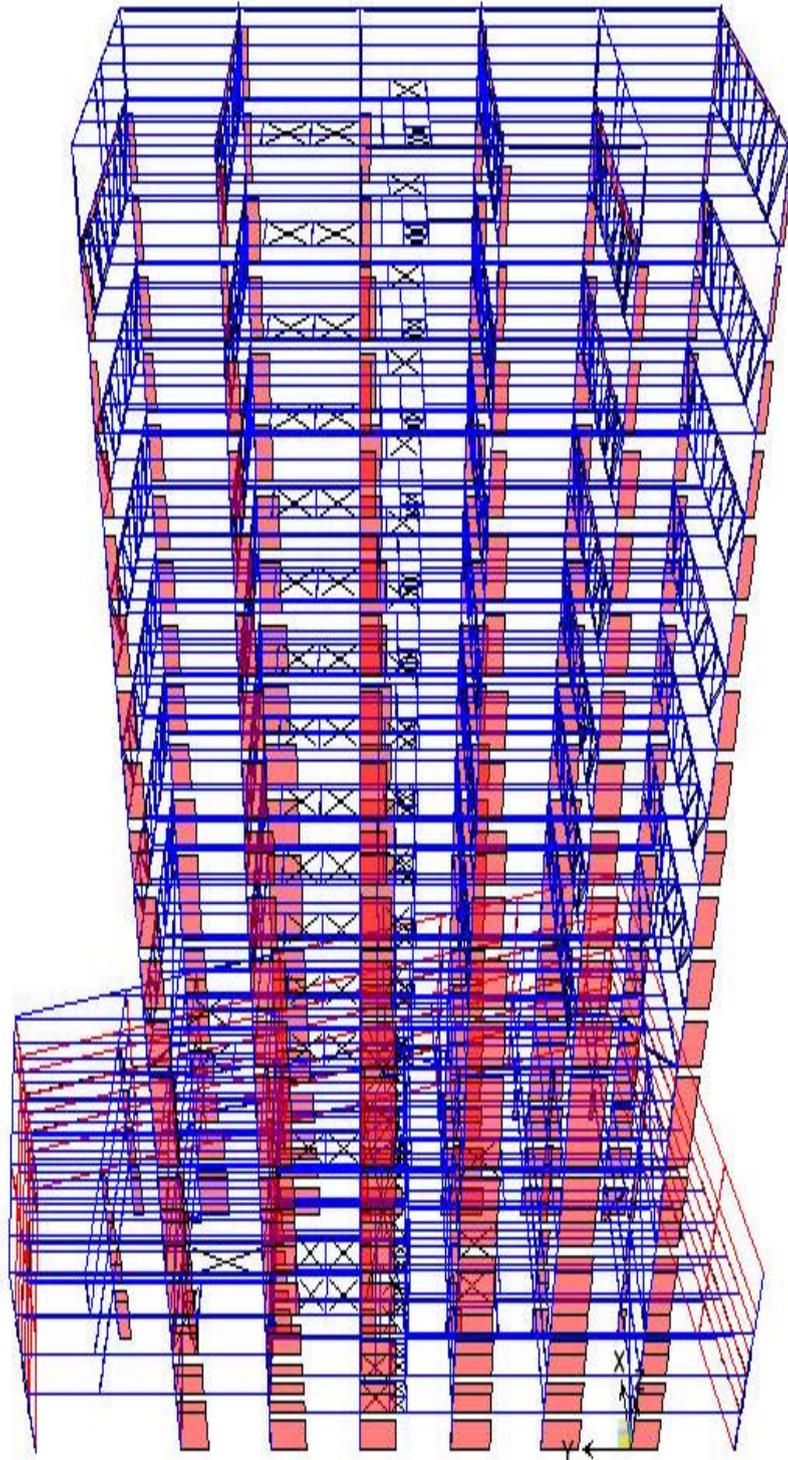


Figura 4.56. Configuración Tridimensional de Diagrama de Cargas Axiales para Combinación 1 . Modelo FIESTAINN_A.

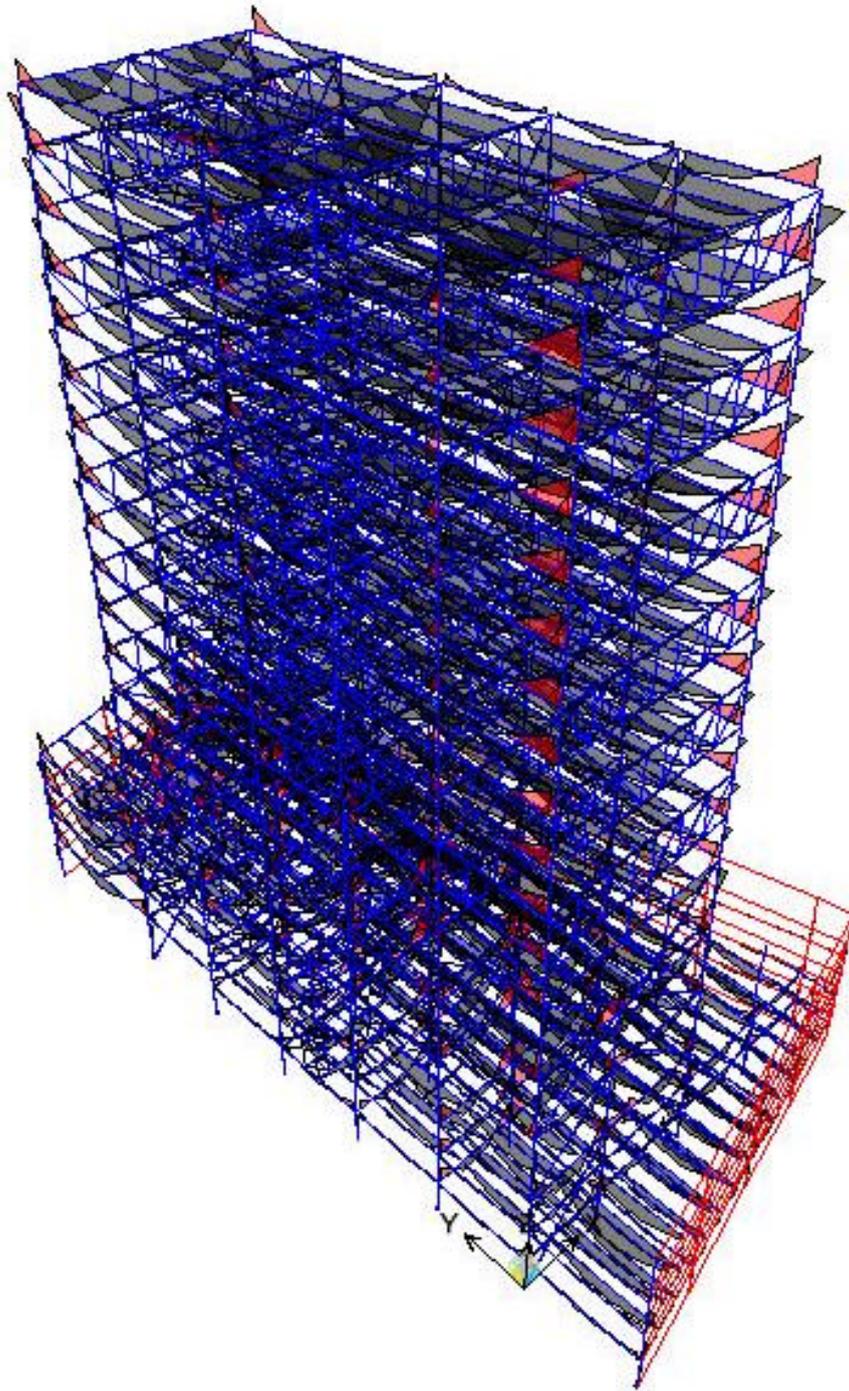


Figura 4.57. Configuración Tridimensional de Diagrama de Momentos Flexionantes para Combinación 1
Modelo FIESTAINN_A.

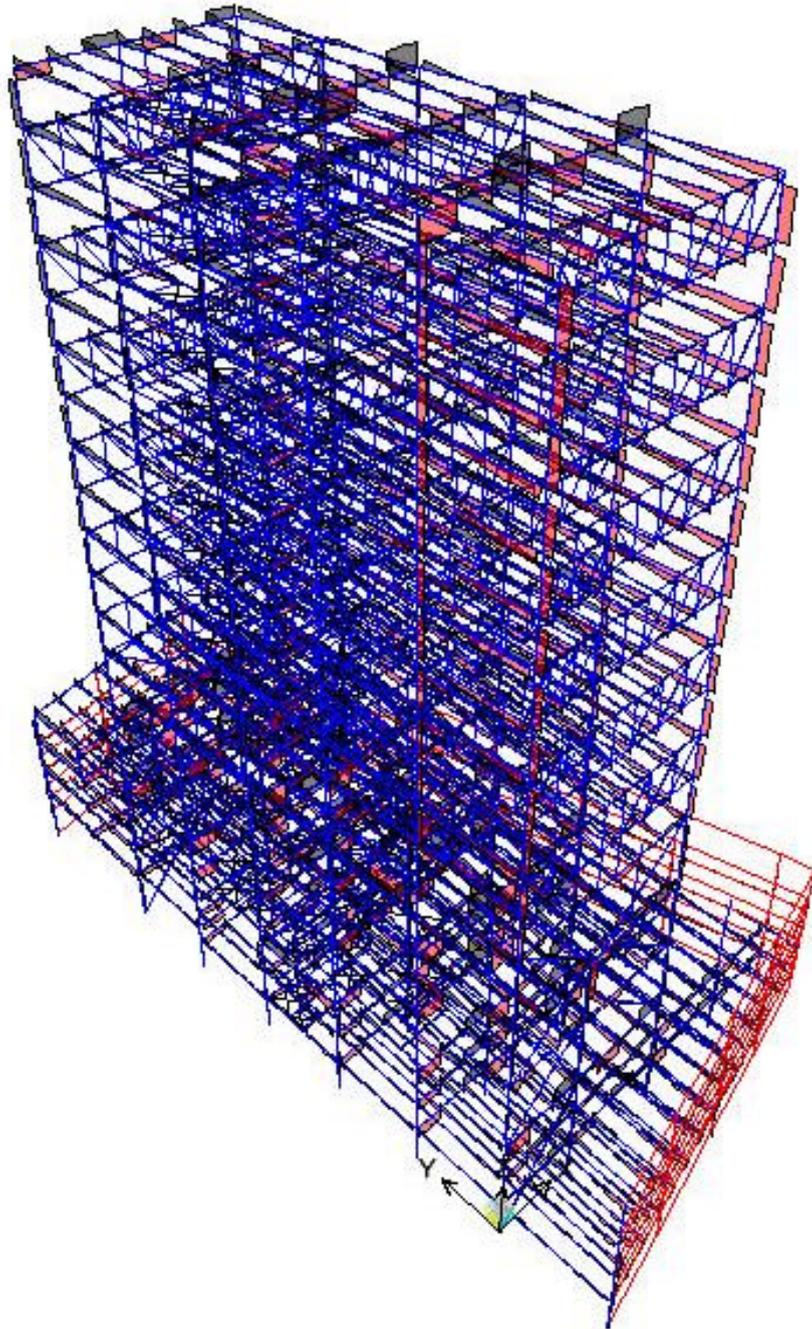


Figura 4.58. Configuración Tridimensional de Diagrama de Fuerza Cortante para Combinación 1
Modelo FIESTAINN_A.

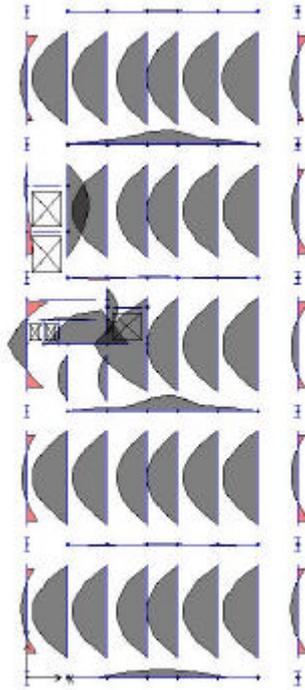


Figura 4.59. Configuración en Planta Tipo de Diagrama de Momentos Flexionantes para Combinación 1.
Modelo FIESTAINN_A.

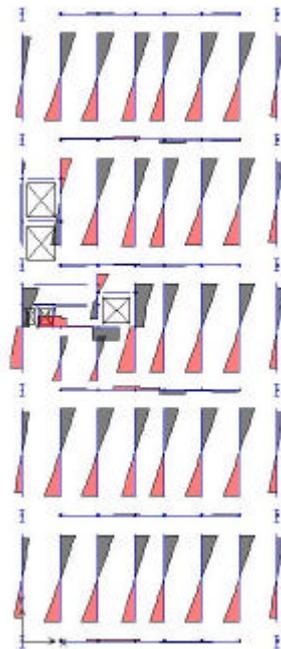


Figura 4.60. Configuración en Planta Tipo de Diagrama de Fuerza Cortante para Combinación 1.
Modelo FIESTAINN_A.

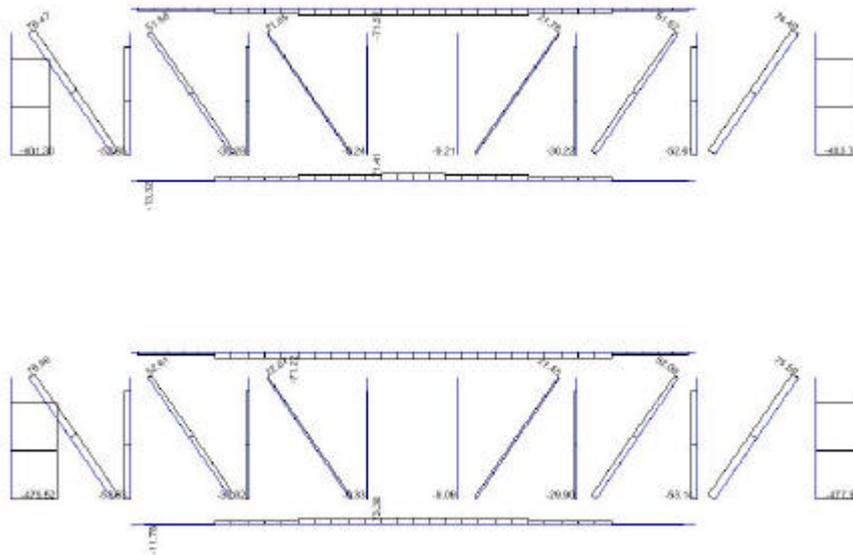


Figura 4.61. Configuración de Diagrama de Carga Axial en Armaduras Alternadas para Combinación 1.
Modelo FIESTAINN_A.

Al realizar la comparación entre los valores teóricos y los obtenidos con el modelo matemático de carga axial de los elementos de la armadura para la *Combinación 1*, puede concluirse que al anularse los Modificadores de Rigidez de Área, la losa se comporta únicamente como elemento distribuidor de la carga por unidad de área y permite la obtención de cargas puntuales sobre las armaduras. Se consideró entonces que la losa no tomará ningún tipo de esfuerzos contenidos en su plano. A partir de este comportamiento, la armadura puede ser ahora diseñada. Sin embargo la discrepancia (relativamente alta $\pm 20\%$) entre los valores de carga axial en ambas cuerdas de la armadura puede ser absorbida en la selección final de los perfiles que la conformarán.

En cuanto a la configuración del diagrama de momentos flexionantes en la *Armadura Alternada* para esta combinación de diseño, la variación ya justificada en párrafos anteriores se mantiene sin cambios, concluyendo que ésta es satisfactoria. (Ver *Figura 4.62*).

La deformación al centro del claro de esta armadura bajo la *Combinación 1*, fue de 2.28 cm, que es similar a la deflexión teórica sin la contribución de la capa a compresión de la cuerda superior, cuyo valor fue de 2.33 cm. Por lo tanto se puede considerarse congruente este resultado. *Figura 4.63*.

Antes de seguir con el análisis bajo Cargas Laterales, se mencionará lo siguiente:

- En el capítulo anterior se supuso que el cortante que deberá resistir cualquier *Armadura Alternada* deberá ser discretizado como cargas puntuales laterales en cada nudo de ésta, con la característica de que las cargas laterales de la cuerda inferior serán necesariamente iguales y opuestas a las aplicadas en los nudos de la cuerda superior ya que éstas representan la reacción del efecto de las cargas aplicadas. Sin embargo la determinación de cuanto de ese cortante debería ser aplicado en cada nudo se supuso en función de su área tributaria sin tomar en cuenta la rigidez de cada panel de la armadura. Es correcto pensar entonces que entre mayor rigidez tenga un panel deberá concentrar una mayor fracción del cortante que resiste la armadura. *Figura 4.64.*

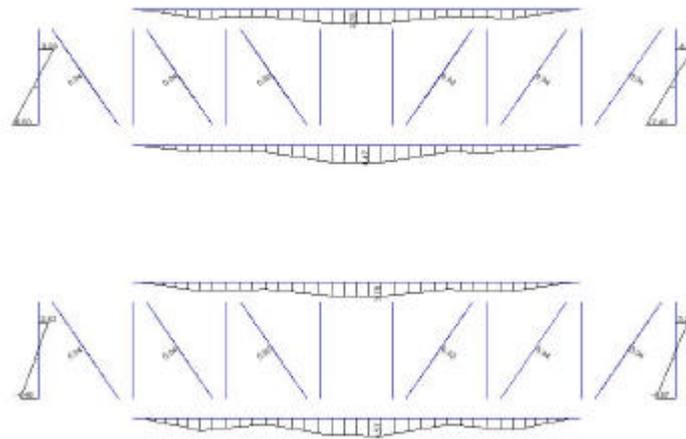


Figura 4.62. Configuración de Diagrama de Momentos Flexionantes en Armaduras Alternadas para Combinación 1.

Modelo FIESTAINN_A.

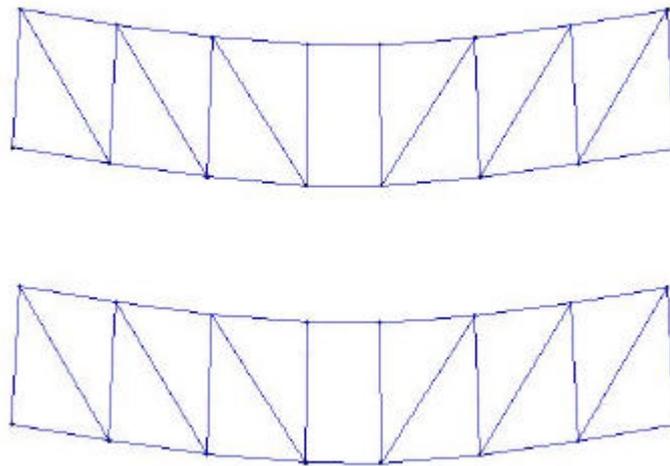


Figura 4.63. Configuración Deformada de la Armadura Alternada para Combinación 1.

Modelo FIESTAINN_A.

- Se considerará entonces que los paneles mas próximos al panel central (Vierendeel), son menos rígidos que los que están mas alejados de este, esto por la razón de que al carecer el panel central de un elemento rigidizante, como lo es una diagonal, lo hace mas susceptible a un comportamiento distinto, influyendo a los paneles contiguos y al resto de la armadura.

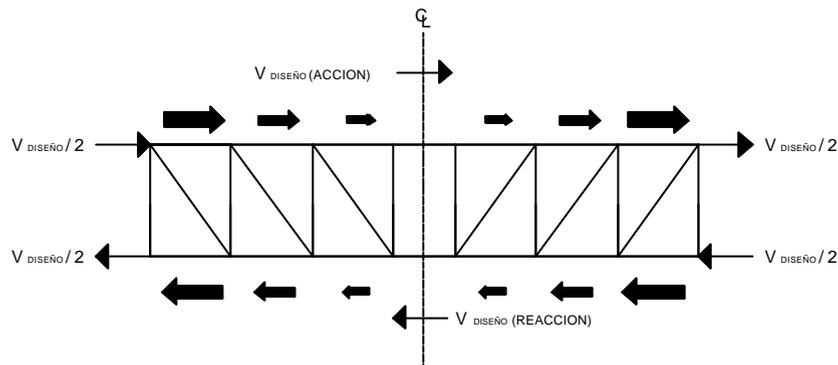


Figura 4.64. Redistribución de Fuerza Cortante de Entepiso en Armadura Alternada en Función de la Rigidez de cada Panel.

En el capítulo anterior se demostró la influencia de la existencia de la rotación de la armadura al estar sujeta a cargas laterales. Pero aún suponiendo ésta nueva redistribución de cargas sobre la armadura, se seguirá cumpliendo que bajo cargas laterales, las cargas axiales en las cuerdas superior e inferior en el panel central serán nulas. Además que sumatoria de las proyecciones horizontales de las cargas axiales de las diagonales será igual al cortante que deberá ser resistido por la *Armadura Alternada* (cortante de entepiso). La armadura que se analizará bajo cargas laterales será la que se muestra en la *Figura 4.65*. El cálculo de los momentos flexionantes en las cuerdas para esta condición se calcularán de igual manera a como se obtuvo en el capítulo anterior.

A través del análisis y revisión hecha al modelo matemático *FIESTAINN* podemos enfatizar la correcta distribución de las cargas laterales de las armaduras por medio de la asignación de diafragmas rígidos. Podemos también precisar el cortante que es transmitido a cada armadura (de cualquier nivel y ubicación) al conocer las cargas axiales en sus diagonales, (aún sabiendo que la carga axial en sus cuerdas no es exacta). Por lo que la tarea por realizar es colocar cierta configuración de cargas de tal manera que produzcan la misma configuración de carga axial y momento flexionante tanto en valor, dirección, y sentido en cada uno de los elementos de la armadura.

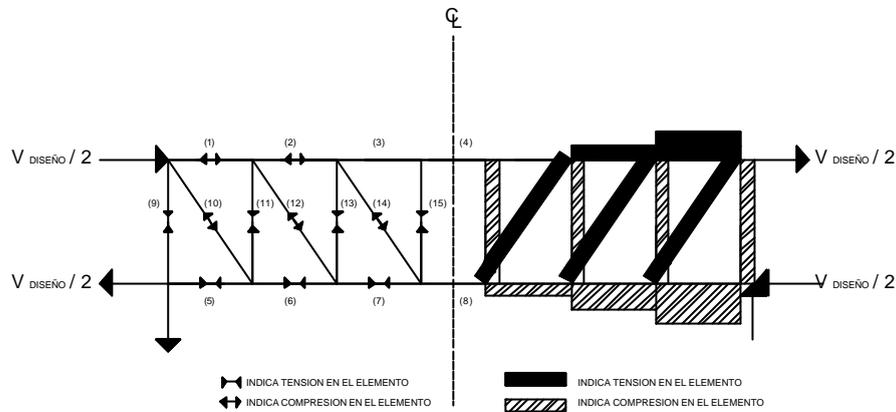


Figura 4.65. Configuración de Cargas Axiales en Armadura para Carga Lateral.

La *Tabla C.8 (Apendice C)* permite el cálculo de cargas axiales y momentos flexionantes en la *Armadura Alternada* a partir de la configuración mostrada en la *Figura 4.65*.

El modelo matemático *FIESTAINN* servirá entonces para proporcionar la distribución de cargas laterales en cada punto del edificio, para eso, deberá ser calibrado previamente y una vez obtenida esa distribución para cada dirección de análisis se aplicarán al modelo final *FIESTAINN_A*.

El procedimiento de calibración del modelo *FIESTAINN* para Cargas Laterales al realizarle un Análisis Modal Espectral se desarrollará como sigue:

- Si el cortante basal ($V_{B\text{ DIN}}$) producto del Análisis Dinámico (ya sean en dirección "X" ó "Y") es menor que el 80% del cortante basal ($V_{B\text{ EST}}$) que se obtendría de un Análisis Estático, deberá amplificarse el $V_{B\text{ DIN}}$ cierta cantidad de tal manera que iguale el valor del $V_{B\text{ EST}}$ (según lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo del Reglamento del Distrito Federal).

Entonces:

$$V_{B\text{ EST}} = \frac{cW_T}{Q}$$

Donde:

c ; Coeficiente Sísmico

W_T ; Peso total de la estructura hasta donde los desplazamientos laterales dejan de ser significativos

Q ; Factor de Comportamiento Sísmico

$$W_T = S_{CM} + S_{CV_{INS}} + S_{PP}$$

Donde:

S_{CM} ; Sumatoria de Carga Muerta

S_{CV} ; Sumatoria de Cargas Viva Instantánea

S_{PP} ; Peso Propio de la Estructura

Es importante mencionar que la condición de carga definida como Carga Muerta (CM) en cualquiera de los modelos que se elaboraron, no se considera en ésta el peso propio de la estructura, debido que durante la etapa de revisión bajo cargas verticales tendríamos diferencias respecto a las teóricas por lo que se optó separarlas y manejarlas como dos condiciones de carga distintas.

A continuación se muestra parte del archivo de salida del modelo *FIESTAINN*, de donde se tomaron los valores de S_{CM} , $S_{CV_{INS}}$, S_{PP} correspondientes al NIVEL +0.62 para el cálculo de V_{BEST} , así como los cortantes de entrepiso del Análisis Dinámico.

ETABS v8.2.3 File: FIESTAINN Ton-m Units PAGE 10
Septiembre 6, 2004 19:58

S T O R Y F O R C E S

STORY	LOAD	LOCATION	P	VX	VY	T	MX	MY
N +0.62	CM	Top	4093.56	0.00	0.00	0.000	93438.819	-36029.850
		Bottom	4093.56	0.00	0.00	0.000	93438.819	-36029.850
N +0.62	CVI	Top	1342.13	0.00	0.00	0.000	33675.712	-12160.707
		Bottom	1342.13	0.00	0.00	0.000	33675.712	-12160.707
N +0.62	PP	Top	980.37	0.00	0.00	0.000	23076.007	-8544.837
		Bottom	993.52	0.00	0.00	0.000	23409.078	-8701.860

ETABS v8.2.3 File: FIESTAINN Ton-m Units PAGE 10
Septiembre 9, 2004 14:14

S T O R Y F O R C E S

STORY	LOAD	LOCATION	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY13	SX	Top	0.00	50.36	10.91	966.671	0.000	0.000
		Bottom	0.00	50.36	10.91	966.671	39.275	181.298

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

STORY13	SY	Top	0.00	8.90	44.89	405.238	0.000	0.000
		Bottom	0.00	8.90	44.89	405.238	161.601	32.023
STORY12	SX	Top	0.00	82.17	12.28	1555.684	39.275	181.298
		Bottom	0.00	82.17	12.28	1555.684	82.335	476.941
STORY12	SY	Top	0.00	12.92	70.97	652.293	161.601	32.023
		Bottom	0.00	12.92	70.97	652.293	415.428	78.292
STORY11	SX	Top	0.00	109.61	10.60	2070.745	82.335	476.941
		Bottom	0.00	109.61	10.60	2070.745	113.945	870.588
STORY11	SY	Top	0.00	14.55	94.78	883.720	415.428	78.292
		Bottom	0.00	14.55	94.78	883.720	750.174	129.669
STORY10	SX	Top	0.00	132.97	9.52	2505.504	113.945	870.588
		Bottom	0.00	132.97	9.52	2505.504	130.513	1346.494
STORY10	SY	Top	0.00	14.08	117.83	1095.022	750.174	129.669
		Bottom	0.00	14.08	117.83	1095.022	1163.840	178.202
STORY9	SX	Top	0.00	152.77	10.77	2887.825	130.513	1346.494
		Bottom	0.00	152.77	10.77	2887.825	136.773	1890.086
STORY9	SY	Top	0.00	12.29	139.49	1282.354	1163.840	178.202
		Bottom	0.00	12.29	139.49	1282.354	1653.913	217.159
STORY8	SX	Top	0.00	170.04	12.37	3218.801	136.773	1890.086
		Bottom	0.00	170.04	12.37	3218.801	142.319	2490.398
STORY8	SY	Top	0.00	10.42	159.94	1454.818	1653.913	217.159
		Bottom	0.00	10.42	159.94	1454.818	2216.190	243.044
STORY7	SX	Top	0.00	185.39	12.59	3518.897	142.319	2490.398
		Bottom	0.00	185.39	12.59	3518.897	153.502	3138.688
STORY7	SY	Top	0.00	9.95	179.28	1623.508	2216.190	243.044
		Bottom	0.00	9.95	179.28	1623.508	2846.530	255.137
STORY6	SX	Top	0.00	199.55	11.65	3788.679	153.502	3138.688
		Bottom	0.00	199.55	11.65	3788.679	169.315	3829.370
STORY6	SY	Top	0.00	11.25	197.08	1783.865	2846.530	255.137
		Bottom	0.00	11.25	197.08	1783.865	3540.100	255.687
STORY5	SX	Top	0.00	212.73	11.73	4043.558	169.315	3829.370
		Bottom	0.00	212.73	11.73	4043.558	187.125	4558.142
STORY5	SY	Top	0.00	13.11	213.51	1938.532	3540.100	255.687
		Bottom	0.00	13.11	213.51	1938.532	4291.520	248.988
STORY4	SX	Top	0.00	225.26	13.31	4282.802	187.125	4558.142
		Bottom	0.00	225.26	13.31	4282.802	208.471	5322.495
STORY4	SY	Top	0.00	14.47	228.67	2081.795	4291.520	248.988
		Bottom	0.00	14.47	228.67	2081.795	5095.696	240.472
STORY3	SX	Top	0.00	237.10	14.52	4512.829	208.471	5322.495
		Bottom	0.00	237.10	14.52	4512.829	235.189	6120.240
STORY3	SY	Top	0.00	14.94	242.24	2209.171	5095.696	240.472
		Bottom	0.00	14.94	242.24	2209.171	5947.339	234.216
STORY2	SX	Top	0.00	248.42	14.47	4727.727	235.189	6120.240

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

		Bottom	0.00	248.42	14.47	4727.727	265.763	6950.133
STORY2	SY	Top	0.00	14.57	254.24	2314.845	5947.339	234.216
		Bottom	0.00	14.57	254.24	2314.845	6840.678	232.274
STORY1	SX	Top	0.00	258.93	13.09	4929.970	265.763	6950.133
		Bottom	0.00	258.93	13.09	4929.970	325.151	8563.536
STORY1	SY	Top	0.00	14.22	264.69	2405.932	6840.678	232.274
		Bottom	0.00	14.22	264.69	2405.932	8573.958	244.627
N +11.42	SX	Top	0.00	270.90	15.38	5166.462	325.151	8563.536
		Bottom	0.00	270.90	15.38	5166.462	341.406	9276.734
N +11.42	SY	Top	0.00	14.58	272.35	2464.599	8573.958	244.627
		Bottom	0.00	14.58	272.35	2464.599	9330.952	252.924
N +8.57	SX	Top	0.00	271.87	15.90	5187.053	341.406	9276.734
		Bottom	0.00	271.87	15.90	5187.053	347.686	9516.790
N +8.57	SY	Top	0.00	14.62	272.90	2471.976	9330.952	252.924
		Bottom	0.00	14.62	272.90	2471.976	9584.248	256.726
N +7.62	SX	Top	0.00	273.73	16.30	5253.234	347.686	9516.790
		Bottom	0.00	273.73	16.30	5253.234	360.984	10000.675
N +7.62	SY	Top	0.00	15.64	273.96	2495.856	9584.248	256.726
		Bottom	0.00	15.64	273.96	2495.856	10092.857	265.068
N +5.72	SX	Top	0.00	279.49	20.31	5325.972	360.984	10000.675
		Bottom	0.00	279.49	20.31	5325.972	375.013	10491.740
N +5.72	SY	Top	0.00	18.49	275.89	2514.109	10092.857	265.068
		Bottom	0.00	18.49	275.89	2514.109	10604.421	274.438
N +3.82	SX	Top	0.00	285.71	26.54	5584.931	375.013	10491.740
		Bottom	0.00	285.71	26.54	5584.931	404.149	11332.852
N +3.82	SY	Top	0.00	22.66	278.55	2594.016	10604.421	274.438
		Bottom	0.00	22.66	278.55	2594.016	11471.181	294.730
N +0.62	SX	Top	0.00	292.35	34.42	5882.191	404.149	11332.852
		Bottom	0.00	292.35	34.42	5882.191	422.930	11711.855
N +0.62	SY	Top	0.00	28.00	282.27	2688.128	11471.181	294.730
		Bottom	0.00	28.00	282.27	2688.128	11857.725	307.655

Con un periodo de T=1.95 seg., en la dirección "X" le corresponde una ordenada espectral de 0.055 según el espectro de diseño, por lo que:

$$0.80 V_{BESTX} = \frac{cW_T}{Q} = (0.80)(0.055)(4093.36+1342.13+993.52) \sim 282.88 T$$

Y con un periodo de T= 2.95 seg., en la dirección "Y" le corresponderá una ordenada espectral de 0.045, por lo que:

$$0.80 V_{BESTY} = \frac{cW_T}{Q} = (0.80)(0.045)(4093.36+1342.13+993.52) \sim 231.45 T$$

Q

Comparando el $0.80 V_{B\ EST\ X}$ y $0.80 V_{B\ EST\ Y}$ respecto a los obtenidos por medio del Análisis Modal Espectral del modelo *FIESTAINN*, tenemos que:

$$V_{B\ DIN\ X\ NIV\ +0.62} = 292.35\ T > 0.80\ V_{B\ EST\ X}$$

$$V_{B\ DIN\ Y\ NIV\ +0.62} = 282.27\ T > 0.80\ V_{B\ EST\ Y}$$

Por lo que no será requerida la amplificación del espectro de diseño para cumplir el requisito que se establece en la reglamentación vigente.

Una vez realizado el Análisis Modal Espectral para la dirección "X" y "Y", podrá conocerse la distribución real de los cortantes de entrepiso en cada una de las *Armaduras Alternadas* colocadas en la dirección transversal, así como en la dirección longitudinal del edificio. Esa distribución deberá ser transferida al modelo *FIESTAINN_A* colocando necesariamente fuerzas laterales en ambas direcciones que la produzcan y que representen la labor del diafragma rígido y la acción de la aceleración de las masas de cada planta. El determinar las fuerzas laterales a partir de un Análisis Dinámico de manera directa implicaría que tal consideración sea errónea, ya que cada valor reportado en cada elemento estructural (elemento mecánico, desplazamiento, etc.), es el resultado de una combinación modal, por lo que se sugiere lo siguiente:

- Conocidos los cortantes basales $V_{B\ EST\ X} = 353.60T$ y $V_{B\ EST\ Y} = 289.31T$ producto del Análisis Estático en las direcciones "X" y "Y" respectivamente, y conocida también la distribución de los cortantes de entrepiso como resultado del Análisis Dinámico del modelo *FIESTAINN* del programa ETABS Versión 8.2.3., se calibrará un nuevo Análisis Estático para cada dirección, de tal manera que se obtenga en primera instancia un cortante basal igual al cortante basal dinámico y posteriormente la misma distribución de fuerzas inerciales en los niveles superiores. Una vez realizada esta etapa podrán conocerse las fuerzas sísmicas que deberán ser aplicadas a los centros de masa de cada diafragma rígido del modelo *FIESTAINN* que será sujeto finalmente a un Análisis Estático que reemplazará al Análisis Modal Espectral. Obtenida la distribución de las fuerzas laterales en la dirección "X" y "Y", se trasladarán al modelo *FIESTAINN_A* como cargas puntuales verificando que la distribución sea la misma. Las *Tablas C.9 y C.10 (Apendice C)* muestran este procedimiento.

Las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo, especifican los requerimientos que deberá cumplir la estructura para ser sujeta a un Análisis Estático, los cuales los satisface el edificio en cuestión.

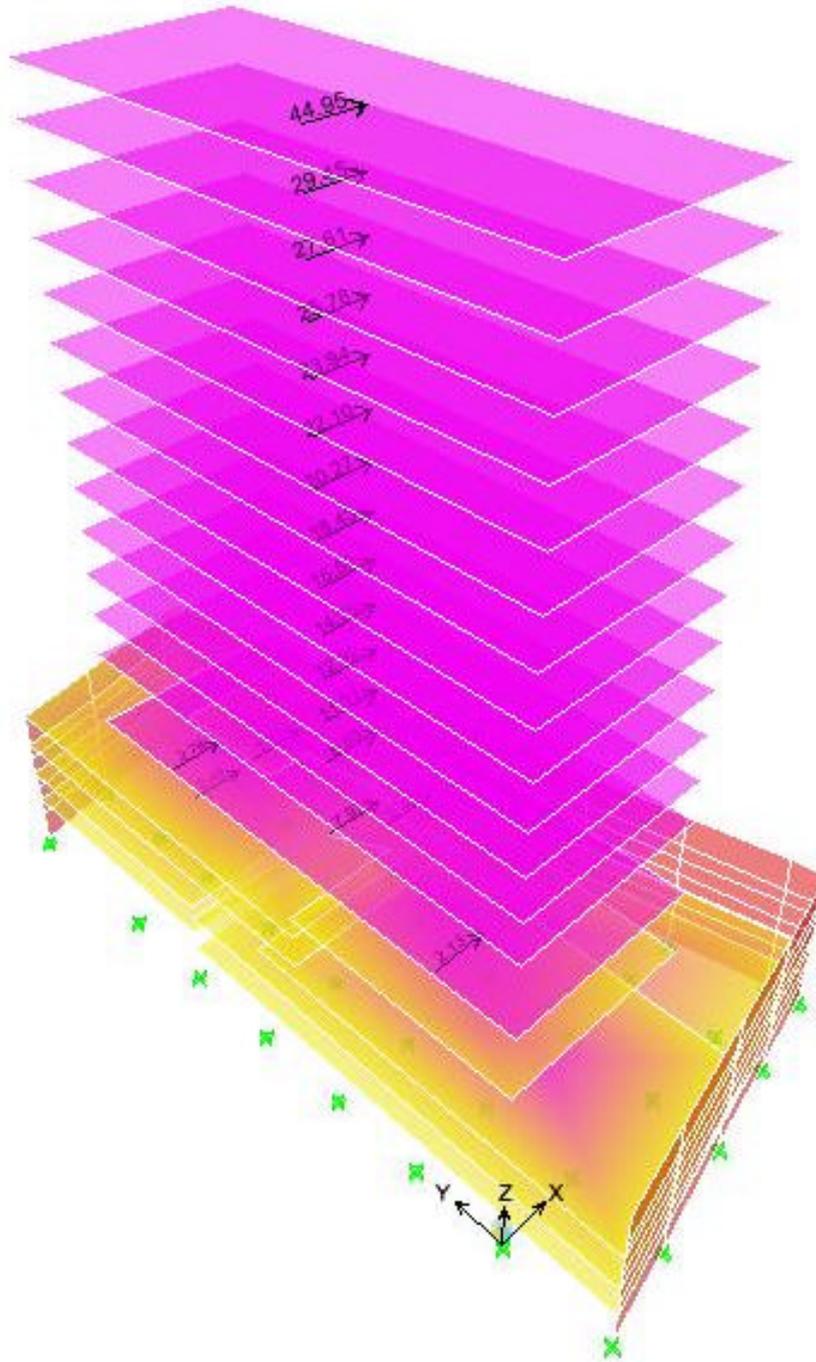


Figura 4.66. Asignación de Cargas Laterales en Dirección "X" producto de la Calibración referente a Tabla C.9 para la Condición de Carga SX1. Modelo FIESTAINN.

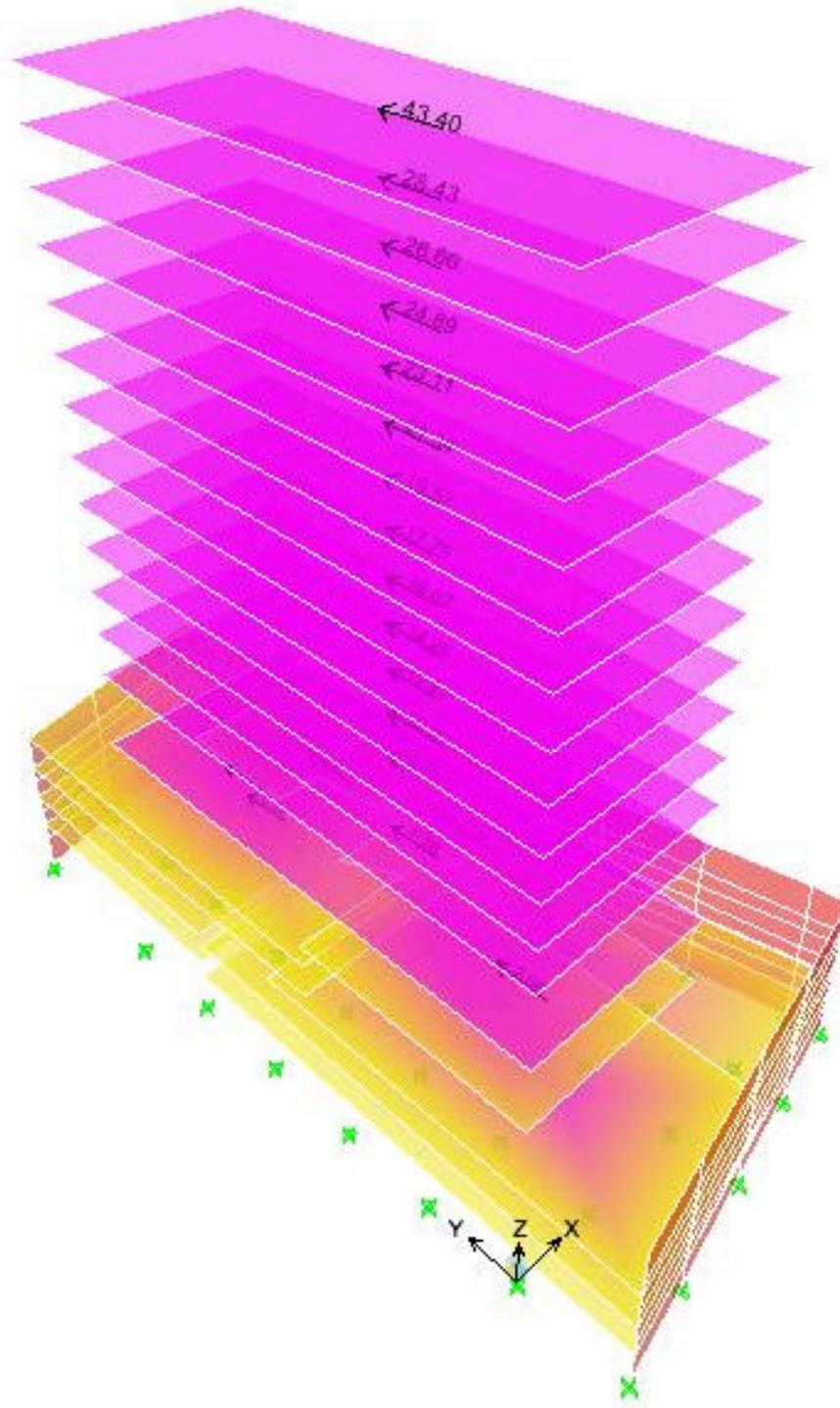


Figura 4.67. Asignación de Cargas Laterales en Dirección "Y" producto de la Calibración referente a Tabla C.10 para la Condición de Carga SY1. Modelo FIESTAINN.

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

A continuación se presenta el archivo de salida del modelo *FIESTAINN* que contiene la distribución de los cortantes de entrepiso debido a la asignación de las cargas laterales en dirección "X" y "Y", obtenidas a través de la calibración del modelo (*Tabla C.9 y C.10*) del *apendice C*.

ETABS v8.2.3 File: FIESTAINN Ton-m Units PAGE 2
Septiembre 9, 2004 15:59

S T O R Y F O R C E S

STORY	LOAD	LOCATION	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY13	SX1	Top	0.00	-44.95	0.00	925.317	0.000	0.000
		Bottom	0.00	-44.95	0.00	925.317	0.000	-161.820
STORY13	SY1	Top	0.00	0.00	-43.40	-370.018	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-43.40	-370.018	156.240	0.000
STORY12	SX1	Top	0.00	-74.40	0.00	1532.652	0.000	-161.820
		Bottom	0.00	-74.40	0.00	1532.652	0.000	-429.660
STORY12	SY1	Top	0.00	0.00	-71.83	-611.970	156.240	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-71.83	-611.970	414.828	0.000
STORY11	SX1	Top	0.00	-102.01	0.00	2101.892	0.000	-429.660
		Bottom	0.00	-102.01	0.00	2101.892	0.000	-796.896
STORY11	SY1	Top	0.00	0.00	-98.49	-838.865	414.828	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-98.49	-838.865	769.392	0.000
STORY10	SX1	Top	0.00	-127.79	0.00	2633.402	0.000	-796.896
		Bottom	0.00	-127.79	0.00	2633.402	0.000	-1256.940
STORY10	SY1	Top	0.00	0.00	-123.38	-1050.695	769.392	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-123.38	-1050.695	1213.560	0.000
STORY9	SX1	Top	0.00	-151.73	0.00	3126.978	0.000	-1256.940
		Bottom	0.00	-151.73	0.00	3126.978	0.000	-1803.168
STORY9	SY1	Top	0.00	0.00	-146.49	-1247.377	1213.560	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-146.49	-1247.377	1740.924	0.000
STORY8	SX1	Top	0.00	-173.83	0.00	3582.616	0.000	-1803.168
		Bottom	0.00	-173.83	0.00	3582.616	0.000	-2428.956
STORY8	SY1	Top	0.00	0.00	-167.83	-1428.994	1740.924	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-167.83	-1428.994	2345.112	0.000
STORY7	SX1	Top	0.00	-194.10	0.00	4000.527	0.000	-2428.956
		Bottom	0.00	-194.10	0.00	4000.527	0.000	-3127.716
STORY7	SY1	Top	0.00	0.00	-187.40	-1595.549	2345.112	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-187.40	-1595.549	3019.752	0.000
STORY6	SX1	Top	0.00	-212.53	0.00	4380.500	0.000	-3127.716
		Bottom	0.00	-212.53	0.00	4380.500	0.000	-3892.824
STORY6	SY1	Top	0.00	0.00	-205.19	-1746.953	3019.752	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-205.19	-1746.953	3758.436	0.000
STORY5	SX1	Top	0.00	-229.12	0.00	4722.539	0.000	-3892.824
		Bottom	0.00	-229.12	0.00	4722.539	0.000	-4717.656

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

STORY5	SY1	Top	0.00	0.00	-221.21	-1883.295	3758.436	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-221.21	-1883.295	4554.792	0.000
STORY4	SX1	Top	0.00	-243.87	0.00	5026.642	0.000	-4717.656
		Bottom	0.00	-243.87	0.00	5026.642	0.000	-5595.588
STORY4	SY1	Top	0.00	0.00	-235.46	-2004.571	4554.792	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-235.46	-2004.571	5402.448	0.000
STORY3	SX1	Top	0.00	-256.79	0.00	5293.016	0.000	-5595.588
		Bottom	0.00	-256.79	0.00	5293.016	0.000	-6520.032
STORY3	SY1	Top	0.00	0.00	-247.93	-2110.700	5402.448	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-247.93	-2110.700	6294.996	0.000
STORY2	SX1	Top	0.00	-267.90	0.00	5522.016	0.000	-6520.032
		Bottom	0.00	-267.90	0.00	5522.016	0.000	-7484.472
STORY2	SY1	Top	0.00	0.00	-258.66	-2202.017	6294.996	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-258.66	-2202.017	7226.172	0.000
STORY1	SX1	Top	0.00	-277.43	0.00	5718.797	0.000	-7484.472
		Bottom	0.00	-277.43	0.00	5718.797	0.000	-9343.253
STORY1	SY1	Top	0.00	0.00	-267.86	-2280.291	7226.172	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-267.86	-2280.291	9020.834	0.000
N +11.42	SX1	Top	0.00	-285.40	0.00	5883.071	0.000	-9343.253
		Bottom	0.00	-285.40	0.00	5883.071	0.000	-10156.643
N +11.42	SY1	Top	0.00	0.00	-275.56	-2345.808	9020.834	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-275.56	-2345.808	9806.180	0.000
N +8.57	SX1	Top	0.00	-285.88	0.00	5892.975	0.000	-10156.643
		Bottom	0.00	-285.88	0.00	5892.975	0.000	-10428.229
N +8.57	SY1	Top	0.00	0.00	-276.02	-2352.182	9806.180	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-276.02	-2352.182	10068.399	0.000
N +7.62	SX1	Top	0.00	-286.99	0.00	5930.529	0.000	-10428.229
		Bottom	0.00	-286.99	0.00	5930.529	0.000	-10973.510
N +7.62	SY1	Top	0.00	0.00	-277.09	-2365.395	10068.399	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-277.09	-2365.395	10594.870	0.000
N +5.72	SX1	Top	0.00	-289.12	0.00	5952.713	0.000	-10973.510
		Bottom	0.00	-289.12	0.00	5952.713	0.000	-11522.838
N +5.72	SY1	Top	0.00	0.00	-279.15	-2382.805	10594.870	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-279.15	-2382.805	11125.255	0.000
N +3.82	SX1	Top	0.00	-291.86	0.00	6064.623	0.000	-11522.838
		Bottom	0.00	-291.86	0.00	6064.623	0.000	-12456.790
N +3.82	SY1	Top	0.00	0.00	-281.80	-2408.109	11125.255	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-281.80	-2408.109	12027.015	0.000
N +0.62	SX1	Top	0.00	-292.35	0.00	6084.142	0.000	-12456.790
		Bottom	0.00	-292.35	0.00	6084.142	0.000	-12871.927
N +0.62	SY1	Top	0.00	0.00	-282.28	-2413.207	12027.015	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-282.28	-2413.207	12427.853	0.000

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

N -0.80	SX1	Top	0.00	-292.35	0.00	6084.142	0.000	-12871.927
		Bottom	0.00	-292.35	0.00	6084.142	0.000	-13392.310
N -0.80	SY1	Top	0.00	0.00	-282.28	-2413.207	12427.853	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-282.28	-2413.207	12930.311	0.000
N -2.58	SX1	Top	0.00	-292.35	0.00	6084.142	0.000	-13392.310
		Bottom	0.00	-292.35	0.00	6084.142	0.000	-13860.070
N -2.58	SY1	Top	0.00	0.00	-282.28	-2413.207	12930.311	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-282.28	-2413.207	13381.959	0.000
N -4.18	SX1	Top	0.00	-292.35	0.00	6084.142	0.000	-13860.070
		Bottom	0.00	-292.35	0.00	6084.142	0.000	-14327.830
N -4.18	SY1	Top	0.00	0.00	-282.28	-2413.207	13381.959	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-282.28	-2413.207	13833.607	0.000
N -5.78	SX1	Top	0.00	-292.35	0.00	6084.142	0.000	-14327.830
		Bottom	0.00	-292.35	0.00	6084.142	0.000	-14795.590
N -5.78	SY1	Top	0.00	0.00	-282.28	-2413.207	13833.607	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-282.28	-2413.207	14285.255	0.000
N -7.38	SX1	Top	0.00	-292.35	0.00	6084.142	0.000	-14795.590
		Bottom	0.00	-292.35	0.00	6084.142	0.000	-15731.110
N -7.38	SY1	Top	0.00	0.00	-282.28	-2413.207	14285.255	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-282.28	-2413.207	15188.551	0.000

Puede observarse que la distribución de la fuerza cortante a lo largo de toda la altura del edificio corresponde a la calculada a través del Análisis Estático para el modelo *FIESTAINN*, es decir, que las cargas aplicadas en el centro de masa de los diafragmas rígidos previamente determinadas (*Tabla C.9 y C.10*) están distribuyéndose de manera correcta por medio de las *Armaduras Alternadas*. En seguida se presentan las cargas que se aplicaron tanto en la dirección “X” y “Y” al modelo *FIESTAINN_A* para producir la misma distribución de fuerza cortante en ambas direcciones del edificio. En las *Figuras 4.68, 4.69 y 4.70* se muestra la distribución de las fuerzas cortantes en las dos direcciones de análisis aplicadas al modelo *FIESTAINN_A*.

Una vez aplicadas las cargas al modelo *FIESTAINN_A* se comparará su distribución respecto a la del modelo anterior. *Figuras 4.71 y 4.72*.

ETABS v8.2.3 File: FIESTAINN_A Ton-m Units PAGE 2
Septiembre 9, 2004 22:12

S T O R Y F O R C E S

STORY	LOAD	LOCATION	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY13	SX1	Top	0.00	-45.68	0.00	913.664	0.000	0.000
		Bottom	0.00	-45.68	0.00	913.664	0.000	-164.448
STORY13	SY1	Top	0.00	0.00	-43.12	-352.036	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-43.12	-352.036	155.232	0.000

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

STORY12	SX1	Top	0.00	-74.26	0.00	1632.278	0.000	-164.448
		Bottom	0.00	-74.26	0.00	1632.278	0.000	-431.784
STORY12	SY1	Top	0.00	0.00	-71.37	-591.180	155.232	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-71.37	-591.180	412.164	0.000
STORY11	SX1	Top	0.00	-102.08	0.00	1972.080	0.000	-431.784
		Bottom	0.00	-102.08	0.00	1972.080	0.000	-799.272
STORY11	SY1	Top	0.00	0.00	-97.88	-810.785	412.164	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-97.88	-810.785	764.532	0.000
STORY10	SX1	Top	0.00	-127.62	0.00	2847.398	0.000	-799.272
		Bottom	0.00	-127.62	0.00	2847.398	0.000	-1258.704
STORY10	SY1	Top	0.00	0.00	-122.89	-1022.374	764.532	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-122.89	-1022.374	1206.936	0.000
STORY9	SX1	Top	0.00	-151.94	0.00	2911.972	0.000	-1258.704
		Bottom	0.00	-151.94	0.00	2911.972	0.000	-1805.688
STORY9	SY1	Top	0.00	0.00	-145.63	-1209.080	1206.936	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-145.63	-1209.080	1731.204	0.000
STORY8	SX1	Top	0.00	-173.58	0.00	3886.226	0.000	-1805.688
		Bottom	0.00	-173.58	0.00	3886.226	0.000	-2430.576
STORY8	SY1	Top	0.00	0.00	-166.70	-1388.271	1731.204	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-166.70	-1388.271	2331.324	0.000
STORY7	SX1	Top	0.00	-194.38	0.00	3720.060	0.000	-2430.576
		Bottom	0.00	-194.38	0.00	3720.060	0.000	-3130.344
STORY7	SY1	Top	0.00	0.00	-186.53	-1550.261	2331.324	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-186.53	-1550.261	3002.832	0.000
STORY6	SX1	Top	0.00	-212.18	0.00	4752.082	0.000	-3130.344
		Bottom	0.00	-212.18	0.00	4752.082	0.000	-3894.192
STORY6	SY1	Top	0.00	0.00	-204.43	-1700.561	3002.832	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-204.43	-1700.561	3738.780	0.000
STORY5	SX1	Top	0.00	-229.62	0.00	4399.664	0.000	-3894.192
		Bottom	0.00	-229.62	0.00	4399.664	0.000	-4720.824
STORY5	SY1	Top	0.00	0.00	-219.91	-1825.477	3738.780	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-219.91	-1825.477	4530.456	0.000
STORY4	SX1	Top	0.00	-242.66	0.00	5422.058	0.000	-4720.824
		Bottom	0.00	-242.66	0.00	5422.058	0.000	-5594.400
STORY4	SY1	Top	0.00	0.00	-234.33	-1955.069	4530.456	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-234.33	-1955.069	5374.044	0.000
STORY3	SX1	Top	0.00	-258.98	0.00	4992.948	0.000	-5594.400
		Bottom	0.00	-258.98	0.00	4992.948	0.000	-6526.728
STORY3	SY1	Top	0.00	0.00	-246.49	-2046.251	5374.044	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-246.49	-2046.251	6261.408	0.000
STORY2	SX1	Top	0.00	-263.56	0.00	5779.788	0.000	-6526.728
		Bottom	0.00	-263.56	0.00	5779.788	0.000	-7475.544
STORY2	SY1	Top	0.00	0.00	-257.15	-2147.787	6261.408	0.000

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

		Bottom	0.00	0.00	-257.15	-2147.787	7187.148	0.000
STORY1	SX1	Top	0.00	-277.44	0.00	5756.880	0.000	-7475.544
		Bottom	0.00	-277.44	0.00	5756.880	0.000	-9334.392
STORY1	SY1	Top	0.00	0.00	-266.11	-2202.396	7187.148	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-266.11	-2202.396	8970.085	0.000
N +11.42	SX1	Top	0.00	-285.41	0.00	5921.062	0.000	-9334.392
		Bottom	0.00	-285.41	0.00	5921.062	0.000	-10147.811
N +11.42	SY1	Top	0.00	0.00	-273.81	-2268.003	8970.085	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-273.81	-2268.003	9750.443	0.000
N +8.57	SX1	Top	0.00	-285.89	0.00	5930.966	0.000	-10147.811
		Bottom	0.00	-285.89	0.00	5930.966	0.000	-10419.406
N +8.57	SY1	Top	0.00	0.00	-274.27	-2274.377	9750.443	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-274.27	-2274.377	10011.000	0.000
N +7.62	SX1	Top	0.00	-287.00	0.00	5968.428	0.000	-10419.406
		Bottom	0.00	-287.00	0.00	5968.428	0.000	-10964.706
N +7.62	SY1	Top	0.00	0.00	-275.34	-2287.579	10011.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-275.34	-2287.579	10534.146	0.000
N +5.72	SX1	Top	0.00	-289.13	0.00	5990.542	0.000	-10964.706
		Bottom	0.00	-289.13	0.00	5990.542	0.000	-11514.053
N +5.72	SY1	Top	0.00	0.00	-277.40	-2304.988	10534.146	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-277.40	-2304.988	11061.206	0.000
N +3.82	SX1	Top	0.00	-291.87	0.00	6102.795	0.000	-11514.053
		Bottom	0.00	-291.87	0.00	6102.795	0.000	-12448.037
N +3.82	SY1	Top	0.00	0.00	-280.05	-2330.315	11061.206	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-280.05	-2330.315	11957.366	0.000
N +0.62	SX1	Top	0.00	-292.36	0.00	6122.351	0.000	-12448.037
		Bottom	0.00	-292.36	0.00	6122.351	0.000	-12863.188
N +0.62	SY1	Top	0.00	0.00	-280.53	-2335.411	11957.366	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-280.53	-2335.411	12355.719	0.000
N -0.80	SX1	Top	0.00	-292.36	0.00	6122.351	0.000	-12863.188
		Bottom	0.00	-292.36	0.00	6122.351	0.000	-13383.589
N -0.80	SY1	Top	0.00	0.00	-280.53	-2335.411	12355.719	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-280.53	-2335.411	12855.062	0.000
N -2.58	SX1	Top	0.00	-292.36	0.00	6122.351	0.000	-13383.589
		Bottom	0.00	-292.36	0.00	6122.351	0.000	-13851.365
N -2.58	SY1	Top	0.00	0.00	-280.53	-2335.411	12855.062	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-280.53	-2335.411	13303.910	0.000
N -4.18	SX1	Top	0.00	-292.36	0.00	6122.351	0.000	-13851.365
		Bottom	0.00	-292.36	0.00	6122.351	0.000	-14319.141
N -4.18	SY1	Top	0.00	0.00	-280.53	-2335.411	13303.910	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-280.53	-2335.411	13752.758	0.000
N -5.78	SX1	Top	0.00	-292.36	0.00	6122.351	0.000	-14319.141
		Bottom	0.00	-292.36	0.00	6122.351	0.000	-14786.917

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

N -5.78	SY1	Top	0.00	0.00	-280.53	-2335.411	13752.758	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-280.53	-2335.411	14201.606	0.000
N -7.38	SX1	Top	0.00	-292.36	0.00	6122.351	0.000	-14786.917
		Bottom	0.00	-292.36	0.00	6122.351	0.000	-15722.469
N -7.38	SY1	Top	0.00	0.00	-280.53	-2335.411	14201.606	0.000
		Bottom	0.00	0.00	-280.53	-2335.411	15099.302	0.000

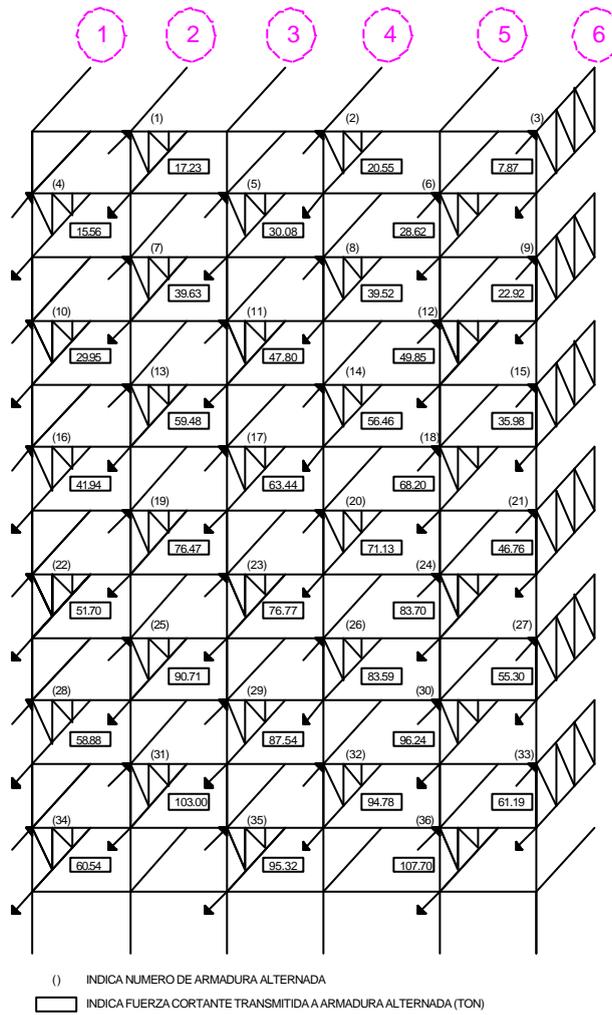


Figura 4.68. Distribución de Cortante de Entrepiso en Dirección "X" (SX1) en Sistema de Armaduras Alternadas del Modelo FIESTAINN (Sin Torsion).

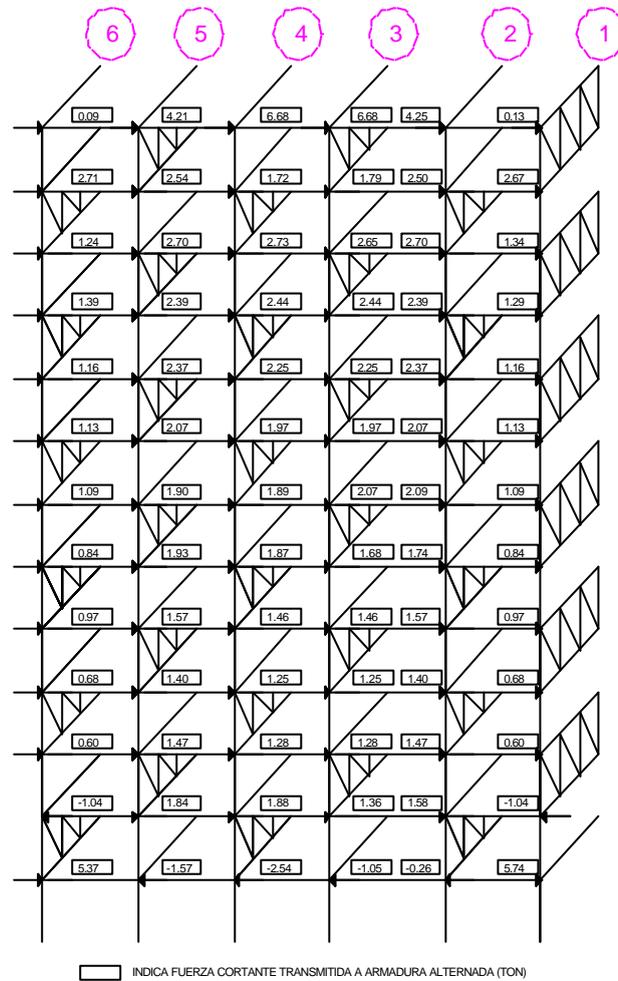


Figura 4.69. Distribución de Cortante de Entepiso en Dirección "Y" (SY1) para Eje "A" en Sistema de Armaduras Alternadas del Modelo FIESTAINN (Sin Torsion).

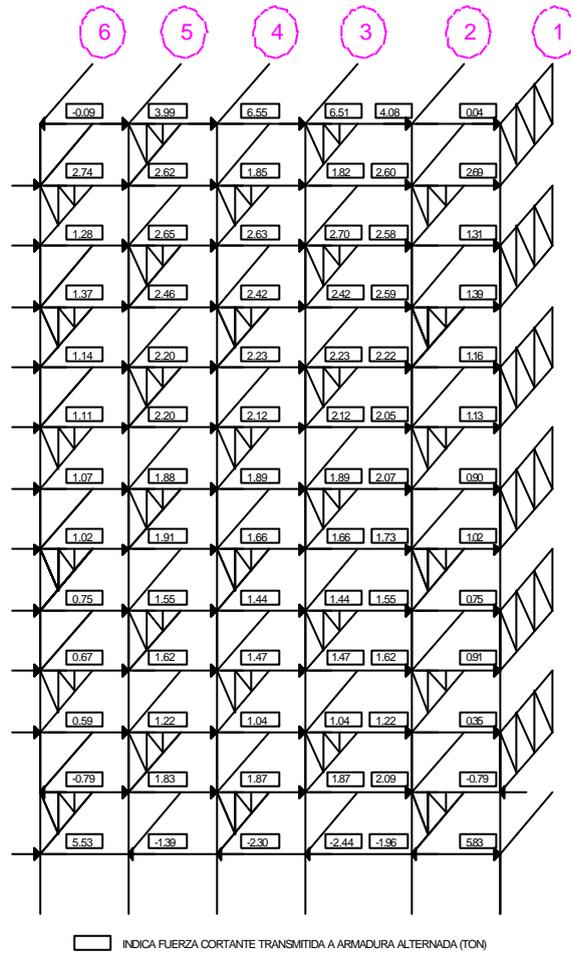


Figura 4.70. Distribución de Cortante de Entrepiso en Dirección "Y" (SY1) para Eje "C" en Sistema de Armaduras Alternadas del Modelo FIESTAINN (Sin Torsion).

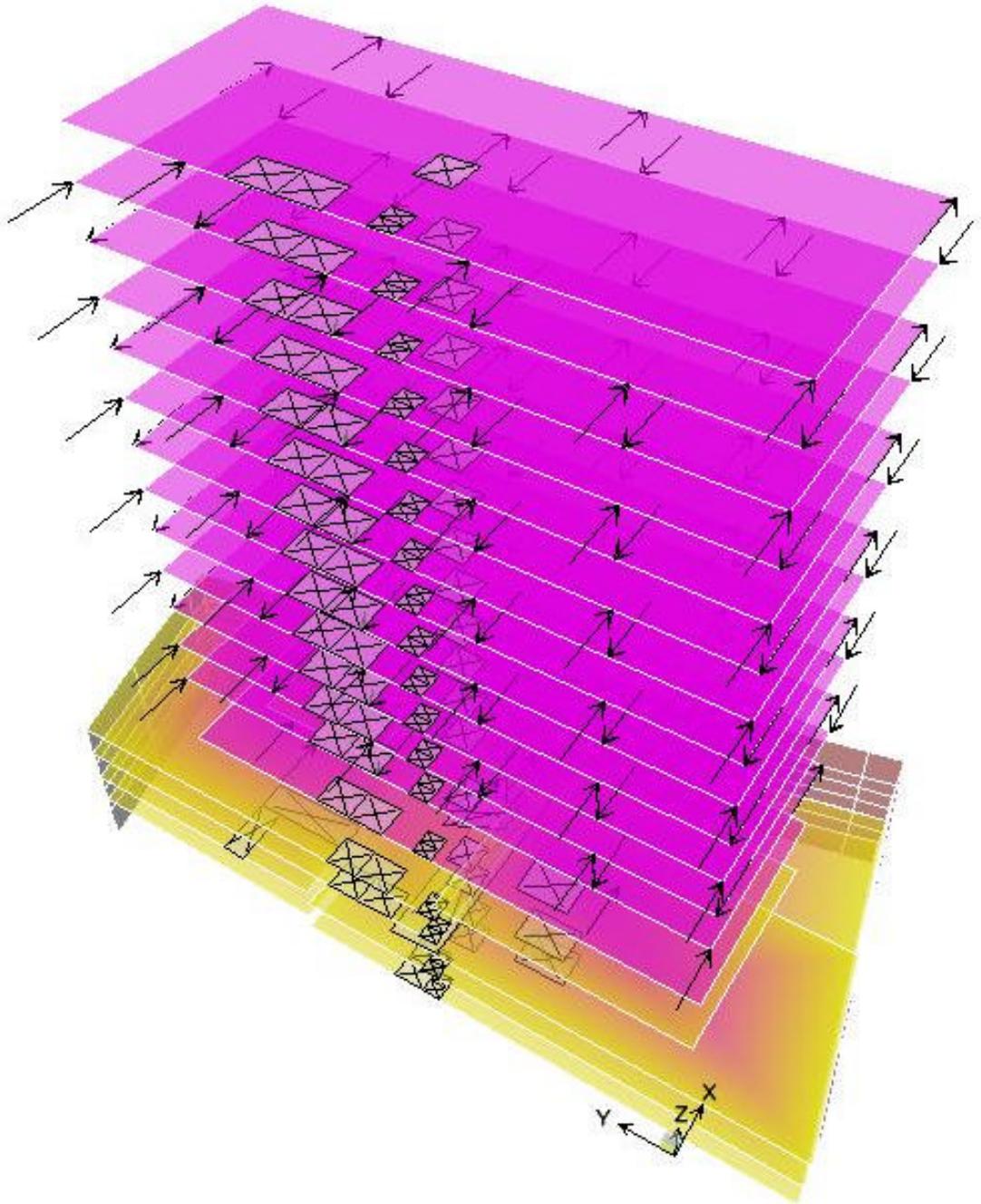


Figura 4.71. Asignación de Cargas Laterales en Dirección "X" para la Condición de Carga SX1.
Modelo FIESTAINN_A.

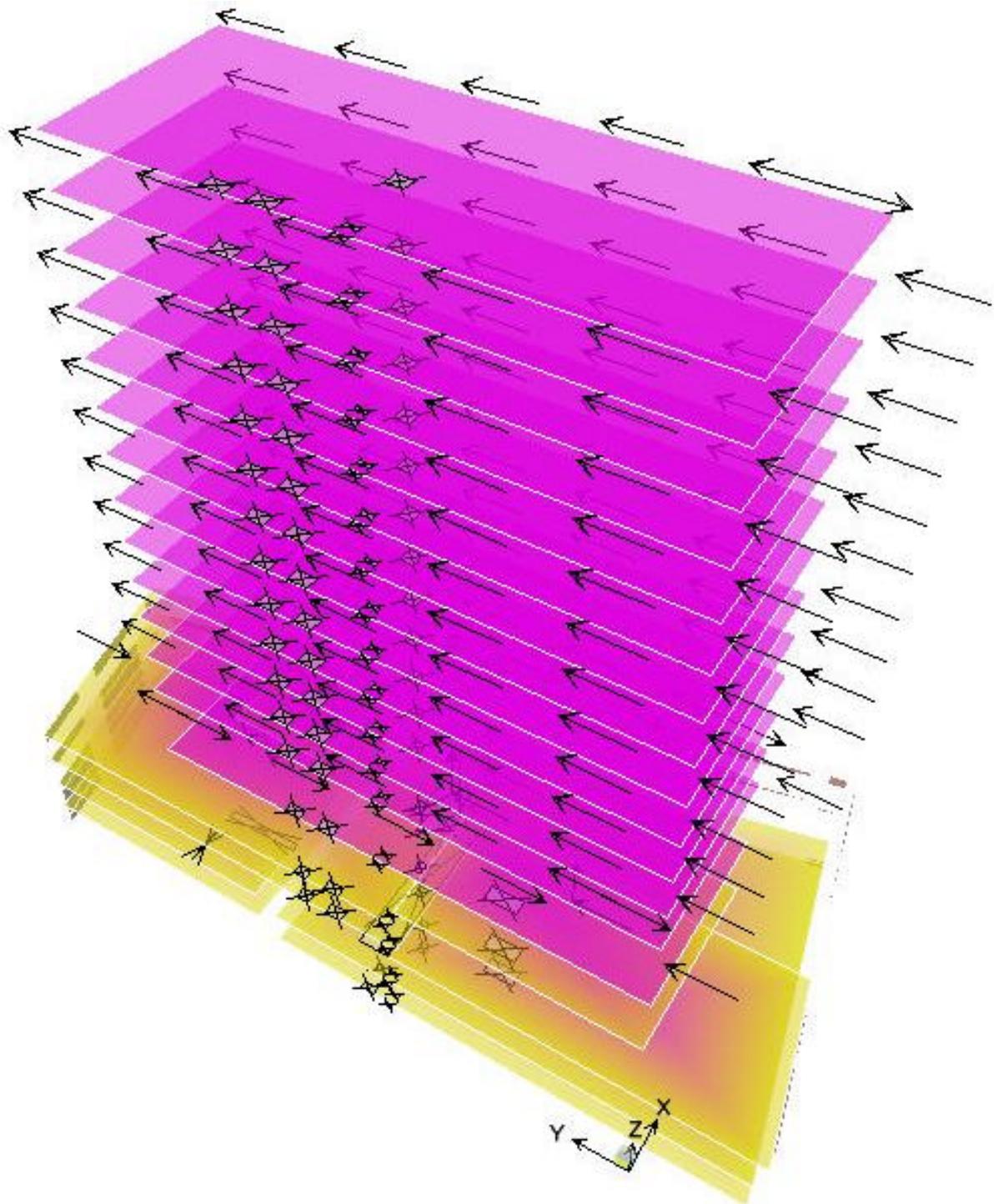


Figura 4.72. Asignación de Cargas Laterales en Dirección "Y" para la Condición de Carga SY1.
Modelo FIESTAINN_A.

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

TABLA COMPARATIVA DE CORTANTES DE ENTREPISO DEL MODELO FIESTAINN_A vs.
MODELO FIESTAINN EN DIRECCIÓN "X" Y "Y"

NIVEL	V_i FIESTAINN_A (TON)	V_i FIESTAINN (TON)	$\frac{V_i \text{ FIESTAINN}_A}{V_i \text{ FIESTAINN}}$
NIVEL 13	45.68	44.95	1.01
NIVEL 13	43.12	43.40	0.99
NIVEL 12	74.26	74.40	0.99
NIVEL 12	71.37	71.83	0.99
NIVEL 11	102.08	102.01	1.00
NIVEL 11	97.88	98.49	0.99
NIVEL 10	127.62	127.79	0.99
NIVEL 10	122.89	123.38	0.99
NIVEL 9	151.94	151.72	1.00
NIVEL 9	145.63	146.49	0.99
NIVEL 8	173.58	173.83	0.99
NIVEL 8	166.70	167.83	0.99
NIVEL 7	194.38	194.09	1.00
NIVEL 7	186.53	187.40	0.99
NIVEL 6	212.18	212.52	0.99
NIVEL 6	204.43	205.19	0.99
NIVEL 5	229.62	229.11	1.00
NIVEL 5	219.91	221.21	0.99
NIVEL 4	242.66	243.86	0.99
NIVEL 4	234.33	235.46	0.99
NIVEL 3	258.98	256.78	1.00
NIVEL 3	246.49	247.93	0.99
NIVEL 2	263.56	267.89	0.98
NIVEL 2	257.15	258.65	0.99
NIVEL 1	277.44	277.42	1.00
NIVEL 1	266.11	267.85	0.99
NIVEL +11.42	285.41	285.39	1.00
NIVEL +11.42	273.81	275.55	0.99
NIVEL +8.57	285.89	285.87	1.00
NIVEL +8.57	274.27	276.01	0.99
NIVEL +7.62	287.00	286.98	1.00
NIVEL +7.62	275.34	277.09	0.99
NIVEL +5.72	289.13	289.13	1.00
NIVEL +5.72	277.40	279.14	0.99
NIVEL +3.82	291.87	291.86	1.00
NIVEL +3.82	280.05	281.79	0.99
NIVEL +0.62	292.36	292.35	1.00
NIVEL +0.62	280.53	282.27	0.99

Puede concluirse entonces que la distribución de las Cargas Laterales en el modelo *FIESTAINN_A* se desarrolla de manera correcta.

Enseguida se presenta la revisión de la *Armadura Alternada 30* (según nomenclatura de la *Figura 4.68*) ubicada en el entrepiso del *Nivel (Story) 3 y 4* con una fuerza cortante de diseño de $96.24T$ como elemento estructural (escogido al azar) para verificar su comportamiento en la Dirección "X" y para contraponerlo al comportamiento teórico antes planteado.

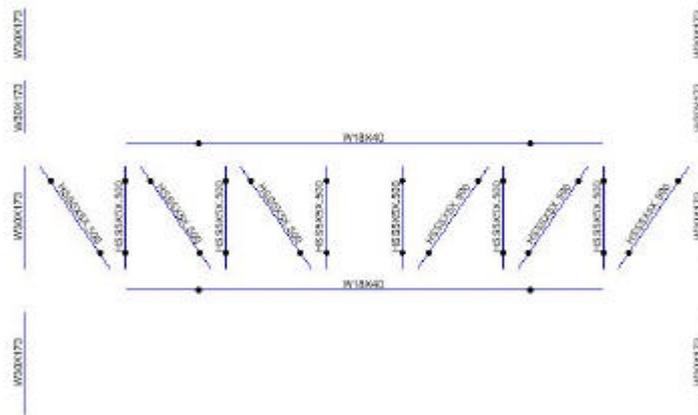


Figura 4.73. Armadura Alternada 30. Asignación de Perfiles.
Modelo FIESTAINN_A.

La revisión de la armadura anterior se centrará en la configuración de sus diagramas de cargas axiales, momentos flexionantes y deformaciones.

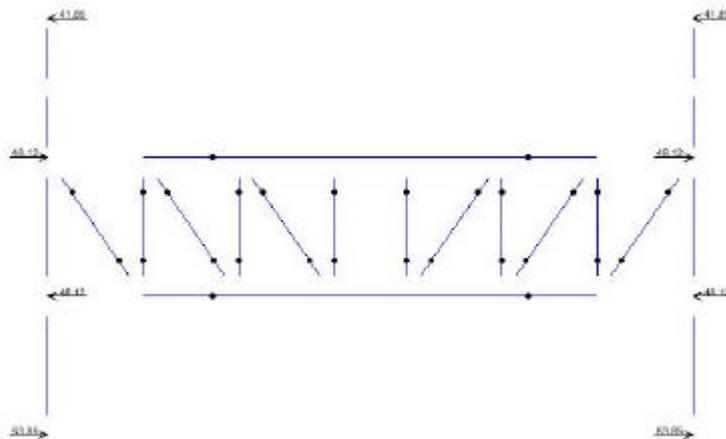


Figura 4.74. Armadura Alternada 30 sujeta a Cargas Laterales para la Condición de Carga SX1. Modelo FIESTAINN_A.

Los valores de carga axial y momentos flexionantes de la *Armadura Alternada* de análisis se compararan contra los valores teóricos.

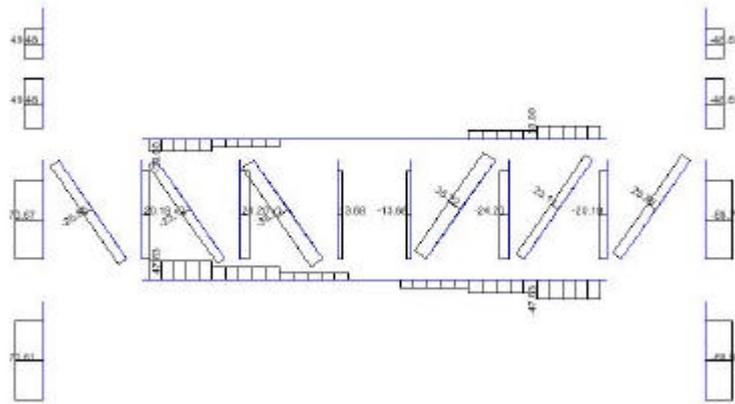


Figura 4.75. Carga Axial en Armadura Alternada 30 para la Condición de Carga SX1.
Modelo FIESTAINN_A.

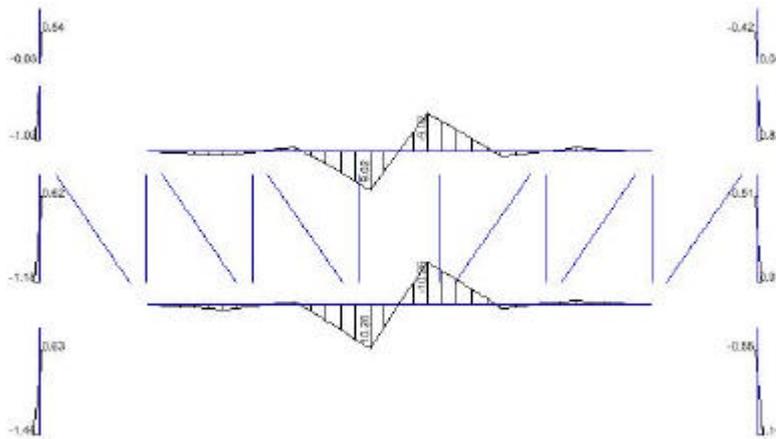


Figura 4.76. Momento Flexionante en Armadura Alternada 30 para la Condición de Carga SX1.
Modelo FIESTAINN_A.

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

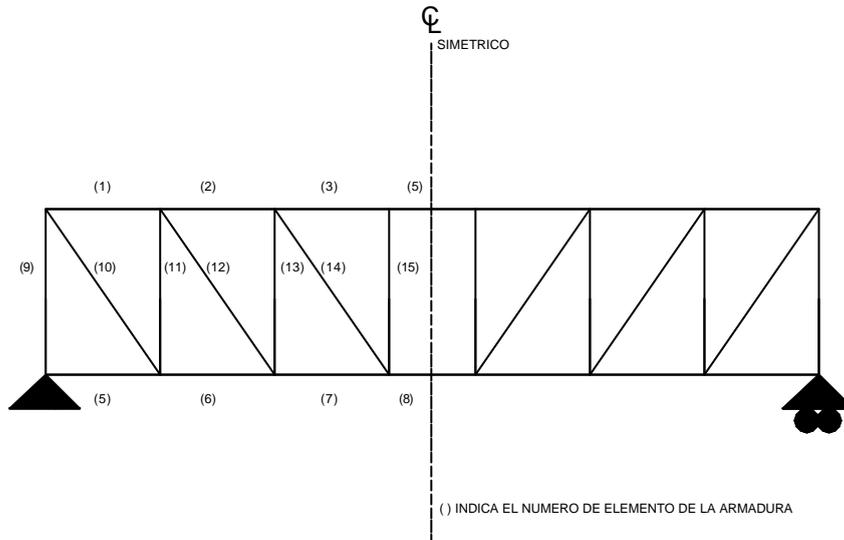


Figura 4.77. Identificación de Elementos de la Armadura Alternada 30 para la Condición de Carga SX1 en referencia a Tabla C.11 (Apendice C).

TABLA COMPARATIVA DE CARGAS AXIALES DEL MODELO vs. TEÓRICAS PARA LA ARMADURA ALTERNADA 30

ELEMENTO	CARGA AXIAL	CARGA AXIAL	CARGA AXIAL
	DEL MODELO (TON)	TEORICA (TON)	DEL MODELO CARGA AXIAL TEORICA
1	-33.00	-33.89	0.97
2	-19.92	-19.71	1.01
3	0.00	0.03	1.00
4	0.00	0.00	1.00
5	47.63	48.12	0.98
6	33.00	33.92	0.97
7	19.93	19.75	1.00
8	0.00	0.00	1.00
9	-	-	-
10	-25.85	-25.16	1.02
11	20.19	20.75	0.97
12	-23.12	-25.13	0.92
13	24.20	24.74	0.97
14	-35.22	-34.79	1.01
15	13.68	14.33	0.95

Los valores teóricos de carga axial en los elementos que conforman a la armadura se presentan en la *Tabla C.11 (Apéndice C)*, mostrándose que la variación respecto a los obtenidos del modelo matemático está alrededor del ± 1.05 , lo cual se considera satisfactorio. El valor del *Elemento 9* no fue comparado debido a que corresponde a la columna y es de esperar que el valor que reporta el modelo sea mucho mayor al teórico debido a que considera el efecto de volteo producido por las cargas de Sismo.

TABLA COMPARATIVA DE MOMENTOS FLEXIONANTES DEL MODELO vs. TEÓRICAS
PARA LA ARMADURA ALTERNADA 30

ELEMENTO	MOMENTO FLEXIONANTE DEL MODELO	MOMENTO FLEXIONANTE TEORICO	MOMENTO FLEXIONANTE DEL MODELO
	(TON-M)	(TON-M)	$\frac{\text{MOMENTO FLEXIONANTE DEL MODELO}}{\text{MOMENTO FLEXIONANTE TEORICO}}$
CUERDA SUP.	9.02	9.85	0.91
CUERDA INF.	10.26	9.85	1.04

De igual manera que las cargas axiales, los valores de momentos flexionantes en la cuerda superior e inferior de la armadura analizada presentan cierta variación que puede considerarse tolerable.

A continuación se presenta la configuración deformada de la *Armadura Alternada 30*:

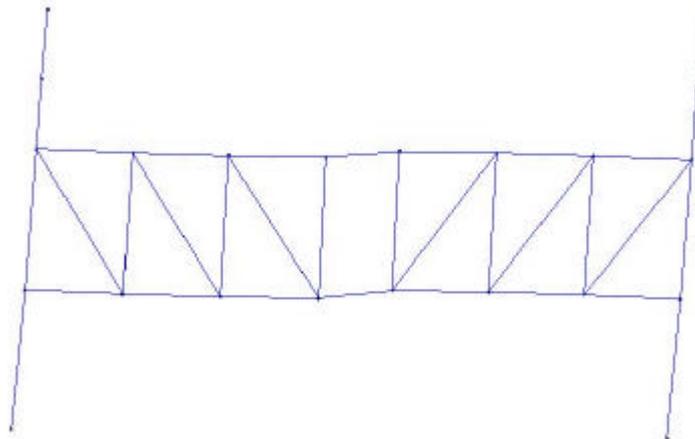


Figura 4.78. Configuración Deformada para la Condición de Carga SX1 en Armadura Alternada 30.
Modelo FIESTAINN_A.

La armadura presenta una deformación lateral $D_{NETA} = 0.81cm$ que al compararse con la deformación lateral teórica (Tabla C.12., Apéndice C), $D_{TEORICA} = 0.51cm$ será considerada como aceptable.

Para la revisión de la distribución de las Cargas Laterales en la dirección "Y" del edificio, se compararon los diagramas de momentos flexionantes y de fuerzas cortantes, correspondientes a los Ejes A y C de los modelos *FIESTAINN* y *FIESTAINN_A*.

Únicamente se mostrarán los diagramas de elementos mecánicos del modelo matemático *FIESTAINN_A* producto de las cargas de sismo en la dirección considerada, sin embargo es importante mencionar que cada valor fue revisado minuciosamente (trabes y columnas) contra los obtenidos por el modelo *FIESTAINN*. Debemos recordar que el origen de la discusión fue la distribución de las cargas sísmicas en la dirección donde se encuentran las *Armaduras Alternadas*, no en la dirección de los marcos rígidos.

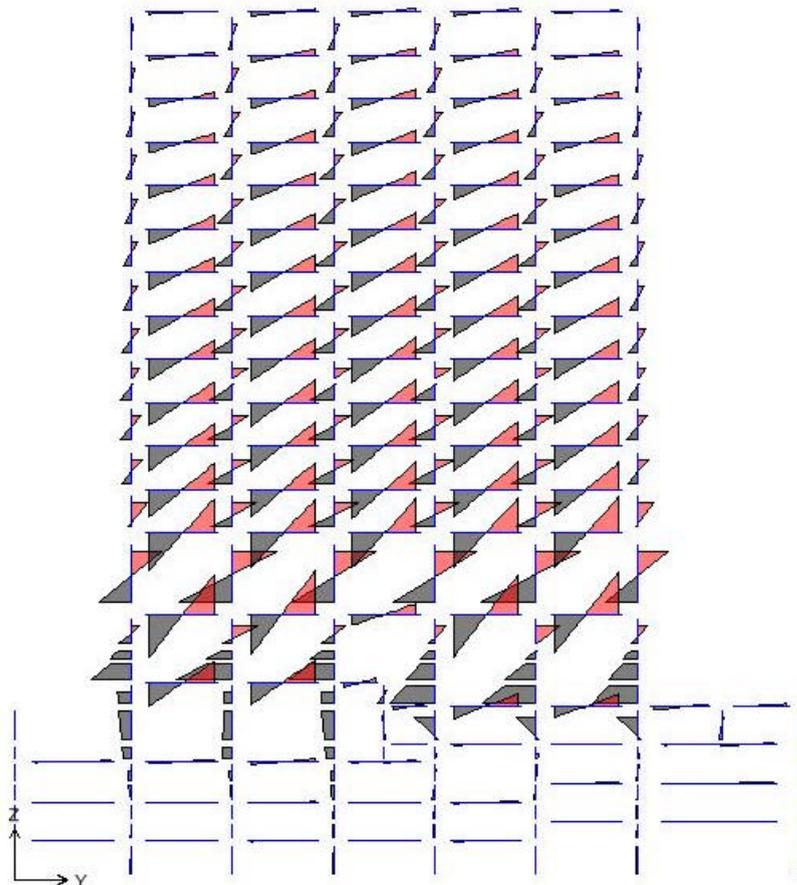


Figura 4.79. Configuración de Diagramas de Momento Flexionante de Eje A para la Condición de Carga SY1. Modelo *FIESTAINN_A*.

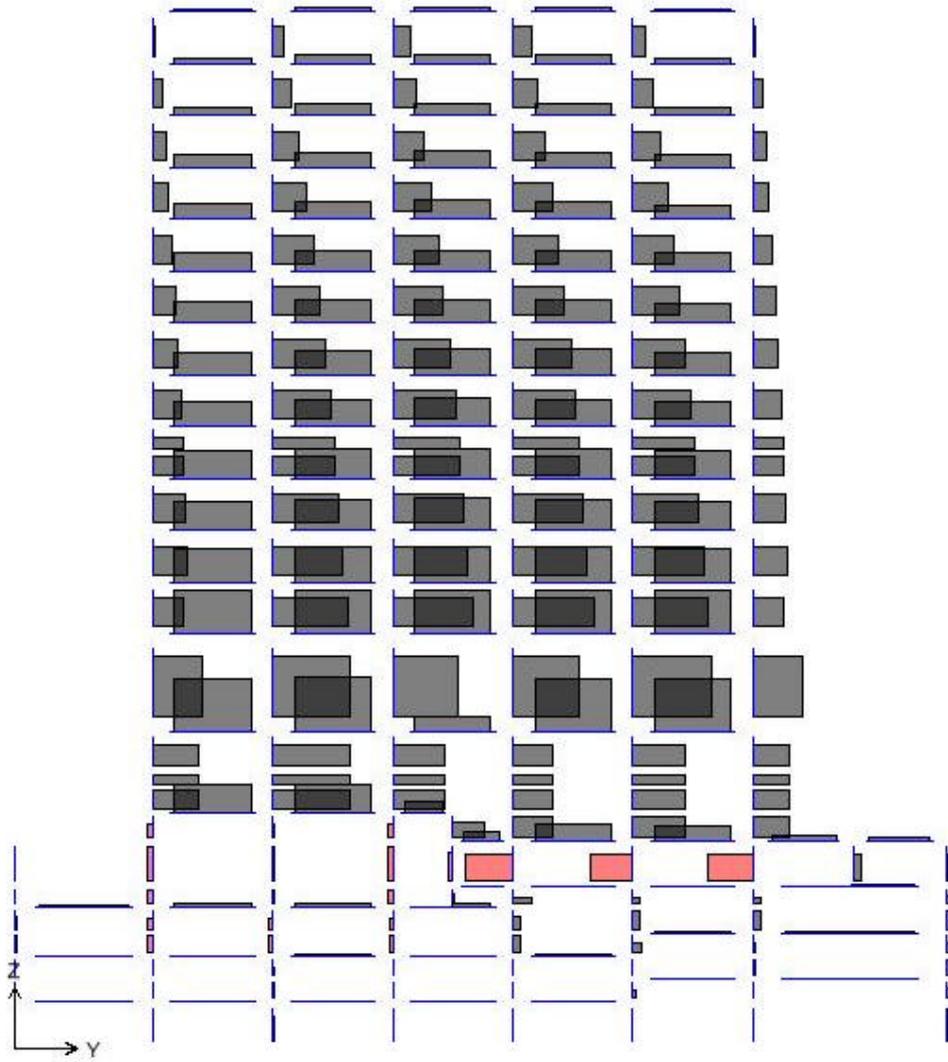


Figura 4.80. Configuración de Diagramas de Fuerza Cortante de Eje A para la Condición de Carga SY1.
Modelo FIESTAINN_A.

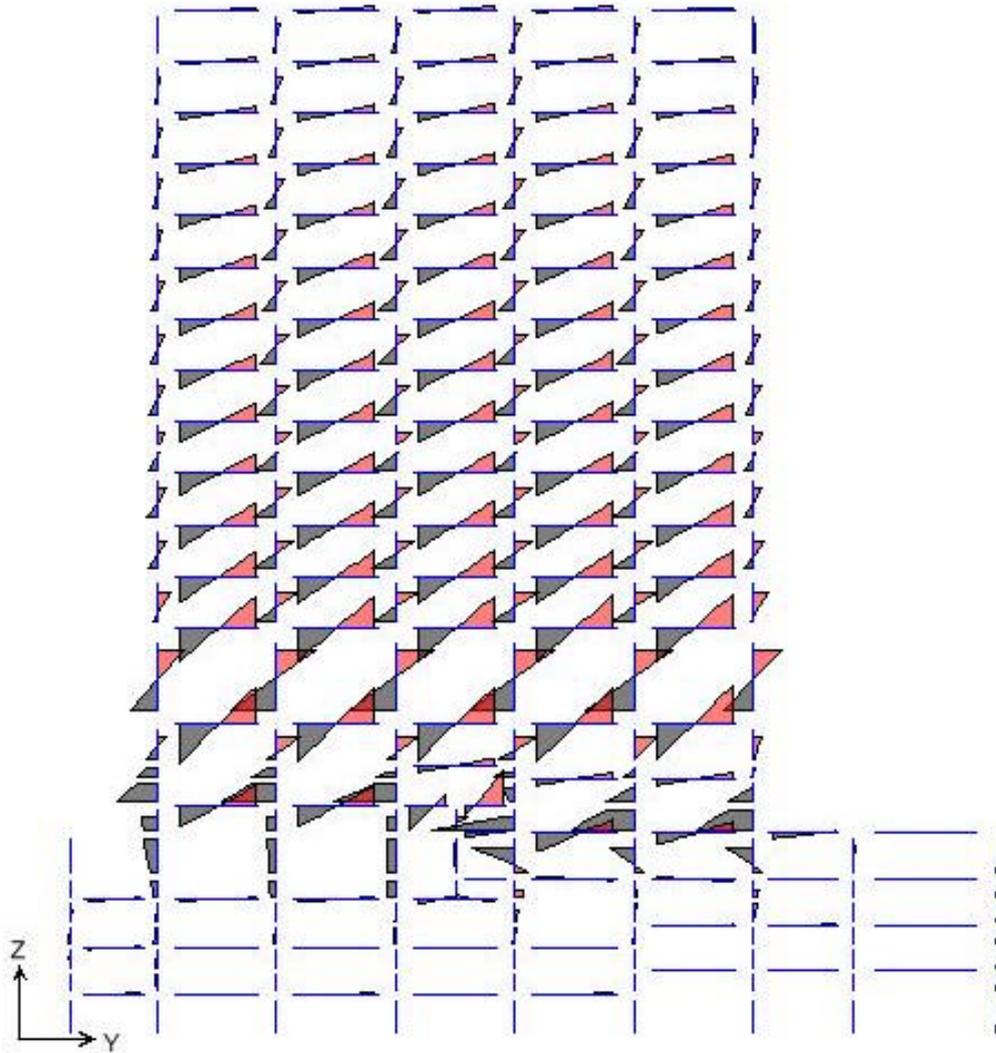


Figura 4.81. Configuración de Diagramas de Momento Flexionante de Eje C para la Condición de Carga SY1.
Modelo FIESTAINN_A.

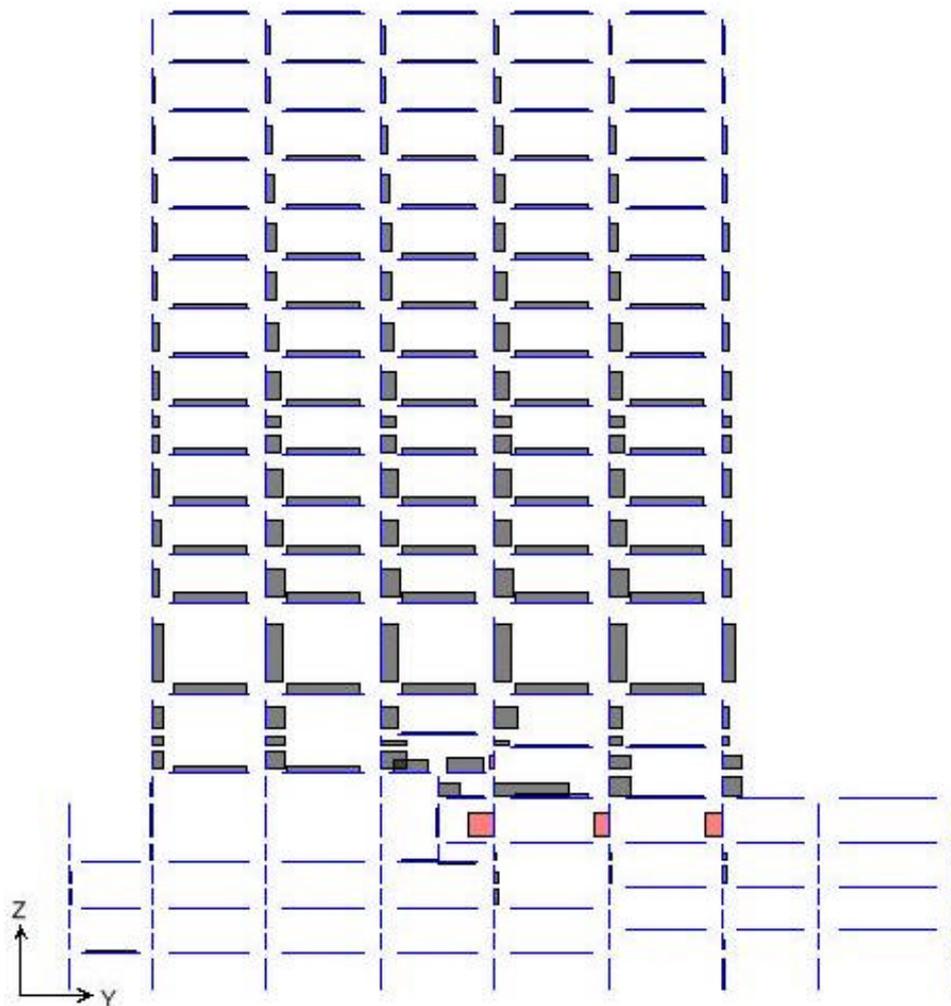


Figura 4.82. Configuración de Diagramas de Fuerza Cortante de Eje C para la Condición de Carga SY1.
Modelo FIESTAINN_A.

Una vez hecha la revisión en la dirección de los marcos rígidos y cerciorándose que el comportamiento es el mismo entre ambos modelos matemáticos se da por concluido el análisis. El paso siguiente será entonces el diseño y la optimización del modelo final.

Sin embargo faltaría considerar una sollicitación adicional que las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo especifican, y que se refiere al Momento Torsionante. Se determinarán los efectos de torsión de la siguiente manera:

$$M_{Z(X \text{ o } Y)} = F_{i(X \text{ o } Y)} e$$

Donde:

$M_{Z(X \text{ o } Y)}$; Momento Torsionante en dirección "Z" debido a las fuerzas sísmicas F_i en dirección "X" ó "Y".

$F_{i(X \text{ o } Y)}$; Fuerzas Sísmicas en dirección "X" ó "Y".

e ; Excentricidad igual al 10% de la dimensión perpendicular a la dirección de la fuerza sísmica considerada.

A continuación se muestran los Momentos Torsionantes que se consideraron en el análisis:

MOMENTOS TORSIONANTES PRODUCIDOS POR LAS FUERZAS SISMICAS EN DIRECCIÓN "X" ($M_{Z(X)}$) QUE SERÁN APLICADAS AL MODELO FIESTAINN

NIVEL	$M_{Z(X)}$ (TON-M)	$M_{Z(X)}$ ACUM. (TON-M)
NIVEL 13	186.50	186.50
NIVEL 12	122.30	308.80
NIVEL 11	114.60	423.40
NIVEL 10	107.00	530.40
NIVEL 9	99.40	629.80
NIVEL 8	91.70	721.50
NIVEL 7	84.10	805.60
NIVEL 6	76.50	882.10
NIVEL 5	68.90	951.00
NIVEL 4	61.20	1012.20
NIVEL 3	53.62	1065.82
NIVEL 2	46.10	1111.92
NIVEL 1	39.60	1151.52
NIVEL +11.42	33.07	1189.59
NIVEL +8.57	1.99	1186.58
NIVEL +7.62	4.60	1191.18
NIVEL +5.72	8.83	1200.01
NIVEL +3.82	11.37	1211.38
NIVEL +0.62	2.03	1213.41

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

MOMENTOS TORSIONANTES PRODUCIDOS POR LAS FUERZAS SISMICAS EN DIRECCIÓN "Y" ($M_{Z(Y)}$) QUE SERÁN APLICADAS AL MODELO FIESTAINN

NIVEL	$M_{Z(Y)}$ (TON-M)	$M_{Z(Y)}$ ACUM. (TON-M)
NIVEL 13	72.47	72.47
NIVEL 12	47.47	119.94
NIVEL 11	44.53	164.47
NIVEL 10	41.56	206.03
NIVEL 9	38.60	244.63
NIVEL 8	35.60	280.23
NIVEL 7	32.70	312.93
NIVEL 6	29.70	342.63
NIVEL 5	26.75	369.38
NIVEL 4	23.80	393.18
NIVEL 3	20.83	414.01
NIVEL 2	17.92	431.93
NIVEL 1	15.40	447.33
NIVEL +11.42	12.86	460.19
NIVEL +8.57	0.76	460.95
NIVEL +7.62	1.78	462.73
NIVEL +5.72	3.44	466.17
NIVEL +3.82	4.42	470.59
NIVEL +0.62	0.80	471.39

Se agregarán dos Condiciones de Carga ($M_{Z(X)}$ $M_{Z(Y)}$) a los modelos *FIESTAINN* y *FIESTAINN_A* correspondientes a los Momentos Torsionantes antes calculados y de igual manera se determinará la distribución tanto en las *Armaduras Alternadas* como en las trabes continuas en la otra dirección para después ser aplicadas al modelo final. Una vez realizado este procedimiento laborioso se procederá al diseño de los elementos estructurales. Las Combinaciones de Diseño serán entonces:

COMBINACIONES DE DISEÑO PARA MODELO FIESTAINN_A

COMBINACION	PP	CM	CV	CV _{INS}	SX1	$M_{Z(X)}$	SYI	$M_{Z(Y)}$
CD1	1	1	1					
CD2	1	1		1	1	1	0.3	0.3
CD3	1	1		1	1	1	-0.3	0.3
CD4	1	1		1	-1	1	0.3	0.3
CD5	1	1		1	-1	1	-0.3	0.3
CD6	1	1		1	1	-1	0.3	0.3
CD7	1	1		1	1	-1	-0.3	0.3
CD8	1	1		1	-1	-1	0.3	0.3
CD9	1	1		1	-1	-1	-0.3	0.3

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

CD10	1	1	1	0.3	0.3	1	1
CD11	1	1	1	-0.3	0.3	1	1
CD12	1	1	1	0.3	0.3	-1	1
CD13	1	1	1	-0.3	0.3	-1	1
CD14	1	1	1	0.3	-0.3	1	-1
CD15	1	1	1	-0.3	-0.3	1	-1
CD16	1	1	1	0.3	-0.3	-1	-1
CD17	1	1	1	-0.3	-0.3	-1	-1

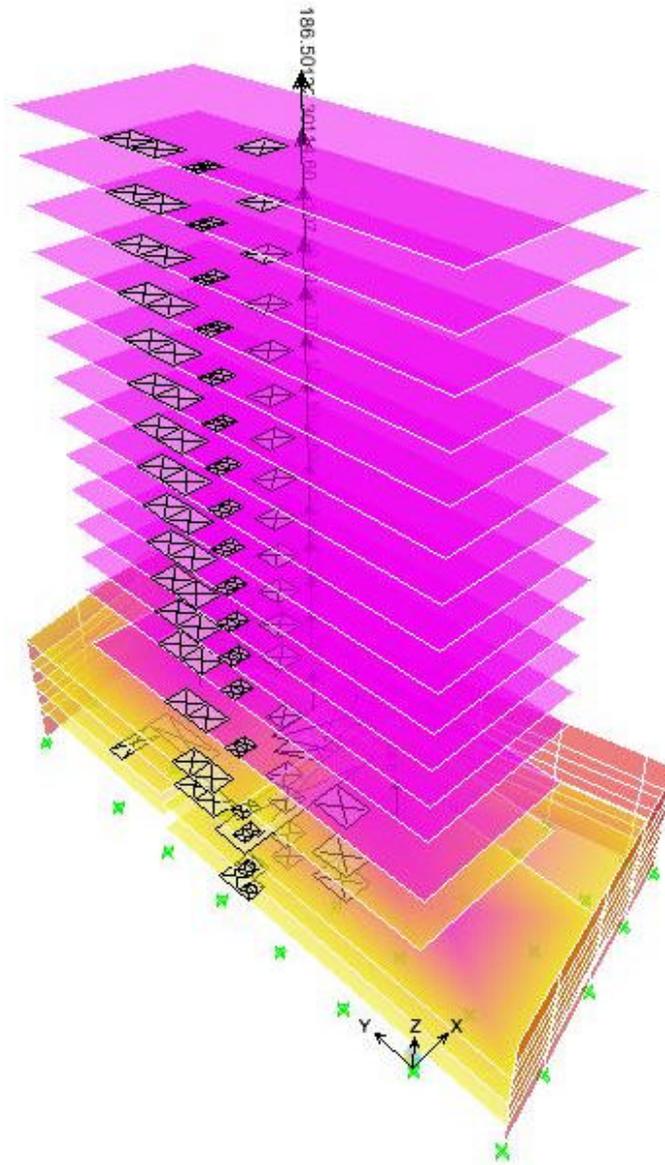


Figura 4.83. Asignación de Momentos Torsionantes ($M_{z(x)}$) en Diafragmas Rígidos.
Modelo FIESTAINN.

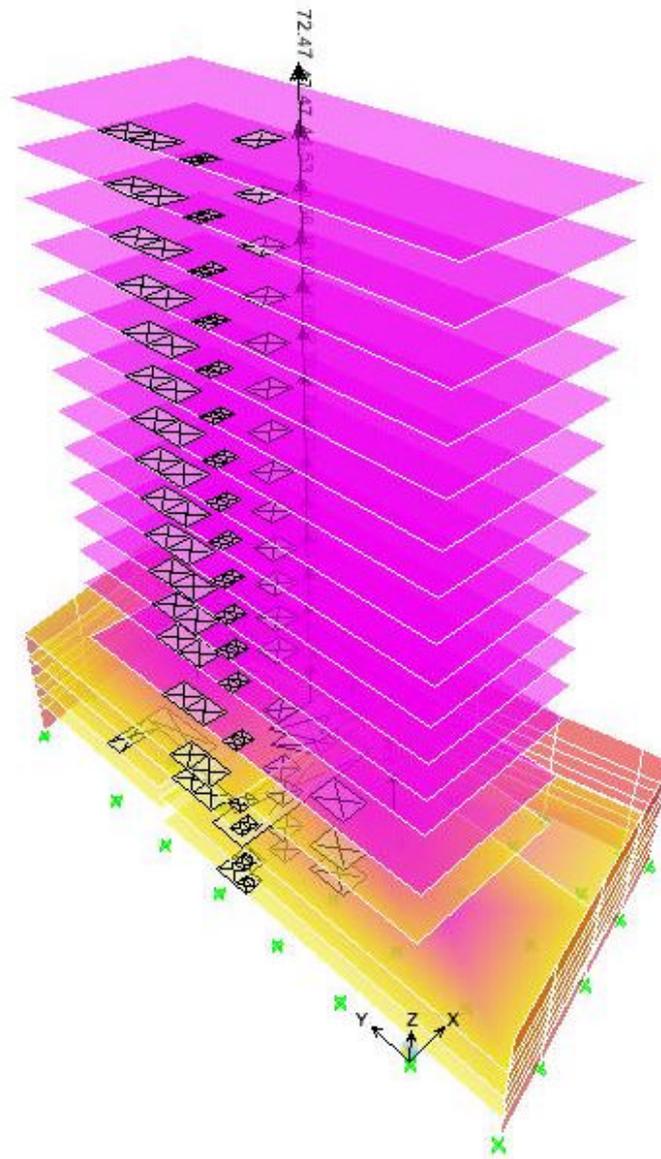


Figura 4.84. Asignación de Momentos Torsionantes ($M_{z(y)}$) en Diafragmas Rígidos.
Modelo FIESTAINN.

Se presenta enseguida parte de archivo de salida del modelo matemático *FIESTAINN*, donde se reportan los Momentos Torsionantes por nivel en el edificio:

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

ETABS v8.2.3 File: FIESTAINN Ton-m Units PAGE 2
 Septiembre 11, 2004 21:24

S T O R Y F O R C E S

STORY	LOAD	LOCATION	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY13	MZX	Top	0.00	0.00	0.00	-186.500	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-186.500	0.000	0.000
STORY13	MZY	Top	0.00	0.00	0.00	-72.470	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-72.470	0.000	0.000
STORY12	MZX	Top	0.00	0.00	0.00	-308.800	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-308.800	0.000	0.000
STORY12	MZY	Top	0.00	0.00	0.00	-119.940	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-119.940	0.000	0.000
STORY11	MZX	Top	0.00	0.00	0.00	-423.400	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-423.400	0.000	0.000
STORY11	MZY	Top	0.00	0.00	0.00	-164.470	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-164.470	0.000	0.000
STORY10	MZX	Top	0.00	0.00	0.00	-530.400	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-530.400	0.000	0.000
STORY10	MZY	Top	0.00	0.00	0.00	-206.030	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-206.030	0.000	0.000
STORY9	MZX	Top	0.00	0.00	0.00	-629.800	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-629.800	0.000	0.000
STORY9	MZY	Top	0.00	0.00	0.00	-244.630	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-244.630	0.000	0.000
STORY8	MZX	Top	0.00	0.00	0.00	-721.500	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-721.500	0.000	0.000
STORY8	MZY	Top	0.00	0.00	0.00	-280.230	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-280.230	0.000	0.000
STORY7	MZX	Top	0.00	0.00	0.00	-805.600	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-805.600	0.000	0.000
STORY7	MZY	Top	0.00	0.00	0.00	-312.930	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-312.930	0.000	0.000
STORY6	MZX	Top	0.00	0.00	0.00	-882.100	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-882.100	0.000	0.000
STORY6	MZY	Top	0.00	0.00	0.00	-342.630	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-342.630	0.000	0.000
STORY5	MZX	Top	0.00	0.00	0.00	-951.000	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-951.000	0.000	0.000
STORY5	MZY	Top	0.00	0.00	0.00	-369.380	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-369.380	0.000	0.000
STORY4	MZX	Top	0.00	0.00	0.00	-1012.200	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-1012.200	0.000	0.000

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

STORY4	MZY	Top	0.00	0.00	0.00	-393.180	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-393.180	0.000	0.000
STORY3	MZX	Top	0.00	0.00	0.00	-1065.820	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-1065.820	0.000	0.000
STORY3	MZY	Top	0.00	0.00	0.00	-414.010	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-414.010	0.000	0.000
STORY2	MZX	Top	0.00	0.00	0.00	-1111.920	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-1111.920	0.000	0.000
STORY2	MZY	Top	0.00	0.00	0.00	-431.930	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-431.930	0.000	0.000
STORY1	MZX	Top	0.00	0.00	0.00	-1151.520	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-1151.520	0.000	0.000
STORY1	MZY	Top	0.00	0.00	0.00	-447.410	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-447.410	0.000	0.000
N +11.42	MZX	Top	0.00	0.00	0.00	-1184.590	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-1184.590	0.000	0.000
N +11.42	MZY	Top	0.00	0.00	0.00	-460.270	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-460.270	0.000	0.000
N +8.57	MZX	Top	0.00	0.00	0.00	-1186.580	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-1186.580	0.000	0.000
N +8.57	MZY	Top	0.00	0.00	0.00	-461.030	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-461.030	0.000	0.000
N +7.62	MZX	Top	0.00	0.00	0.00	-1191.180	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-1191.180	0.000	0.000
N +7.62	MZY	Top	0.00	0.00	0.00	-462.810	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-462.810	0.000	0.000
N +5.72	MZX	Top	0.00	0.00	0.00	-1200.010	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-1200.010	0.000	0.000
N +5.72	MZY	Top	0.00	0.00	0.00	-466.250	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-466.250	0.000	0.000
N +3.82	MZX	Top	0.00	0.00	0.00	-1211.380	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-1211.380	0.000	0.000
N +3.82	MZY	Top	0.00	0.00	0.00	-470.670	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-470.670	0.000	0.000
N +0.62	MZX	Top	0.00	0.00	0.00	-1213.410	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-1213.410	0.000	0.000
N +0.62	MZY	Top	0.00	0.00	0.00	-471.470	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-471.470	0.000	0.000
N -0.80	MZX	Top	0.00	0.00	0.00	-1213.410	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-1213.410	0.000	0.000
N -0.80	MZY	Top	0.00	0.00	0.00	-471.470	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-471.470	0.000	0.000
N -2.58	MZX	Top	0.00	0.00	0.00	-1213.410	0.000	0.000

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

		Bottom	0.00	0.00	0.00	-1213.410	0.000	0.000
N -2.58	MZY	Top	0.00	0.00	0.00	-471.470	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-471.470	0.000	0.000
N -4.18	MZX	Top	0.00	0.00	0.00	-1213.410	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-1213.410	0.000	0.000
N -4.18	MZY	Top	0.00	0.00	0.00	-471.470	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-471.470	0.000	0.000
N -5.78	MZX	Top	0.00	0.00	0.00	-1213.410	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-1213.410	0.000	0.000
N -5.78	MZY	Top	0.00	0.00	0.00	-471.470	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-471.470	0.000	0.000
N -7.38	MZX	Top	0.00	0.00	0.00	-1213.410	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-1213.410	0.000	0.000
N -7.38	MZY	Top	0.00	0.00	0.00	-471.470	0.000	0.000
		Bottom	0.00	0.00	0.00	-471.470	0.000	0.000

Al verificar que el programa reporta los valores ingresados (para las condiciones de carga $M_{Z(X)}$ y $M_{Z(Y)}$) como valores distribuidos en el modelo, las Figuras 4.85, 4.86, 4.87, 4.88, 4.89 y 4.90 muestran como deberá hacerse la distribución de los Momentos Torsionantes para el modelo FIESTAINN_A de tal manera que el flujo de fuerzas en este modelo sea el mismo. A continuación se muestra el reporte de salida del modelo FIESTAINN_A sujeto a las solicitaciones de las condiciones de carga $M_{Z(X)}$ y $M_{Z(Y)}$:

ETABS v8.2.3 File: FIESTAINN_A Ton-m Units PAGE 3
Septiembre 12, 2004 2:39

S T O R Y F O R C E S

STORY	LOAD	LOCATION	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY13	MZX	Top	0.00	-0.52	0.09	-178.911	0.000	0.000
		Bottom	0.00	-0.52	0.09	-178.911	-0.324	-1.872
STORY13	MZY	Top	0.00	-0.22	-0.01	-69.863	0.000	0.000
		Bottom	0.00	-0.22	-0.01	-69.863	0.036	-0.792
STORY12	MZX	Top	0.00	1.31	0.09	-334.126	-0.324	-1.872
		Bottom	0.00	1.31	0.09	-334.126	-0.648	2.844
STORY12	MZY	Top	0.00	0.52	-0.03	-130.422	0.036	-0.792
		Bottom	0.00	0.52	-0.03	-130.422	0.144	1.080
STORY11	MZX	Top	0.00	-1.84	0.10	-385.630	-0.648	2.844
		Bottom	0.00	-1.84	0.10	-385.630	-0.997	-3.780
STORY11	MZY	Top	0.00	-0.70	-0.01	-149.708	0.144	1.080
		Bottom	0.00	-0.70	-0.01	-149.708	0.180	-1.440
STORY10	MZX	Top	0.00	2.20	0.08	-575.771	-0.997	-3.780
		Bottom	0.00	2.20	0.08	-575.771	-1.274	4.140

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

STORY10	MZY	Top	0.00	0.86	-0.01	-223.771	0.180	-1.440
		Bottom	0.00	0.86	-0.01	-223.771	0.216	1.656
STORY9	MZX	Top	0.00	-2.58	0.08	-576.648	-1.274	4.140
		Bottom	0.00	-2.58	0.08	-576.648	-1.552	-5.148
STORY9	MZY	Top	0.00	-1.00	-0.01	-224.120	0.216	1.656
		Bottom	0.00	-1.00	-0.01	-224.120	0.252	-1.944
STORY8	MZX	Top	0.00	2.86	0.13	-779.555	-1.552	-5.148
		Bottom	0.00	2.86	0.13	-779.555	-2.009	5.148
STORY8	MZY	Top	0.00	1.06	-0.02	-302.662	0.252	-1.944
		Bottom	0.00	1.06	-0.02	-302.662	0.324	1.872
STORY7	MZX	Top	0.00	-3.18	0.13	-739.748	-2.009	5.148
		Bottom	0.00	-3.18	0.13	-739.748	-2.466	-6.300
STORY7	MZY	Top	0.00	-1.24	-0.02	-287.902	0.324	1.872
		Bottom	0.00	-1.24	-0.02	-287.902	0.396	-2.592
STORY6	MZX	Top	0.00	3.40	0.14	-951.775	-2.466	-6.300
		Bottom	0.00	3.40	0.14	-951.775	-2.959	5.940
STORY6	MZY	Top	0.00	1.26	-0.03	-369.758	0.396	-2.592
		Bottom	0.00	1.26	-0.03	-369.758	0.504	1.944
STORY5	MZX	Top	0.00	-3.58	0.12	-877.095	-2.959	5.940
		Bottom	0.00	-3.58	0.12	-877.095	-3.380	-6.948
STORY5	MZY	Top	0.00	-1.40	-0.03	-341.046	0.504	1.944
		Bottom	0.00	-1.40	-0.03	-341.046	0.612	-3.096
STORY4	MZX	Top	0.00	3.64	0.11	-1084.643	-3.380	-6.948
		Bottom	0.00	3.64	0.11	-1084.643	-3.766	6.156
STORY4	MZY	Top	0.00	1.42	-0.04	-421.908	0.612	-3.096
		Bottom	0.00	1.42	-0.04	-421.908	0.756	2.016
STORY3	MZX	Top	0.00	-3.46	0.02	-1003.068	-3.766	6.156
		Bottom	0.00	-3.46	0.02	-1003.068	-3.827	-6.300
STORY3	MZY	Top	0.00	-1.36	-0.01	-388.677	0.756	2.016
		Bottom	0.00	-1.36	-0.01	-388.677	0.792	-2.880
STORY2	MZX	Top	0.00	2.42	0.21	-1129.816	-3.827	-6.300
		Bottom	0.00	2.42	0.21	-1129.816	-4.572	2.412
STORY2	MZY	Top	0.00	0.94	0.00	-439.976	0.792	-2.880
		Bottom	0.00	0.94	0.00	-439.976	0.792	0.504
STORY1	MZX	Top	0.00	-0.94	-3.54	-1231.866	-4.572	2.412
		Bottom	0.00	-0.94	-3.54	-1231.866	19.166	-3.886
STORY1	MZY	Top	0.00	-0.34	-0.02	-455.199	0.792	0.504
		Bottom	0.00	-0.34	-0.02	-455.199	0.926	-1.774
N +11.42	MZX	Top	0.00	-0.94	-3.54	-1264.936	19.166	-3.886
		Bottom	0.00	-0.94	-3.54	-1264.936	29.264	-6.565
N +11.42	MZY	Top	0.00	-0.34	-0.02	-468.059	0.926	-1.774
		Bottom	0.00	-0.34	-0.02	-468.059	0.983	-2.743
N +8.57	MZX	Top	0.00	-0.94	-3.54	-1266.926	29.264	-6.565

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

		Bottom	0.00	-0.94	-3.54	-1266.926	32.630	-7.458
N +8.57	MZY	Top	0.00	-0.34	-0.02	-468.819	0.983	-2.743
		Bottom	0.00	-0.34	-0.02	-468.819	1.002	-3.066
N +7.62	MZX	Top	0.00	-0.94	-3.54	-1271.526	32.630	-7.458
		Bottom	0.00	-0.94	-3.54	-1271.526	39.361	-9.244
N +7.62	MZY	Top	0.00	-0.34	-0.02	-470.599	1.002	-3.066
		Bottom	0.00	-0.34	-0.02	-470.599	1.040	-3.712
N +5.72	MZX	Top	0.00	-0.94	-3.54	-1280.356	39.361	-9.244
		Bottom	0.00	-0.94	-3.54	-1280.356	46.093	-11.030
N +5.72	MZY	Top	0.00	-0.34	-0.02	-474.039	1.040	-3.712
		Bottom	0.00	-0.34	-0.02	-474.039	1.078	-4.358
N +3.82	MZX	Top	0.00	-0.94	-3.54	-1291.726	46.093	-11.030
		Bottom	0.00	-0.94	-3.54	-1291.726	57.431	-14.038
N +3.82	MZY	Top	0.00	-0.34	-0.02	-478.459	1.078	-4.358
		Bottom	0.00	-0.34	-0.02	-478.459	1.142	-5.446
N +0.62	MZX	Top	0.00	-0.94	-3.54	-1293.756	57.431	-14.038
		Bottom	0.00	-0.94	-3.54	-1293.756	62.462	-15.373
N +0.62	MZY	Top	0.00	-0.34	-0.02	-479.259	1.142	-5.446
		Bottom	0.00	-0.34	-0.02	-479.259	1.170	-5.929
N -0.80	MZX	Top	0.00	-0.94	-3.54	-1293.756	62.462	-15.373
		Bottom	0.00	-0.94	-3.54	-1293.756	68.768	-17.046
N -0.80	MZY	Top	0.00	-0.34	-0.02	-479.259	1.170	-5.929
		Bottom	0.00	-0.34	-0.02	-479.259	1.206	-6.534
N -2.58	MZX	Top	0.00	-0.94	-3.54	-1293.756	68.768	-17.046
		Bottom	0.00	-0.94	-3.54	-1293.756	74.437	-18.550
N -2.58	MZY	Top	0.00	-0.34	-0.02	-479.259	1.206	-6.534
		Bottom	0.00	-0.34	-0.02	-479.259	1.238	-7.078
N -4.18	MZX	Top	0.00	-0.94	-3.54	-1293.756	74.437	-18.550
		Bottom	0.00	-0.94	-3.54	-1293.756	80.106	-20.054
N -4.18	MZY	Top	0.00	-0.34	-0.02	-479.259	1.238	-7.078
		Bottom	0.00	-0.34	-0.02	-479.259	1.270	-7.622
N -5.78	MZX	Top	0.00	-0.94	-3.54	-1293.756	80.106	-20.054
		Bottom	0.00	-0.94	-3.54	-1293.756	85.775	-21.558
N -5.78	MZY	Top	0.00	-0.34	-0.02	-479.259	1.270	-7.622
		Bottom	0.00	-0.34	-0.02	-479.259	1.302	-8.166
N -7.38	MZX	Top	0.00	-0.94	-3.54	-1293.756	85.775	-21.558
		Bottom	0.00	-0.94	-3.54	-1293.756	97.112	-24.566
N -7.38	MZY	Top	0.00	-0.34	-0.02	-479.259	1.302	-8.166
		Bottom	0.00	-0.34	-0.02	-479.259	1.366	-9.254

Existe una ligera variación entre los Momentos Torsionantes del modelo matemático final y los correspondientes al modelo *FIESTAINN* sin embargo la discrepancia oscila en un rango menor al

±10% por lo que se considera aceptable para fines de diseño. Una vez concluida la revisión del flujo de fuerzas dentro de la estructura se considerará que el modelo está listo para su diseño.

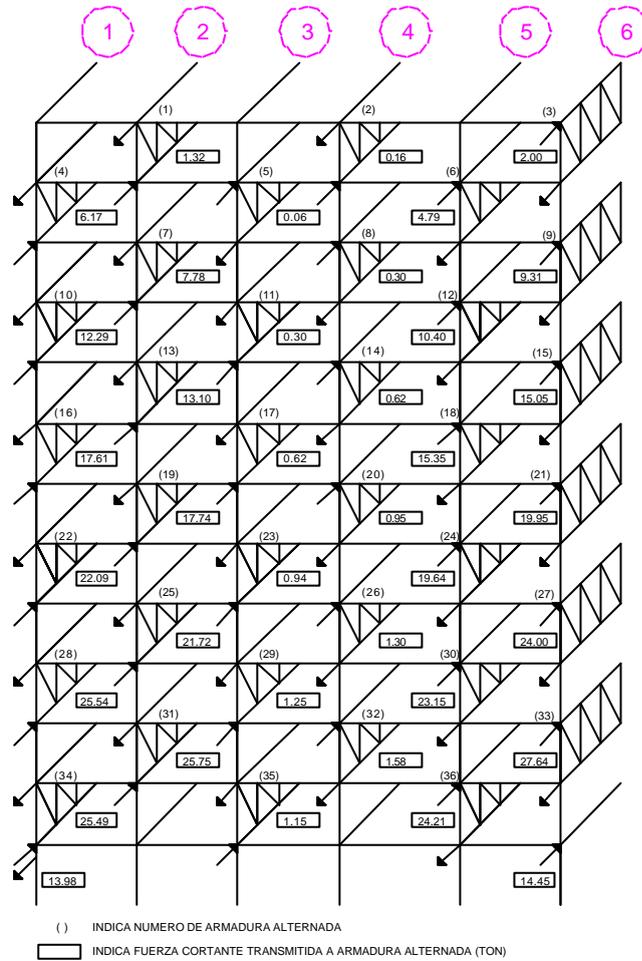


Figura 4.85. Distribución de Cortante en Dirección "X" debido a Momento Torsionante ($M_{z(x)}$) en Sistema de Armaduras Alternadas obtenidas del Modelo FIESTAINN.

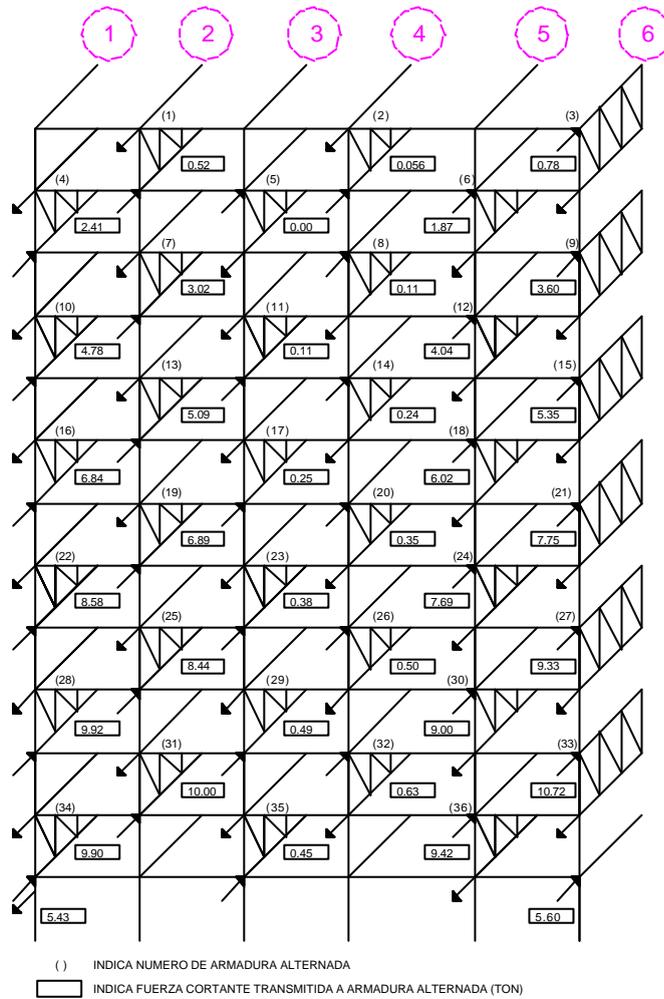


Figura 4.86. Distribución de Cortante en Dirección "X" debido a Momento Torsionante ($M_{z(y)}$) en Sistema de Armaduras Alternadas obtenidas del Modelo FIESTAINN.

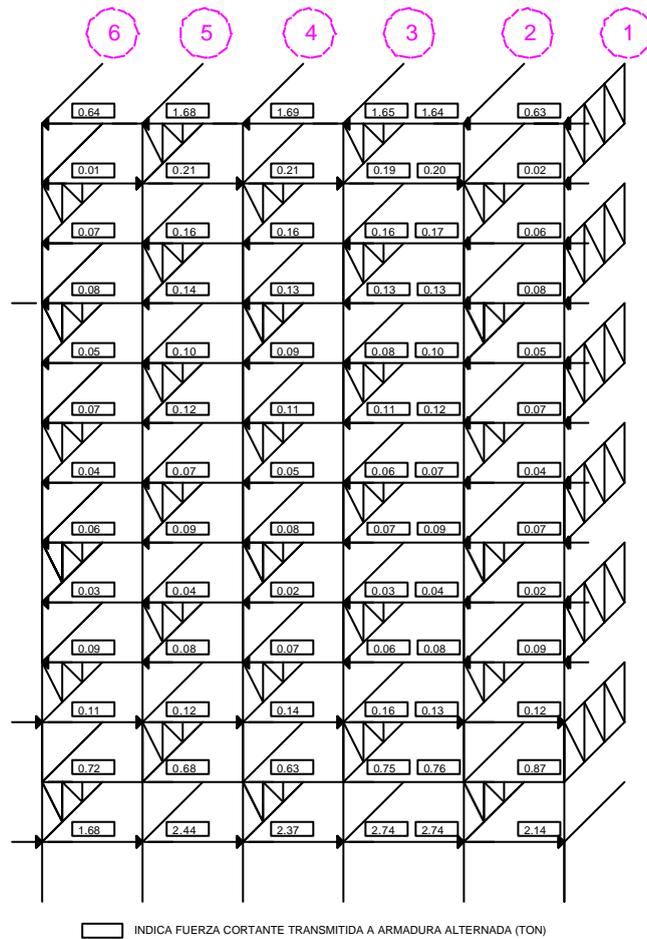


Figura 4.87. Distribución de Cortante en Dirección "Y" debido a Momento Torsionante ($M_{z(x)}$) para Eje A en Sistema de Armaduras Alternadas obtenidas del Modelo FIESTAINN.

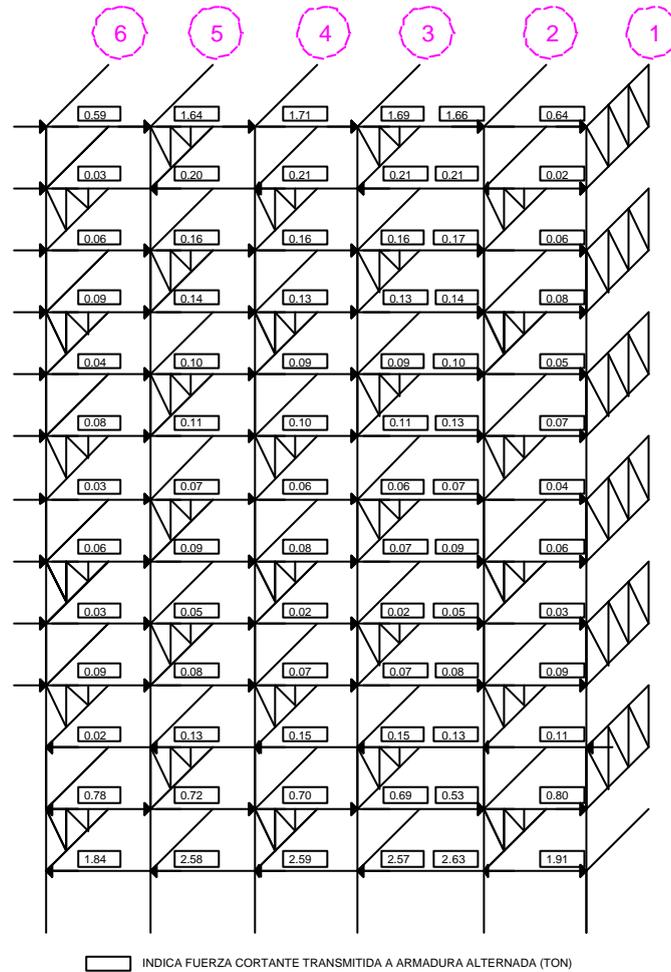


Figura 4.88. Distribución de Cortante en Dirección "Y" debido a Momento Torsionante ($M_{z(x)}$) para Eje C en Sistema de Armaduras Alternadas obtenidas del Modelo FIESTAINN.

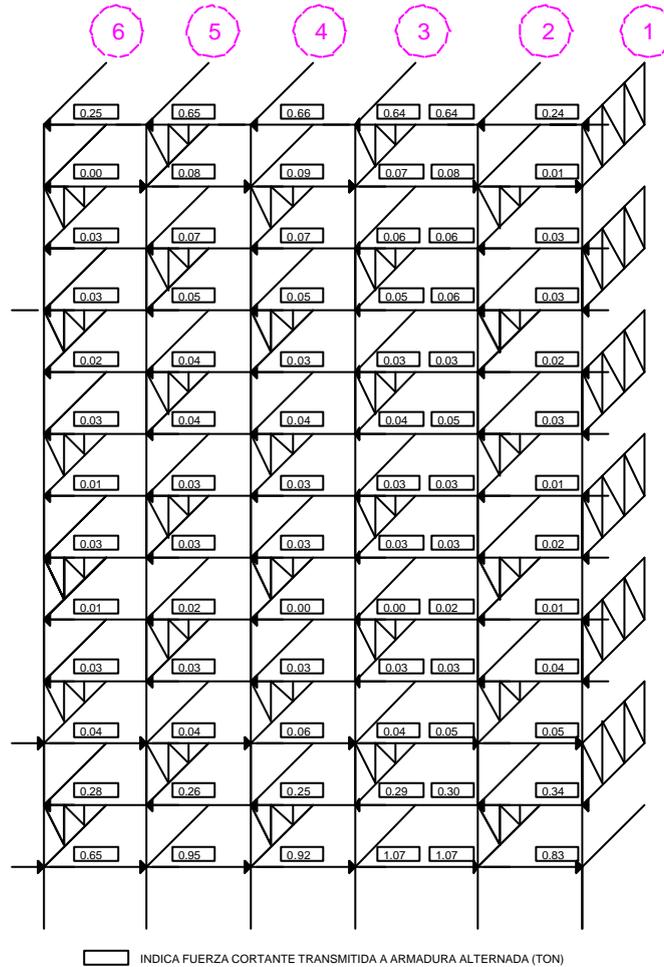


Figura 4.89. Distribución de Cortante en Dirección "Y" debido a Momento Torsionante ($M_{z(Y)}$) para Eje A en Sistema de Armaduras Alternadas obtenidas del Modelo FIESTAINN.

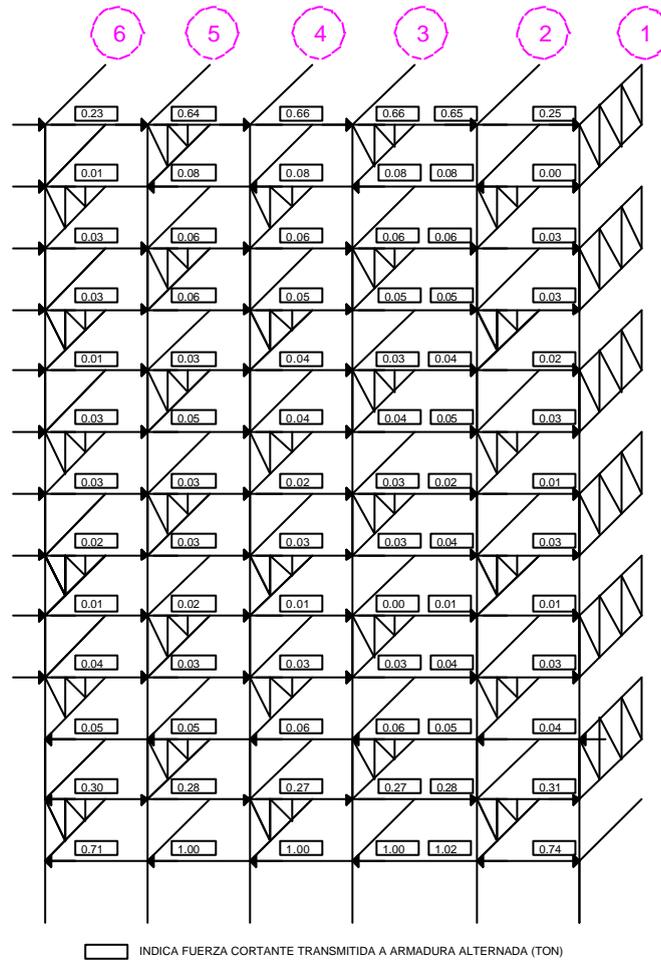


Figura 4.90. Distribución de Cortante en Dirección "Y" debido a Momento Torsionante ($M_{z(Y)}$) para Eje C en Sistema de Armaduras Alternadas obtenidas del Modelo FIESTAINN.

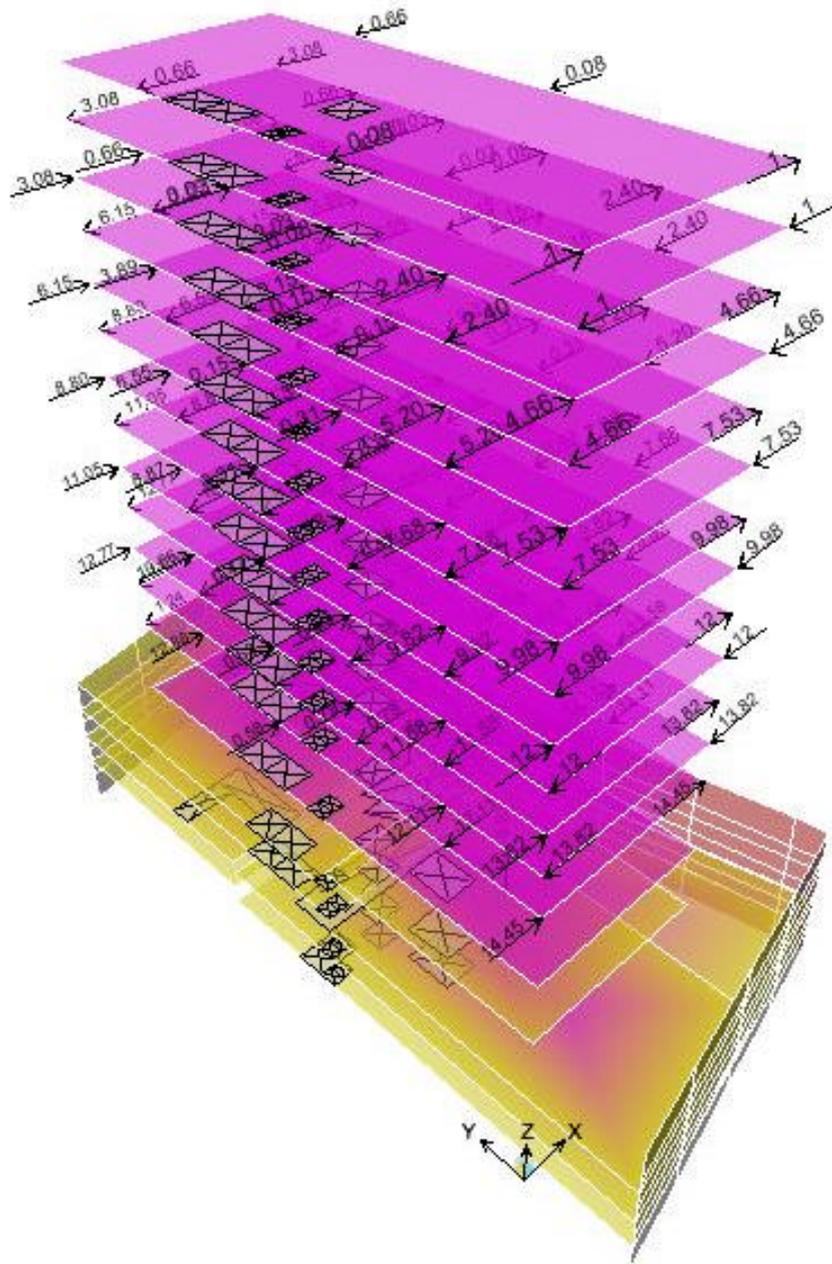


Figura 4.91. Asignación de Solicitaciones en Dirección "X" debido a Momentos Torsionantes ($M_{z(x)}$).
Modelo FIESTAINN_A.

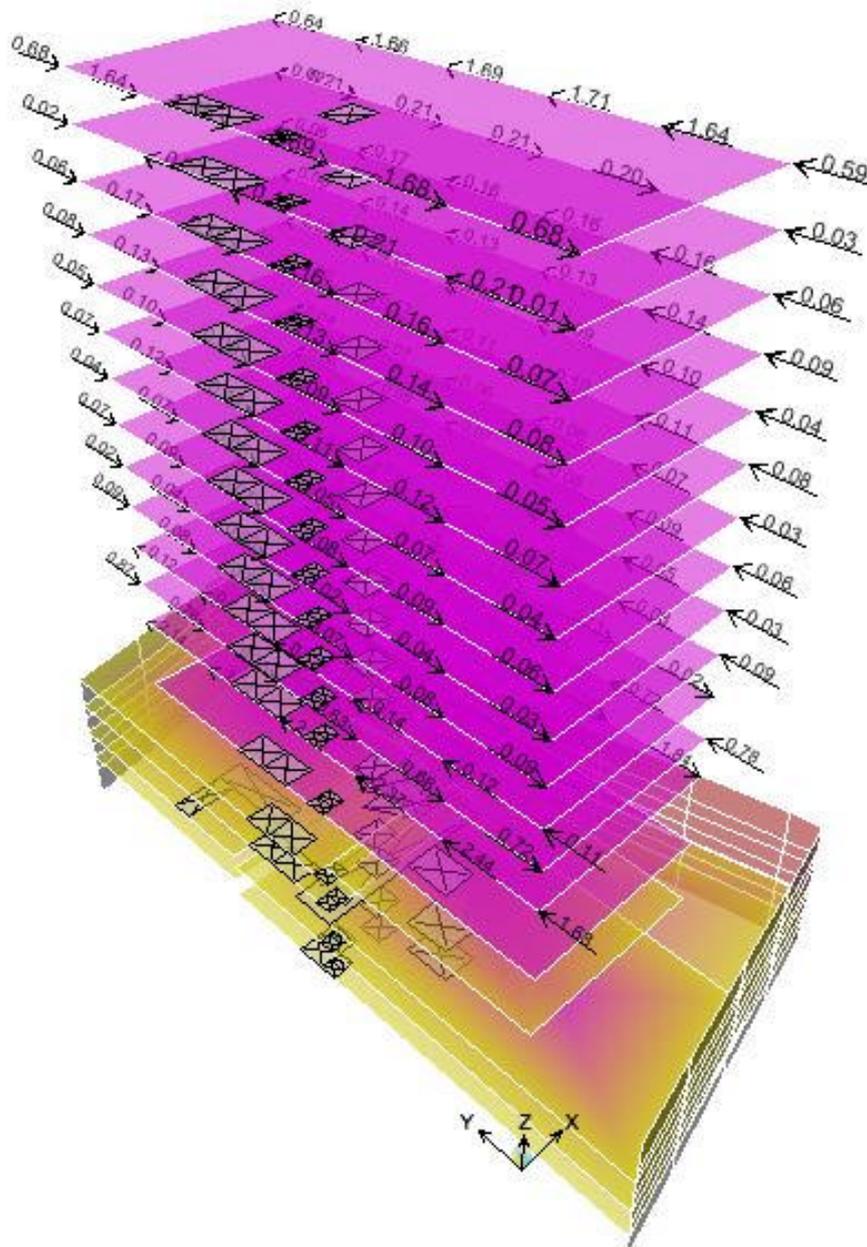


Figura 4.92. Asignación de Solicitaciones en Dirección "Y" debido a Momentos Torsionantes ($M_z(x)$).
Modelo FIESTAINN_A.

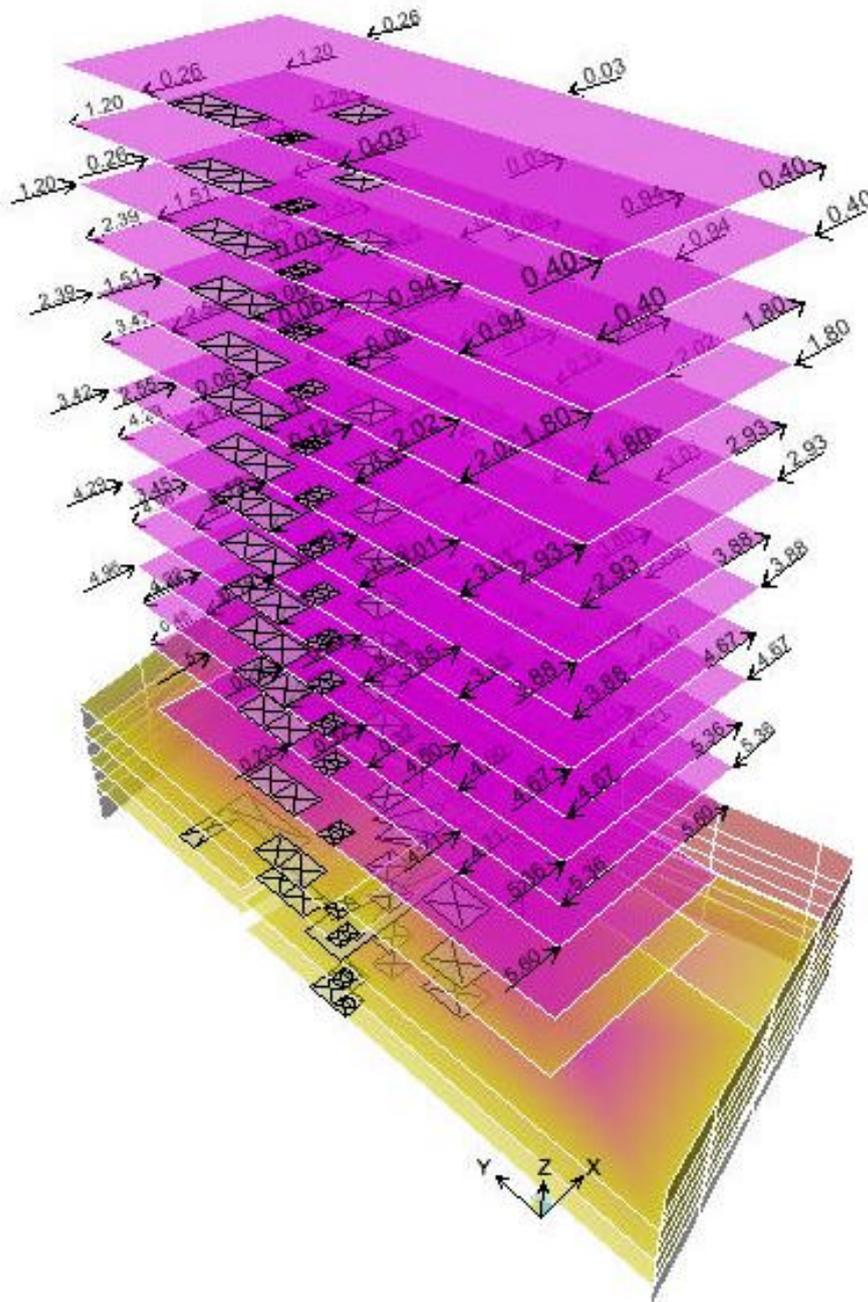


Figura 4.93. Asignación de Solicitaciones en Dirección "X" debido a Momentos Torsionantes ($M_{z(y)}$).

Modelo FIESTAINN_A.

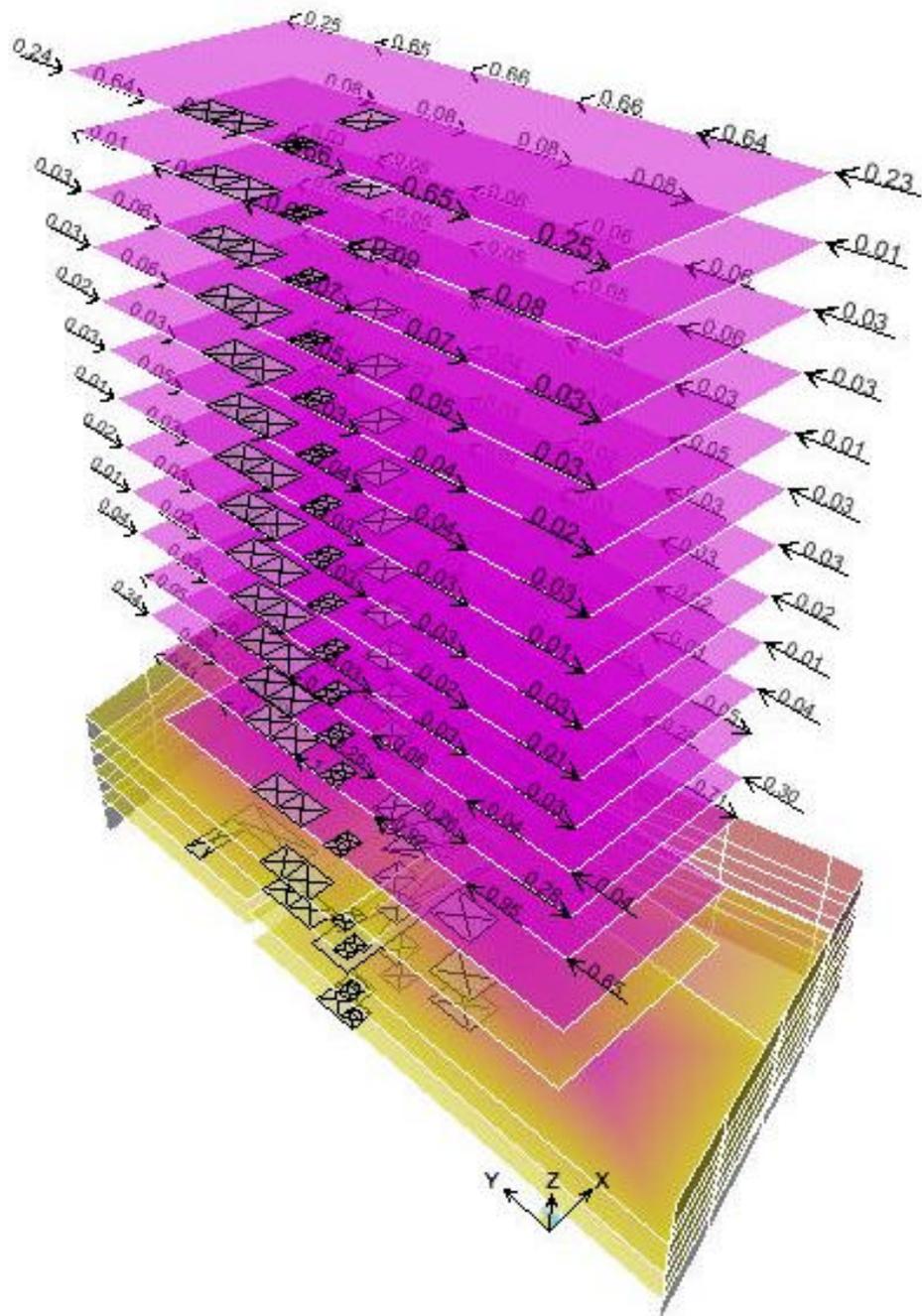


Figura 4.94. A signación de Solicitaciones en Dirección "Y" debido a Momentos Torsionantes ($M_{z(y)}$).

Modelo FIESTAINN_A.

Para Finalizar, el modelo *FIESTAINN_A* del “Hotel Fiesta Inn” del proyecto “Dos Hoteles Santa Fe” será sujeto a la optimización de sus elementos, no perdiendo de vista que deberán cubrirse los requisitos de resistencia y al mismo tiempo los estados limite de servicio, sin embargo es menester mencionar lo siguiente:

- El diseño de este tipo de sistema estructural (con las limitantes que se han ido explicando a lo largo del capítulo a través del programa de elemento finito) es un proceso interactivo, es decir, al variar las secciones de los elementos estructurales producto de la optimización del acero se está variando la rigidez del sistema, lo que ocasiona que cambie de igual forma el periodo y por lo tanto tendría que venir una nueva calibración de fuerzas sísmicas aplicadas al modelo.

A continuación y de manera resumida se presenta la configuración final del modelo *FIESTAINN_A*. En el *Apéndice B* se presenta una copia de los planos estructurales finales del proyecto en cuestión. Con esto se da por concluida la parte correspondiente a la *Modelación Matemática del Sistema de Armaduras Alternadas a través del Programa de Elemento Finito ETABS Versión 8.2.3*.

4.1.4. VENTAJAS DE UTILIZAR COLUMNAS COMPUESTAS

Como parte de la solución del “Hotel Fiesta Inn”, y por ciertas condiciones preestablecidas desde una perspectiva de carácter arquitectónico, se propuso que la solución de columnas que soportan al *Sistema de Armaduras Alternadas* fuera resuelta con “Columnas Compuestas”.

Cabe recordar que una de las características peculiares del *Sistema de Armaduras Alternadas* es que las columnas estén orientadas de tal manera, que su momento inercial mayor este en la dirección de los marcos continuos debido a que en la dirección de las armaduras, el sistema es más rígido.

El “Hotel Fiesta Inn” fue proyectado de tal forma que entre los *Sistemas de Armaduras Alternadas* se alojen los espacios destinados a las habitaciones, razón por la cual se manifiesta cierta regularidad arquitectónica, característica también de este sistema de estructuración. Sin embargo en los niveles inferiores a los de habitaciones, se presentan en primera instancia plantas irregulares y alturas de entrepiso relativamente altas, lo que condujo a que se optara por contraventear los marcos extremos en la misma dirección que las armaduras de entrepiso y por consiguiente encontrar la mejor solución desde el punto de vista ingenieril y de costos.

El hecho de que el último nivel del *Sistema de Armaduras Alternadas* no coincida con el nivel $NIV \pm 0.00$ y se ubique respecto a éste a 20 metros de altura aproximadamente, implica que las columnas por debajo de él deberán ser provistas adicionalmente de resistencia, ya sea incrementando las secciones de acero ó reforzándolas. Sin embargo el hecho de requerirse cierta orientación de las columnas superiores, dadas por el sistema de estructuración de *Armaduras Alternadas* implementado impedirán que éste pueda ser cambiado, lo que significa una nueva limitante más para el diseño de estos elementos. Es por eso que la opción idónea será la de las “Columnas Compuestas”.

El término *Compuesto* se refiere al empleo de columnas metálicas ahogadas en columnas de concreto reforzado. Los elementos compuestos tienen entre sus ventajas la de propiciar avances significativos de construcción, permitiendo la realización de ciertas actividades simultáneamente. Además proporcionan rigidez adicional obtenida de la aportación de resistencia de las columnas de concreto, lo cual ayuda al control de desplazamientos reduciendo la percepción de movimiento lateral.

Tradicionalmente en edificios de estructura metálica ó de concreto reforzado, la estabilidad y la resistencia a las cargas laterales son dadas solo hasta que el edificio está totalmente construido. Conexiones rígidas soldadas ó atornilladas, ó contraventeos entre las columnas deberán ser colocados para proveer estabilidad y resistencia durante la erección de la estructura para evitar colapso ante la acción de las cargas laterales. Sin embargo en las estructuras compuestas, la resistencia y la estabilidad será provista solo hasta que el concreto alrededor de la estructura metálica erguida esté fraguado.

La solución por medio de “Columnas Compuestas”, no es propia de edificios altos, en algunos casos deberá proveerse protección a la estructura de acero contra agentes agresivos, como pueden ser químicos, atmosféricos, incendios, etc., así como de actividad de alto riesgo (zonas de alto tránsito vehicular). En edificios altos, con gran relación de esbeltez, las columnas de este tipo son dispuestas en el perímetro proporcionando gran resistencia contra los efectos de volteo. Para edificios de concreto reforzado se opta por colocar en su interior un perfil de acero cuando la columna de concreto reforzado debe cumplir ciertas condiciones geométricas (limitación en sus dimensiones) ó cuando los porcentajes de acero de refuerzo exceden los máximos permisibles por los códigos.

La forma detallada del procedimiento de diseño correspondiente a las “Columnas Compuestas” está definida en la Sección 11 del *Load & Resistance Factor Design (LRFD)*, y no será tema a tratar en esta tesis.

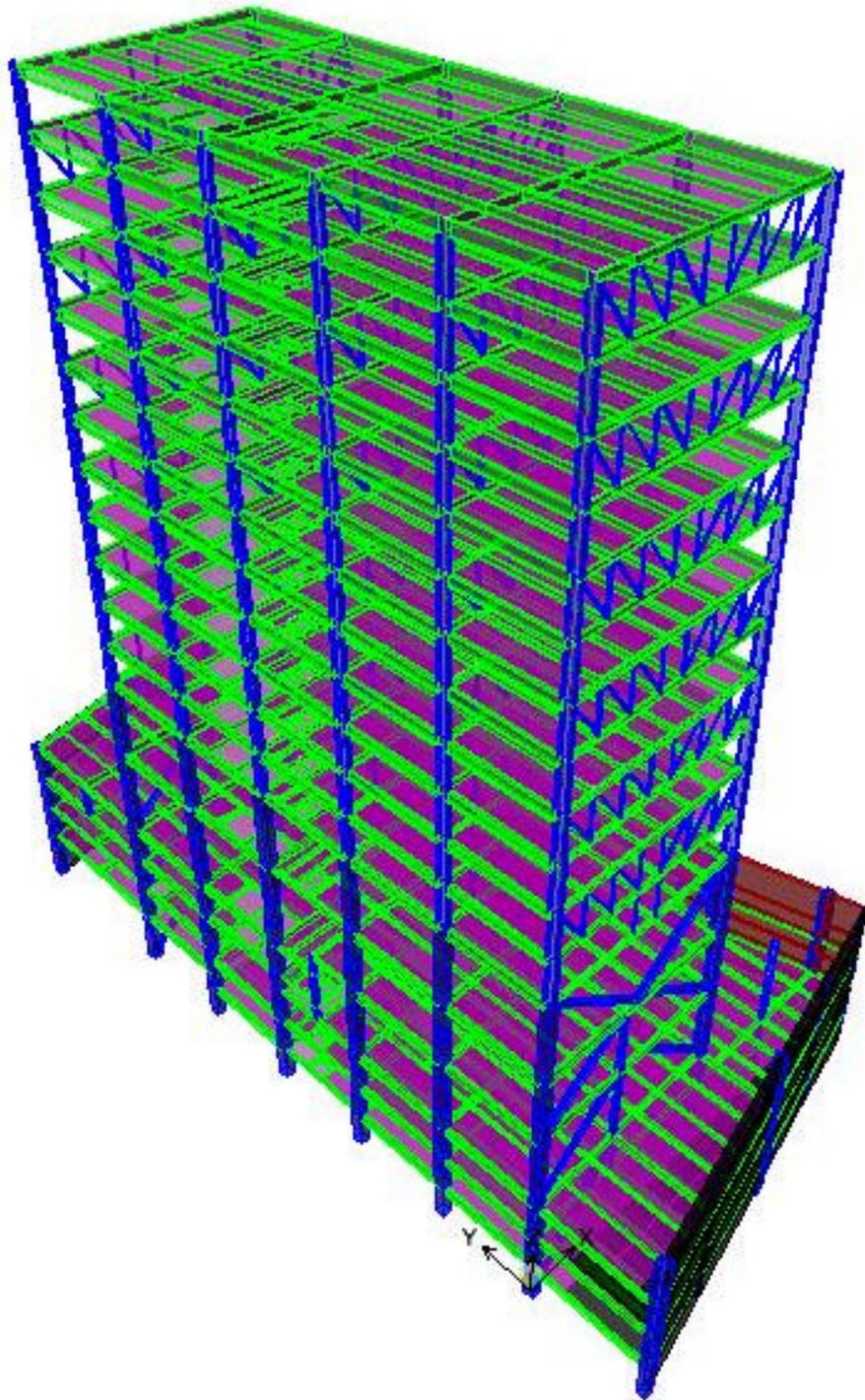


Figura 4.95. Configuración Final. Modelo FIESTAINN_A.

CAPITULO 5. FABRICACIÓN Y MONTAJE

5. FABRICACION Y MONTAJE

5.1.1. FABRICACION

El acero es una aleación que consiste principalmente de hierro (más del 98%); contiene también pequeñas cantidades de carbono (generalmente menos del 1%), silicio, manganeso, azufre, fosforo y otros elementos. El carbono es el elemento que tiene la mayor influencia en las propiedades del acero. La dureza y la resistencia aumentan con el porcentaje de carbono pero desafortunadamente el acero resulta más frágil y su soldabilidad se ve afectada. Una menor cantidad de carbono hará el acero mas suave y dúctil, pero también mas débil. La adición de cromo, silicio y níquel dan como resultado aceros con resistencia mucho mayores. Esos aceros son apreciablemente más caros y más difíciles de fabricar.

El acero se vende en una gran variedad de formas y tamaños, como varillas, tubos, rieles de ferrocarril ó perfiles en H ó en T. Estas formas se obtienen de las siderúrgicas que laminan los lingotes calientes modelándolos de la forma requerida. El acabado del acero mejora también su calidad al refinar su estructura cristalina y aumentar su resistencia. El método principal para trabajar el acero se conoce como laminado en caliente. En este proceso, el lingote colado se calienta al rojo vivo en un horno denominado foso de termodifusión y a continuación se hace pasar entre una serie de rodillos metálicos colocados en pares que lo aplastan hasta darle la forma y tamaño deseados. La distancia entre los rodillos va disminuyendo a medida que se reduce el espesor del acero. El primer par de rodillos por el que pasa el lingote se conoce como tren de desbaste ó de eliminación de asperezas. Después del tren de desbaste, el acero pasa a trenes de laminado en bruto y a los trenes de acabado que lo reducen a láminas con la sección transversal correcta. Los rodillos para producir rieles de ferrocarril ó perfiles en H, en T ó en L tienen estrías para proporcionar la forma adecuada.

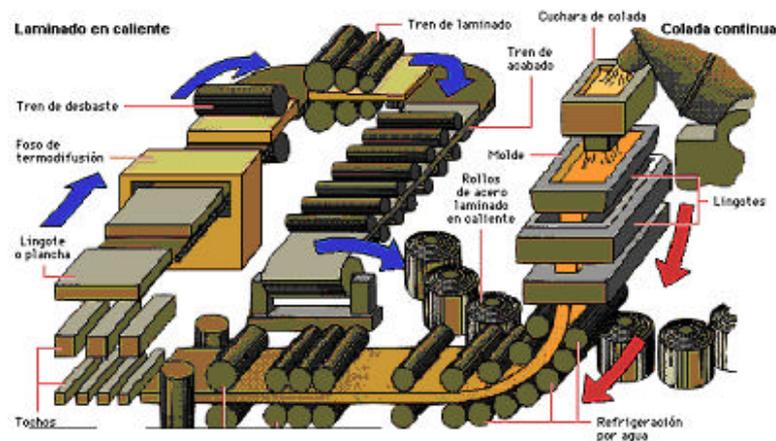


Figura 5.1. Proceso de Laminación de Acero

5.1.2. TIPOS DE ACERO ESTRUCTURAL

Los aceros estructurales se agrupan según varias clasificaciones principales de la “American Society for Testing and Materials” (ASTM):

- Los aceros de propósito general (A36)
- Los aceros estructurales al carbono (A529)
- Los aceros estructurales de alta resistencia y baja aleación (A441 y A572)
- Los aceros estructurales de alta resistencia, baja aleación y resistencia a la corrosión atmosférica (A242 y A588)
- Placa de acero templada y revenida (A514 y A852)

5.1.2.1. ACEROS AL CARBONO

Los aceros al carbono tienen como principales elementos de resistencia al carbono y al manganeso en cantidades cuidadosamente dosificadas. Los aceros al carbono son aquellos que tienen los siguientes elementos en cantidades máximas de: 1.7% de carbono, 1.65% de manganeso, 0.6% de silicio, y 0.6% de cobre. El acero con un esfuerzo de fluencia de 2530 kg/cm² es adecuado para puentes, edificios atornillados ó soldados.

5.1.2.2. ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y BAJA ALEACIÓN

Los aceros de alta resistencia y baja aleación obtienen sus resistencias y otras propiedades por la adición (aparte del carbono y manganeso), de uno ó más agentes aleantes como el cromo, vanadio, cromo, silicio, cobre, níquel, entre otros. Se incluyen aceros con esfuerzo de fluencia comprendidos entre 2810 kg/cm² (40 KSI) y 4920 kg/cm² (70 KSI). Estos aceros tienen mucho mayor resistencia a la corrosión atmosférica que los aceros al carbono. El término baja aleación se usa para describir aceros en los que el porcentaje de elementos aleantes no excede del 5% de la composición total.

5.1.2.3. ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y BAJA ALEACIÓN Y RESISTENTES A LA CORROSIÓN ATMOSFÉRICA

Cuando se alean con pequeños porcentajes de cobre este tipo de acero, se vuelven más resistentes a la corrosión. Cuando se exponen a la atmósfera, las superficies de acero se oxidan y se les forma una película impermeable adherida que impide una mayor oxidación eliminándose así la necesidad de pintarlos. Después de que ocurre este fenómeno, alrededor de 18 meses a 3 años, el acero adquiere un color que va del rojo oscuro al café ó al negro. Estos aceros tienen gran

aplicación en estructuras con miembros expuestos y difíciles de pintar como son: puentes, torres de transmisión, etc. Sin embargo no son apropiados para usarse en lugares donde queden expuestos a brisas marinas, niebla ó a humos industriales corrosivos.

5.1.2.4. ACEROS TEMPLADOS Y REVENIDOS

Estos aceros tienen agentes alentantes en exceso en comparación con las cantidades usadas en los aceros al carbono, y son tratados térmicamente para darles dureza y resistencia que van desde 4920 kg/cm² (70 KSI) hasta 7730 kg/cm² (110 KSI). El revenimiento consiste en un enfriamiento rápido del acero con agua ó aceite, y para el templado se recalienta a por lo menos 620 °C, y luego se deja enfriar.

Existen 8 grados de acero (A53, A500, A501, A570, A606, A607, A618 Y A709). Estos grados comprenden secciones tales como: tubos, tubulares doblados en frío y en caliente, laminas y soleras, así como acero estructural para puentes.

Las características de los materiales empleados en el diseño del denominado "Hotel Fiesta Inn" corresponden a los siguientes:

- Los perfiles laminados tipo W (de acuerdo al AISC) deberán cumplir con la norma ASTM A572 Gr. 50 con un esfuerzo de fluencia de $F_y=3515 \text{ kg/cm}^2$
- Los perfiles laminados tipo TS (de acuerdo al AISC, OR y OC de acuerdo al IMCA) deberán cumplir con la norma ASTM A500 Gr. B con un esfuerzo fluencia de $F_y=2950 \text{ kg/cm}^2$
- Las placas de acero, deberán cumplir con la norma ASTM A36 con un esfuerzo de fluencia $F_y=2530 \text{ kg/cm}^2$
- Los tornillos de tensión controlada de alta resistencia tipo LOHR deberán cumplir con la norma ASTM A325 con un esfuerzo a la tensión de $\phi F_t= 4740 \text{ kg/cm}^2$
- Los tornillos de tensión controlada de alta resistencia tipo LOHR deberán cumplir con la norma ASTM A490 con un esfuerzo a la tensión de $\phi F_t= 5930 \text{ kg/cm}^2$
- Los conectores mecánicos para la construcción compuesta serán Pernos Autosoldables tipo NELSON con un esfuerzo a la tensión última de $F_u= 4200 \text{ kg/cm}^2$
- El acero de refuerzo corrugado conforme a la norma ASTM A615 Gr.60 tendrán un esfuerzo mínimo a la fluencia de $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
- La Malla Electrosoldada conforme a la norma ASTM A82 y A185 cumplirán con una resistencia última mínima de $F_u= 4900 \text{ kg/cm}^2$

Como se mencionó con anterioridad el acero estructural puede laminarse en forma económica en una gran variedad de formas y tamaños sin cambios apreciables en sus propiedades físicas. Generalmente los miembros estructurales mas convenientes son aquellos con grandes momentos de inercia en relación a sus áreas; los perfiles I y T tienen esta propiedad. Por lo general los perfiles de acero se designan por la forma de sus secciones transversales.

5.1.3. HABILITADO Y MONTAJE

La habilitación del acero estructural consiste en el trabajado de los perfiles. Es decir, los elementos para un proyecto específico serán sujetos a cortes según a las dimensiones requeridas, al punzonamiento de los agujeros necesarios para las conexiones de campo, etc., y una vez realizada esta actividad se procederá al montaje de estos.

Los fabricantes de estructuras normalmente tienen pocos perfiles en bodega debido a los altos intereses y costos de almacenaje. Cuando deben fabricar una estructura, ordenan los perfiles cortados a determinadas longitudes directamente a las laminadoras ó a los distribuidores de estas. Las distribuidoras que son un factor importante en el suministro del acero estructural, compran y almacenan grandes cantidades de perfiles que adquieren a los mejores precios posibles en diversas partes del mundo.

Manufacturas Metálicas AJAX S.A. DE C.V. es una de las empresas que forma parte de la gran industria acerera en México dedicándose al Habilitado y Montaje de Estructuras de Acero. Ubicada en los límites de la Ciudad de México con el Estado de México, cuenta con un área en planta de 25,000 m² aproximadamente, y con la infraestructura necesaria y especializada para el óptimo desarrollo y ejecución de los proyectos.

Partiendo de la información provista por el proyectista (planos estructurales) y cotejando con la información arquitectónica, su labor inicia con la elaboración de planos de taller, a través de la generación de modelos tridimensionales por medio de programas de cómputo como: (XSTEEL) que tienen la capacidad de realizar el despiece de toda la estructura, proporcionando esquemas detallados de cada elemento que conforma a la estructura y de sus conexiones. Además realiza la cuantificación por grupo ó individual de los perfiles, obtiene número de sujetadores por elemento ó en forma global, etc. Dentro de las opciones de este tipo de programas se permite la revisión de dimensiones mínimas de placa, de agujeros, distancias mínimas al borde, distancia entre sujetadores, soldaduras, etc., los cuales forman parte de los requerimientos necesarios previamente establecidos en los códigos. Sin embargo el contar con información errónea en el trazo, ó en los niveles tope de concreto (N.T.C.) y/o niveles tope de acero (N.T.A.) repercutirán de manera importante en el trabajo realizado.

Siguiendo la secuencia de trabajo, la información obtenida con la ingeniería de detalle, es entregada al área de Fabricación y Habilitado. Todos y cada uno de los elementos que conformarán a la estructura deberán ser detallados. A partir de esta etapa se desarrollan una serie de actividades que se describen a continuación:

- Enderezado de los perfiles (según sea el caso)
- Corte de los perfiles a las dimensiones requeridas
- Cortes específicos en perfiles (biselado, cortes inclinados, etc.)
- Fabricación de accesorios (placas de conexión, atiesadores, etc.)
- Soldaduras de accesorios (placas de conexión, atiesadores, conectores de cortante, etc.)
- Esmerilado de perfiles
- Limpieza
- Pintura
- Inspección y Control de calidad
- Embarque

La mayor parte de las etapas del Habilitado de los elementos metálicos es desarrollado por máquinas de precisión controladas por la computadora. No se debe de olvidar que la fabricación de estructura de acero es de una labor que requiere de exactitud, sin embargo existen ciertos rangos de tolerancia dentro de ciertas limitaciones (establecidas en el AISC). Cabe mencionar que durante todo el proceso, los elementos metálicos llevarán una marca que los identifica, esto por la razón de que en los llamados planos de montaje se especifica dicha marca, que le permitirá al encargado de la erección de la estructura saber donde y como irán colocados los elementos. (Se presenta en la parte final del capítulo el reporte fotográfico de la visita realizada al Manufacturas Metálicas Ajax S.A. de C.V.).

El montaje de edificios es más que en cualquier otro aspecto del trabajo de construcción, un asunto de ensamblaje. Cada elemento se marca en taller con letras y números para distinguirlos de los demás. El montaje se ejecuta de acuerdo con una serie de planos de montaje. Estos planos no son dibujos detallados, sino simplemente diagramas que muestran la posición de cada elemento de la estructura.

Sin embargo los lineamientos bajo los cuales operan los fabricantes de la industria del acero estructural están regulados por códigos que tienen como finalidad primordial salvaguardar la integridad de la estructura.

Es así como los lineamientos y directrices que rigen a los fabricantes en la industria del acero estructural han sido elaborados por el American Institute of Steel Construction (AISC), por lo que en ausencia de cualquier otro tipo de especificaciones, éstas gobernarán la fabricación y erección (montaje) de la estructura de acero.

Cabe mencionar que las *Armaduras Alternadas* son fabricadas en taller y llevadas a la obra en una sola pieza.



Manufacturas Metálicas Ajax S.A. de C.V.



Área de Ingeniería de Detalle.



Área de Almacenamiento. Vista 1.



Área de Almacenamiento. Vista 2.



Área de Corte.



Cortadora con Cama Giratoria. Vista 1.



Cortadora con Cama Giratoria. Vista 2.



Panel de Control de Cortadora con Cama Giratoria.



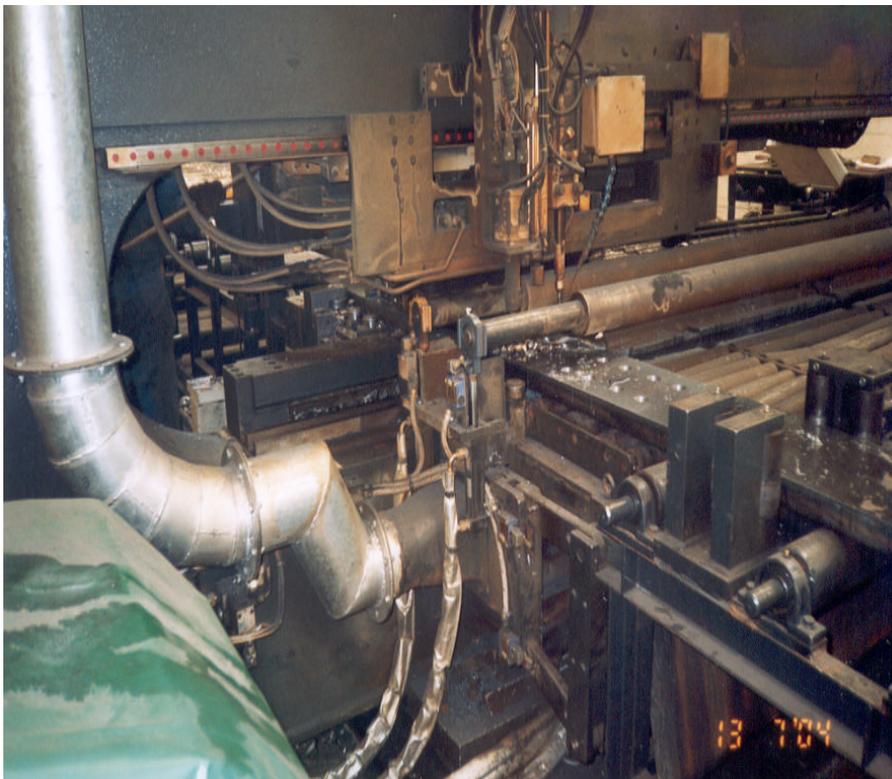
Equipo Cortador de Placas (Guillotina).



Proceso de Corte de Placas.



Proceso de Taladrado Manual en Placas.



Proceso de Barrenación Automatizado en Placas.



Placas de Conexiones, Atiesadores, etc.



Proceso de Soldado de Elementos Rigidizantes.

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA A EDIFICIOS



Elemento Estructural Deformado por el Proceso de Habilitado.



Gatos Hidráulicos para dar Contraflecha a Elementos Estructurales.



Procedimiento de Limpieza Manual a Elemento Estructural.



Procedimiento de Limpieza a Elemento Estructural (Esmerilado).



Trasporte de Elemento Estructural al Área de Arenado (Limpieza).



Cámara de Arenado (Limpieza).

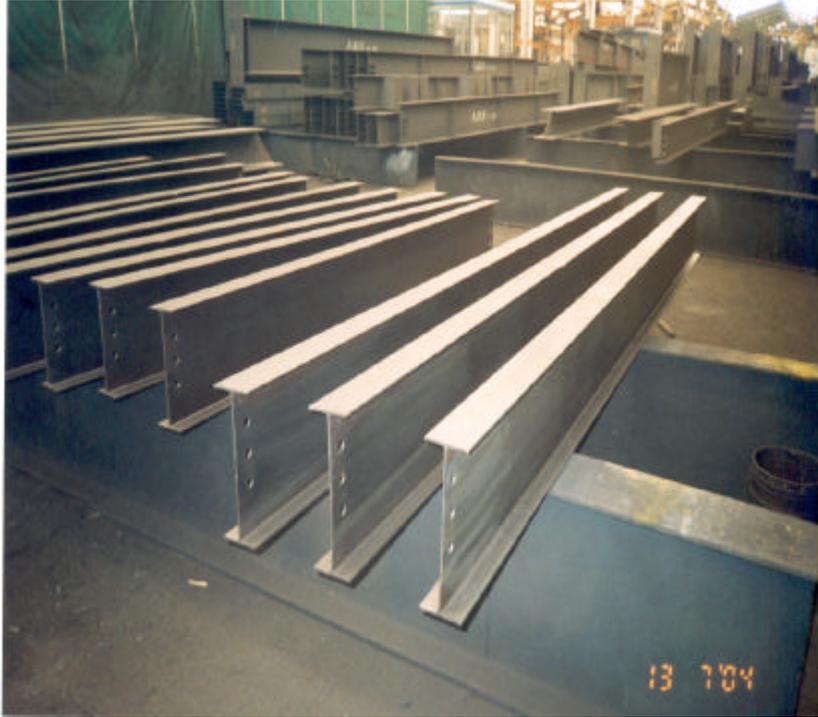


Cámara de Arenado (Cabina Central).



Arena.

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA A EDIFICIOS



Elementos Estructurales después del Proceso de Arenado.



Elemento Estructural listo para pasar al Área de Pintado.



Proceso de Pintado.



Elementos Secundarios.



Elemento Principal.



Área de Control de Calidad.



Manufacturas Metálicas Ajax S.A. de C.V. Revisión de Soldadura de Penetración.



Embarque de Elementos Estructurales.



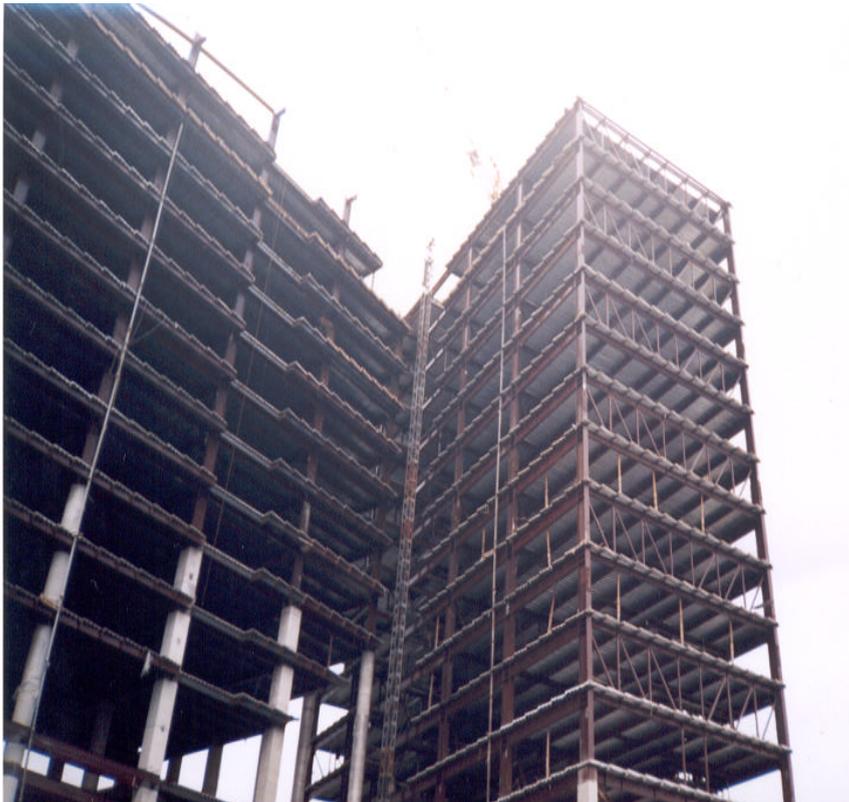
Transportación de Elementos Estructurales.



Hotel Fiesta Inn del Proyecto Dos Hoteles Santa Fe. Vista 1.



Hotel Fiesta Inn del Proyecto Dos Hoteles Santa Fe. Vista 2.



Hotel Fiesta Americana y Hotel Fiesta Inn del Proyecto Dos Hoteles Santa Fe. Vista 3.

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS



Hotel Fiesta Inn del Proyecto Dos Hoteles Santa Fe. Vista 4.



Vista Panorámica del Proyecto Dos Hoteles Santa Fe.

CAPITULO 6. CONCLUSIONES

El objetivo fundamental de este trabajo, fue mostrar el comportamiento del *Sistema de Armaduras Alternadas* como un eficiente sistema de estructuración. Se analizó el comportamiento de cada uno de los elementos que la conforman y a su vez el desempeño global, siguiendo las leyes y teorías del Análisis y Diseño Estructural.

Sin embargo la creciente exigencia de mejores soluciones de análisis y diseño de estructuras en nuestros días, nos encierra y exige necesariamente el uso de programas computacionales avanzados que nos permitan simplificar largas horas de trabajo, siempre teniendo en mente que independientemente del programa que se utilice, deberá tenerse el conocimiento de lo que esperamos que proporcione el programa.

Una vez entendido el funcionamiento del *Sistema de Armaduras Alternadas*, deberán realizarse revisiones detalladas y específicas de la modelación con cualquier programa de elemento finito que se utilice, para determinar las discrepancias (si las hay) entre los valores teóricos ya conocidos y los obtenidos con el modelo matemático para posteriormente tomar las medidas pertinentes ó realizarle los ajustes necesarios para la correcta obtención del comportamiento estructural del edificio.

Entre los aspectos en donde hay que hacer énfasis para la revisión previa se mencionan las siguientes:

Carga Vertical

Deberá verificarse que todos los elementos de las *Armaduras Alternadas* presenten cargas axiales de tensión y compresión, según sea el caso. No debe olvidarse que la armadura bajo la acción de carga vertical (gravitacional) se puede idealizar como una viga de gran peralte, por lo que al resistir un momento flexionante igual a $wl^2/8$ al centro del claro (viga simplemente apoyada) las cargas axiales en las cuerdas generarán el par resistente. Deberá presentarse doble curvatura en la configuración deformada de las columnas, en el plano de las armaduras, por la razón de que existen en la cuerda superior y en la cuerda inferior acortamientos y alargamientos producto de los esfuerzos de compresión y de tensión respectivamente que rotan y trasladan simultáneamente a las columnas.

Carga Lateral

Al estar sujetas las armaduras a la acción de cargas laterales iguales y opuestas en sus cuerdas, deberán presentarse rotaciones de su panel central (Vierendeel) por la carencia de un elemento rigidizante (diagonal), existiendo de igual manera una distorsión de doble curvatura en las columnas, precisamente por la acción y reacción actuante en los extremos de las armaduras. Los elementos internos (diagonales, montantes y cuerdas) estarán bajo esfuerzos de tensión y

compresión siguiendo la distribución descrita en capítulos anteriores. Adicionalmente las cuerdas estarán sujetas a momentos flexionantes inducidos por la rotación del panel central.

Parte medular de este trabajo se centró en el papel que cumplen los diafragmas rígidos como componente de un sistema estructural modelado a través de un programa de elemento finito. La existencia del diafragma rígido tiene una influencia particular en el *Sistema de Armaduras Alternadas* y repercute en la variación de los resultados. A partir de esto se concluye lo siguiente:

El diafragma rígido como tal, es un ente matemático que es considerado infinitamente rígido en su plano, sin embargo al ser modelado en conjunto con armaduras de entrepiso, se le asigna necesaria y automáticamente esa propiedad a las cuerdas de éstas, de tal manera que por diferencia de rigidez entre el diafragma rígido (sistema de piso) y la cuerda superior e inferior no son transferidas cargas axiales a las mismas. No debemos perder de vista que la labor del diafragma rígido en cualquier sistema estructural es transferir las cargas laterales a los marcos resistentes en función de la rigidez de cada uno. Obviamente al no ser transferidas las solicitaciones contenidas en el plano de los diafragmas, esto también repercute en otros parámetros de igual importancia en el comportamiento particular y global de todo el sistema.

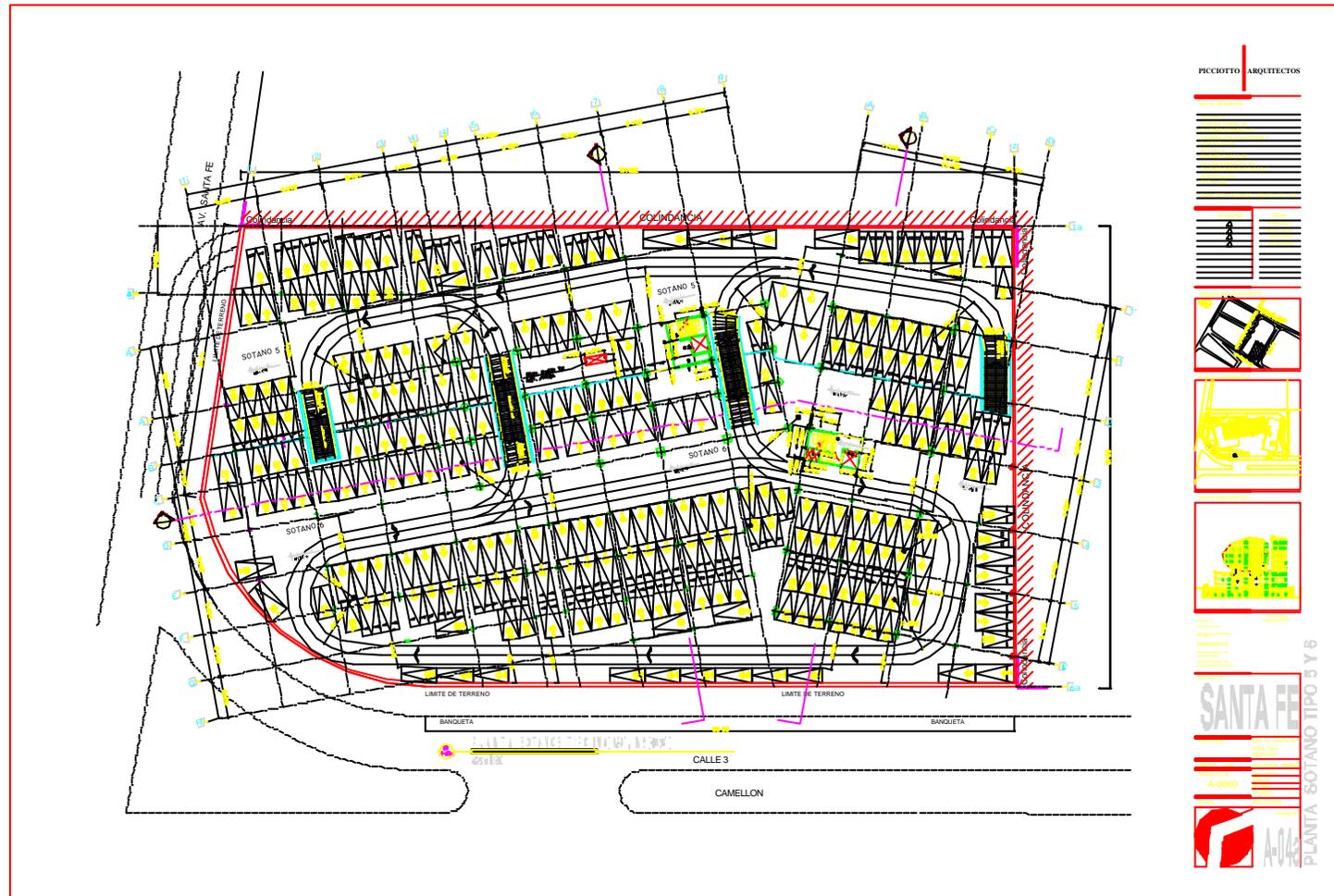
Por tal razón se propone lo siguiente como medida correctiva para la óptima modelación del *Sistema de Armaduras Alternadas*, a través de cualquier programa de elemento finito:

Deberá trabajarse necesariamente con dos modelos matemáticos, de los cuales el primero de estos (Origen) será aquel que tenga definidos los diafragmas rígidos a través de sus propiedades mecánicas. Teniendo la capacidad de distribuir todas las fuerzas en cada elemento estructural. Para el caso particular de cargas laterales el modelo deberá ser previamente calibrado como se establece en la reglamentación vigente.

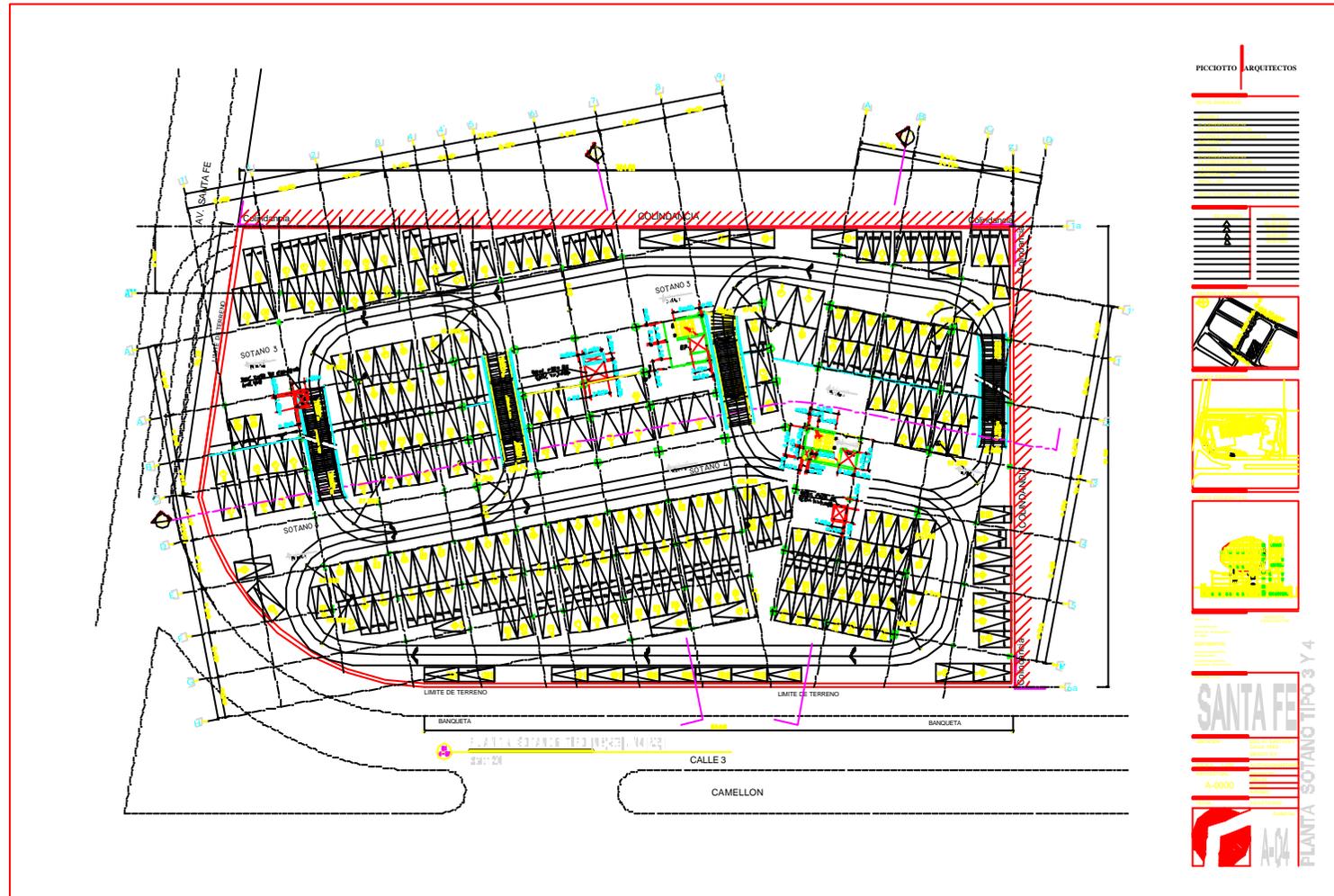
El segundo modelo matemático, será el modelo receptor (Destino) de la distribución de cargas laterales obtenidas del primero, teniendo la característica primordial de que su sistema de piso no podrá distribuir ningún tipo de fuerza en ninguna dirección, eso implica entonces que deberán colocarse ciertas solicitaciones de manera tal que se obtenga una distribución de fuerzas lo mas apegado al modelo Origen. Sin embargo el trabajo es arduo y tedioso teniéndose que revisar cada uno de los marcos en las dos direcciones. Además esto representa un proceso interactivo, ya que una vez obtenido el diseño optimizado del modelo Destino, se deberá desarrollar una nueva calibración del primer modelo ya con las nuevas secciones, para determinar la nueva distribución de fuerzas y nuevamente transferirla al segundo modelo.

A pesar de que el trabajo se prevee laborioso, la ventaja del *Sistema de Armaduras Alternadas* es que su regularidad geométrica simplifica el proceso.

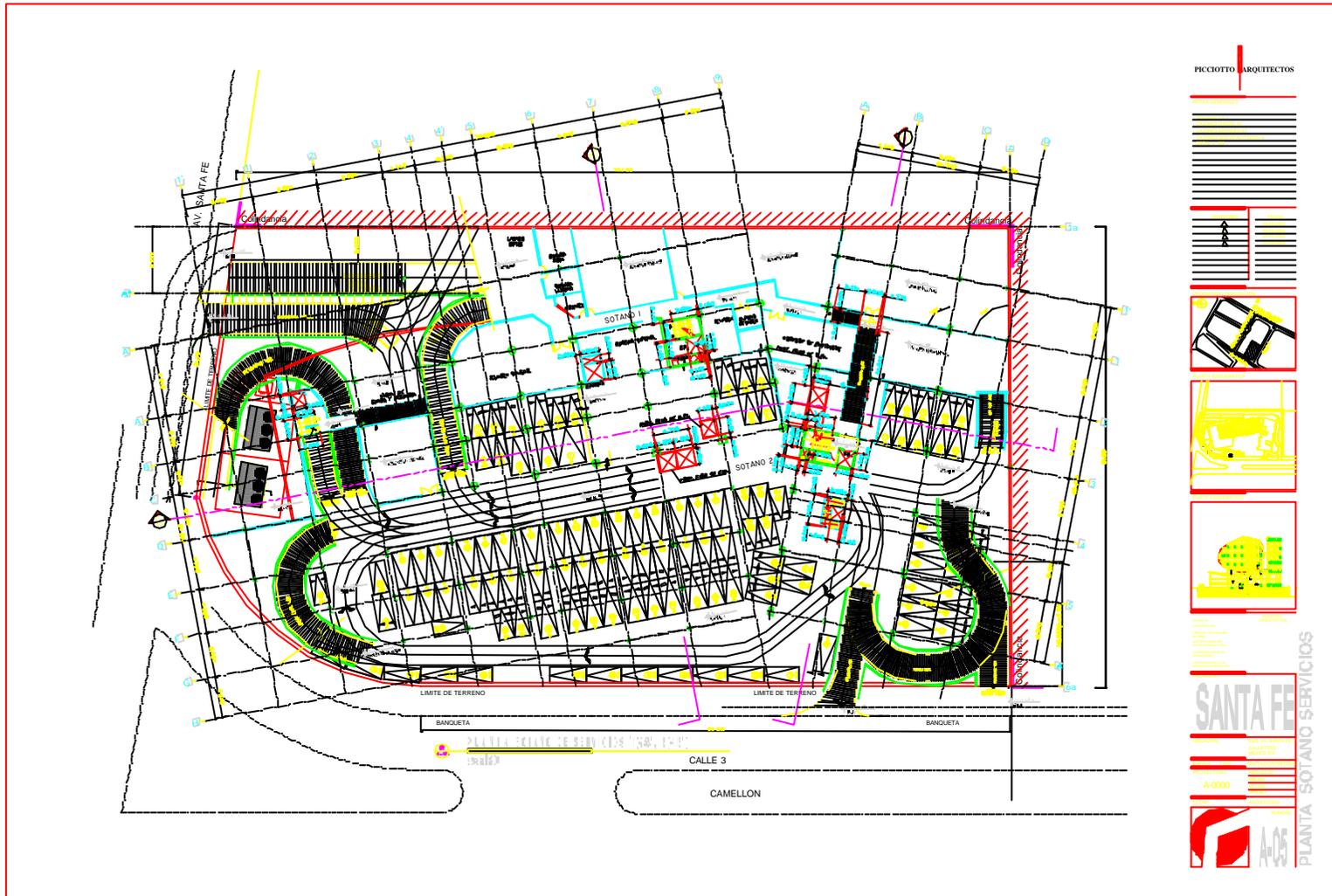
APENDICE A



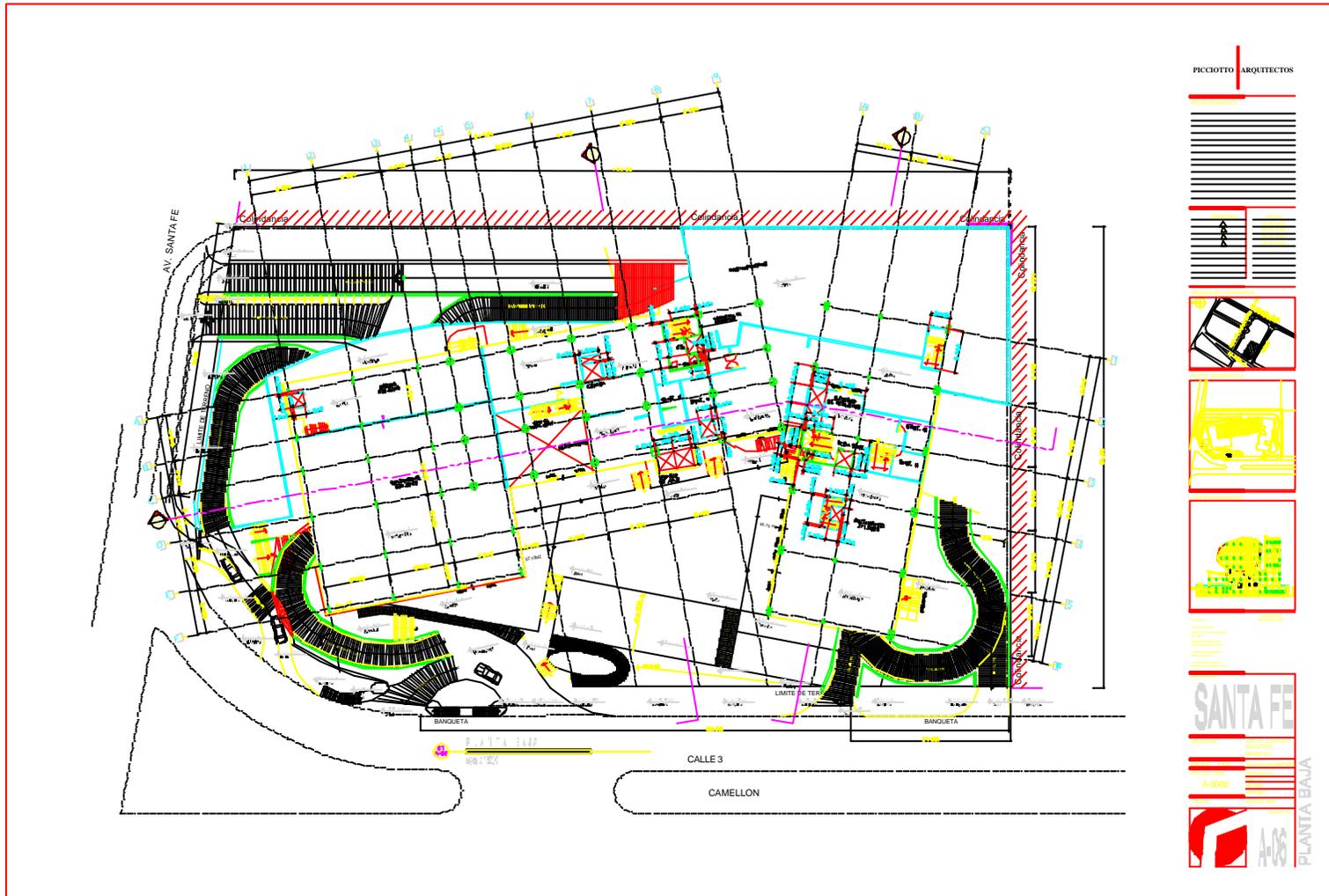
Planta Arquitectónica de Sotano 5 y 6 de Proyecto Dos Hoteles Santa Fe.



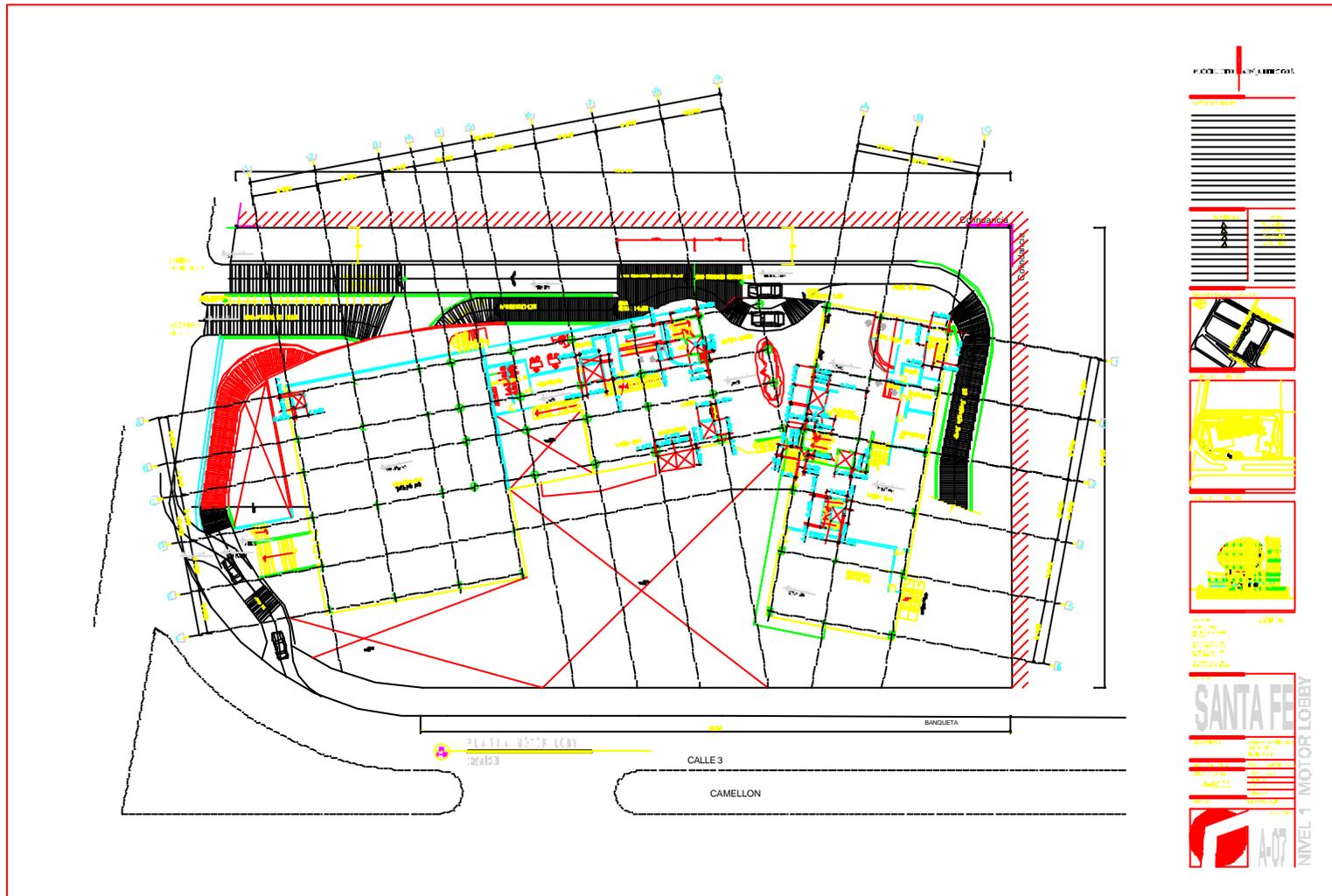
Planta Arquitectónica de Sotano 3 y 4 de Proyecto Dos Hoteles Santa Fe.



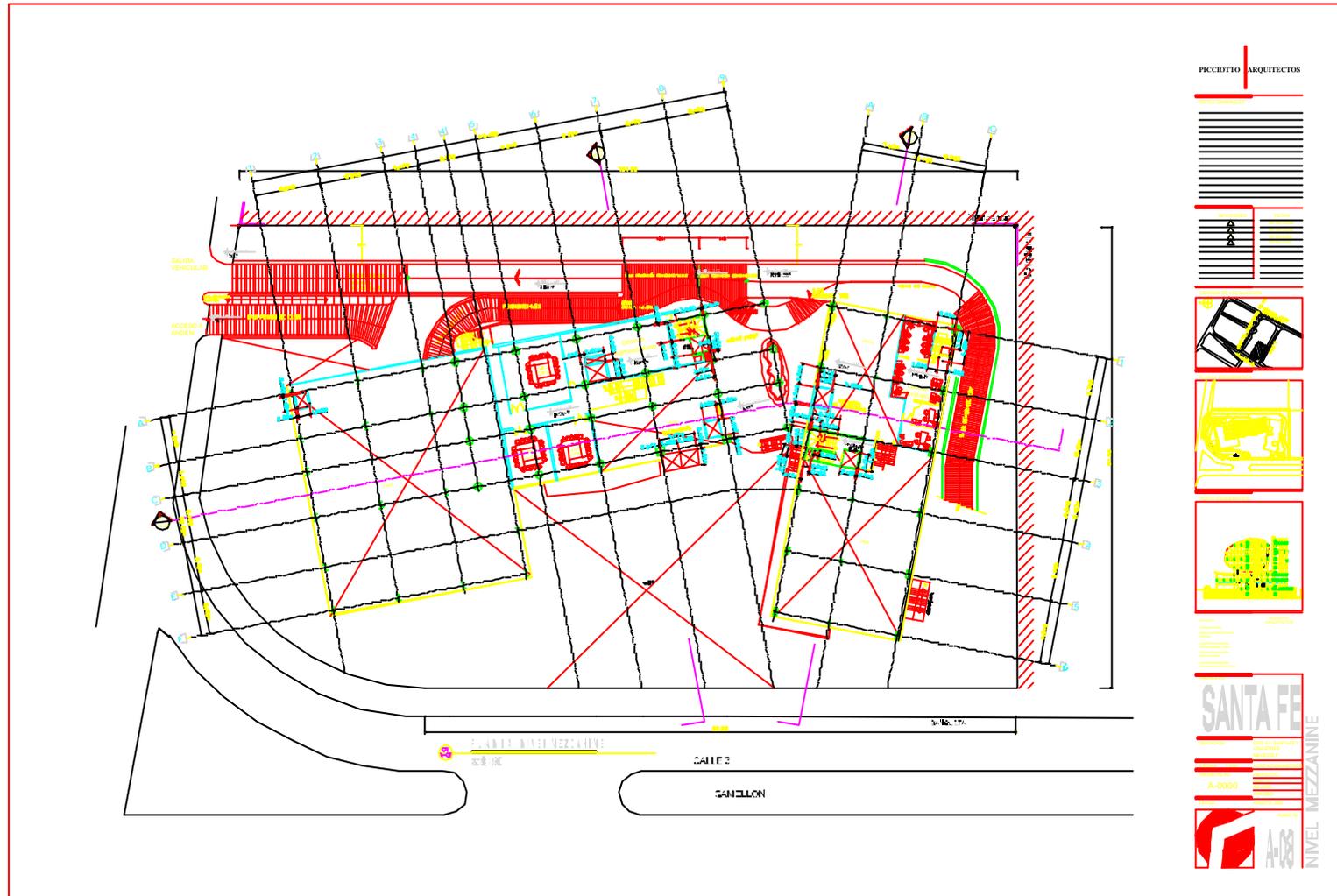
Planta Arquitectónica de Sotano Servicios de Proyecto Dos Hoteles Santa Fe.



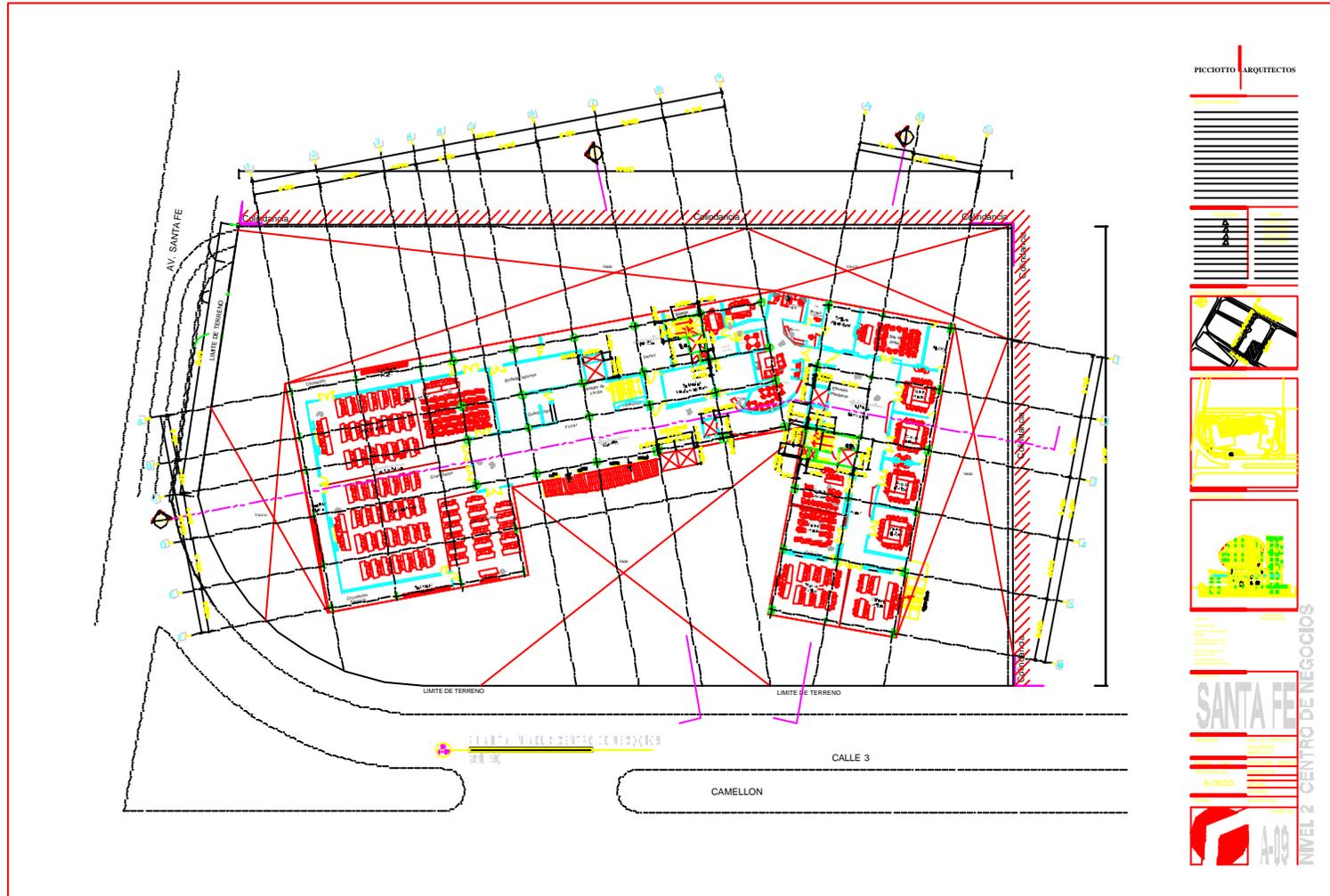
Planta Arquitectónica de Planta Baja de Proyecto Dos Hoteles Santa Fe.



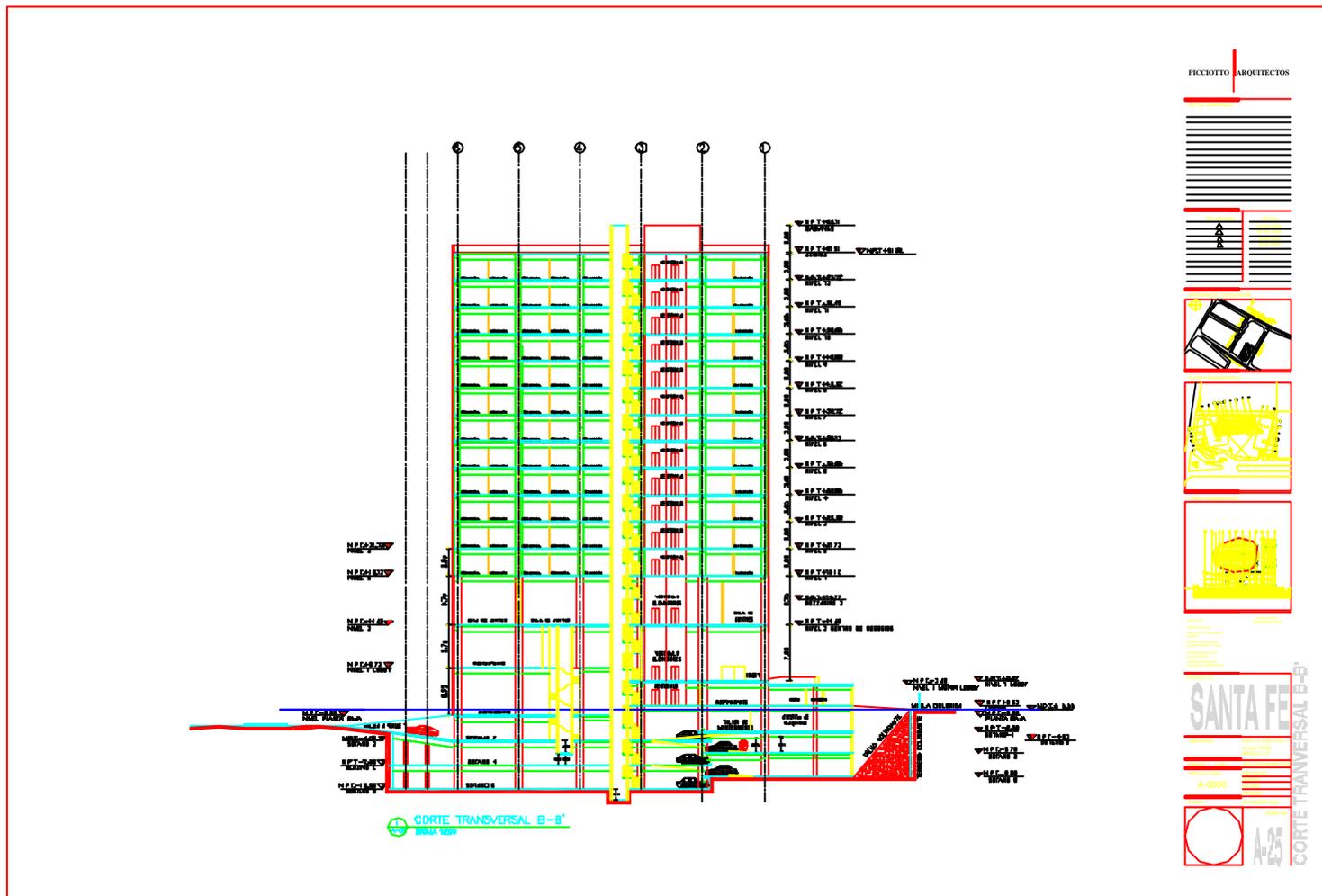
Planta Arquitectónica de Motor Lobby de Proyecto Dos Hoteles Santa Fe.



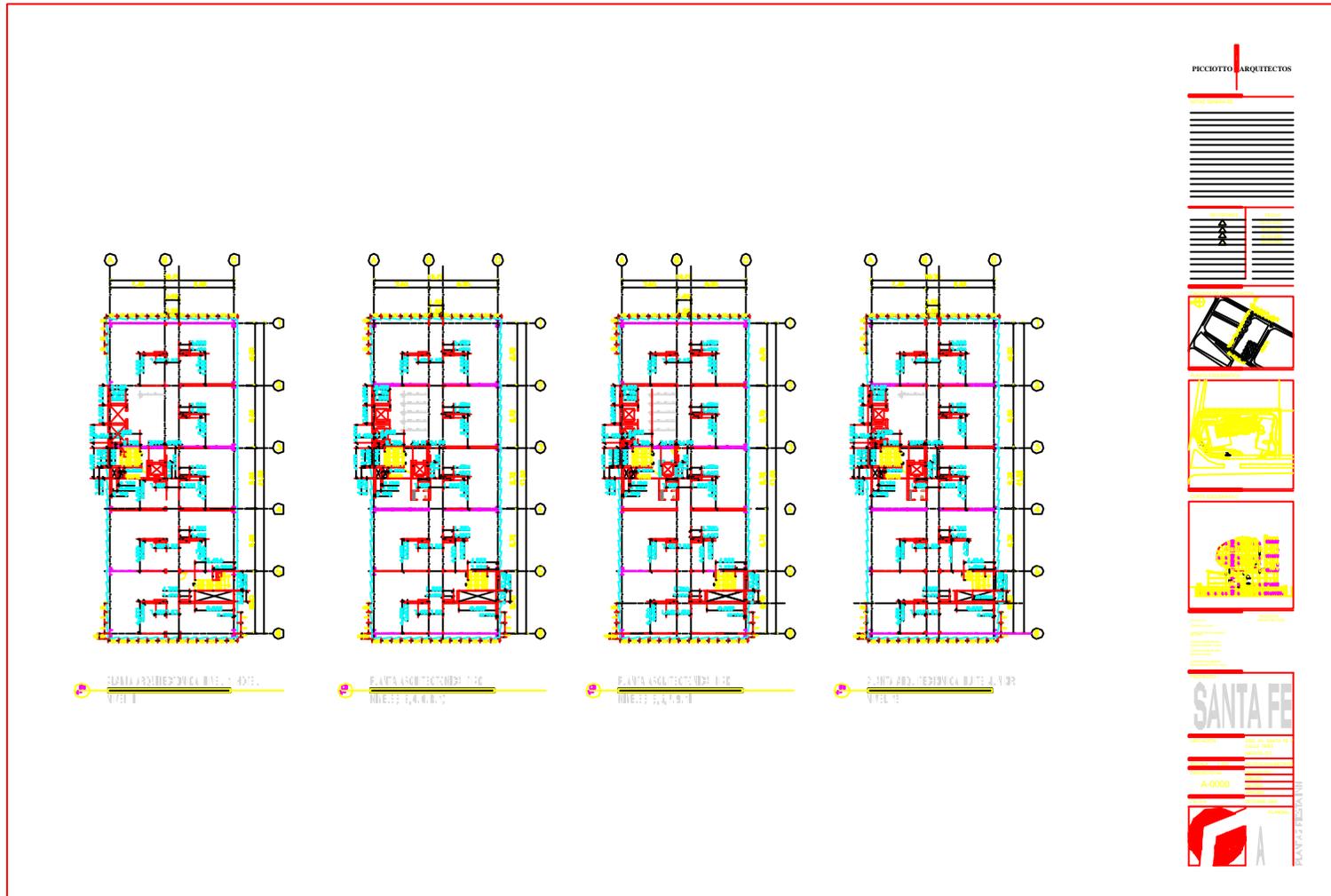
Planta Arquitectónica de Mezzanine de Proyecto Dos Hoteles Santa Fe.



Planta Arquitectónica de Centro de Negocios de Proyecto Dos Hoteles Santa Fe.

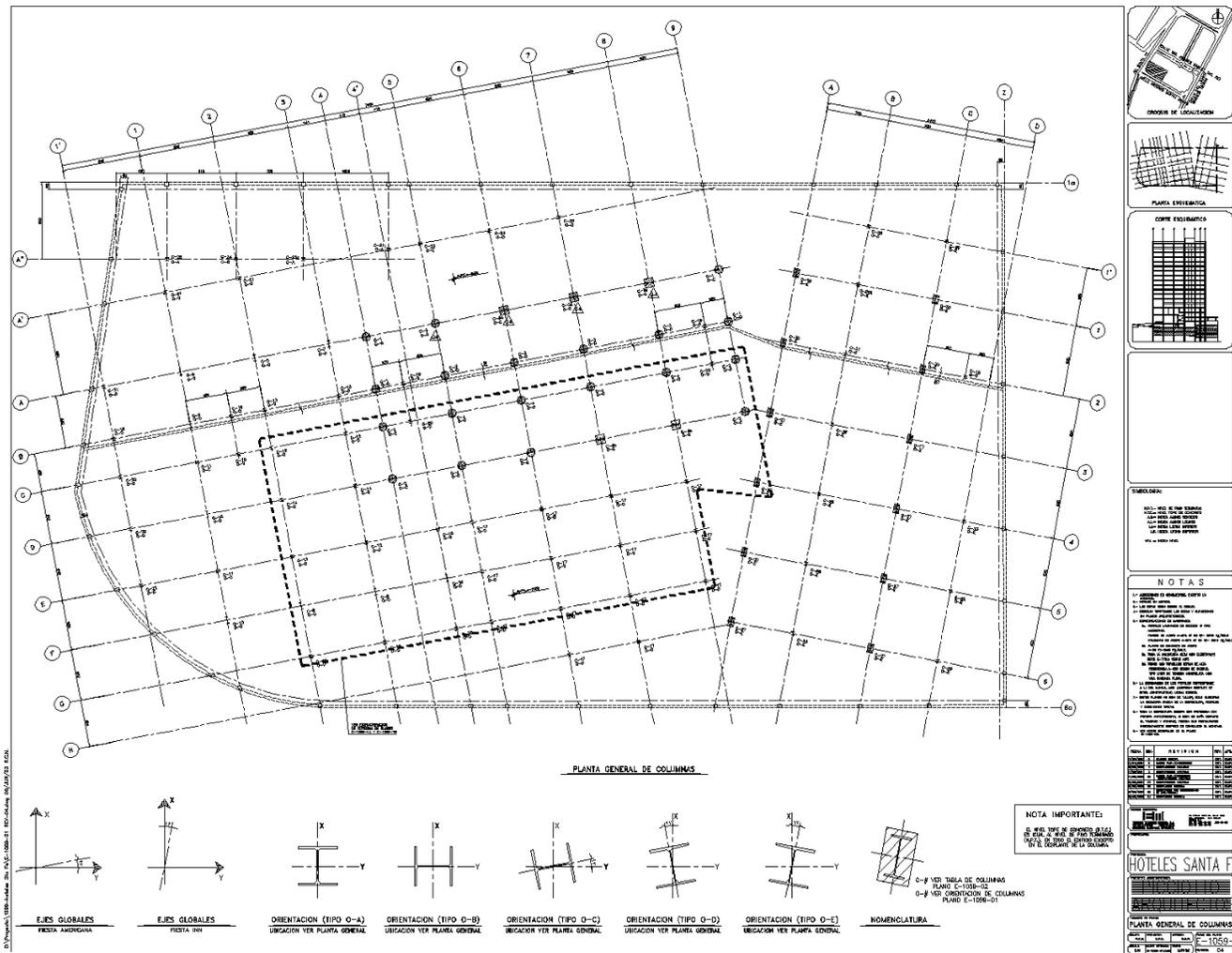


Elevación Arquitectónica Transversal de Proyecto Dos Hoteles Santa Fe.



Plantas Arquitectónicas de Niveles Superiores del hotel Fiesta Inn de Proyecto Dos Hoteles Santa Fe.

APENDICE B



Planta General de Columnas de hotel Fiesta Inn de Proyecto Dos Hoteles Santa Fe.

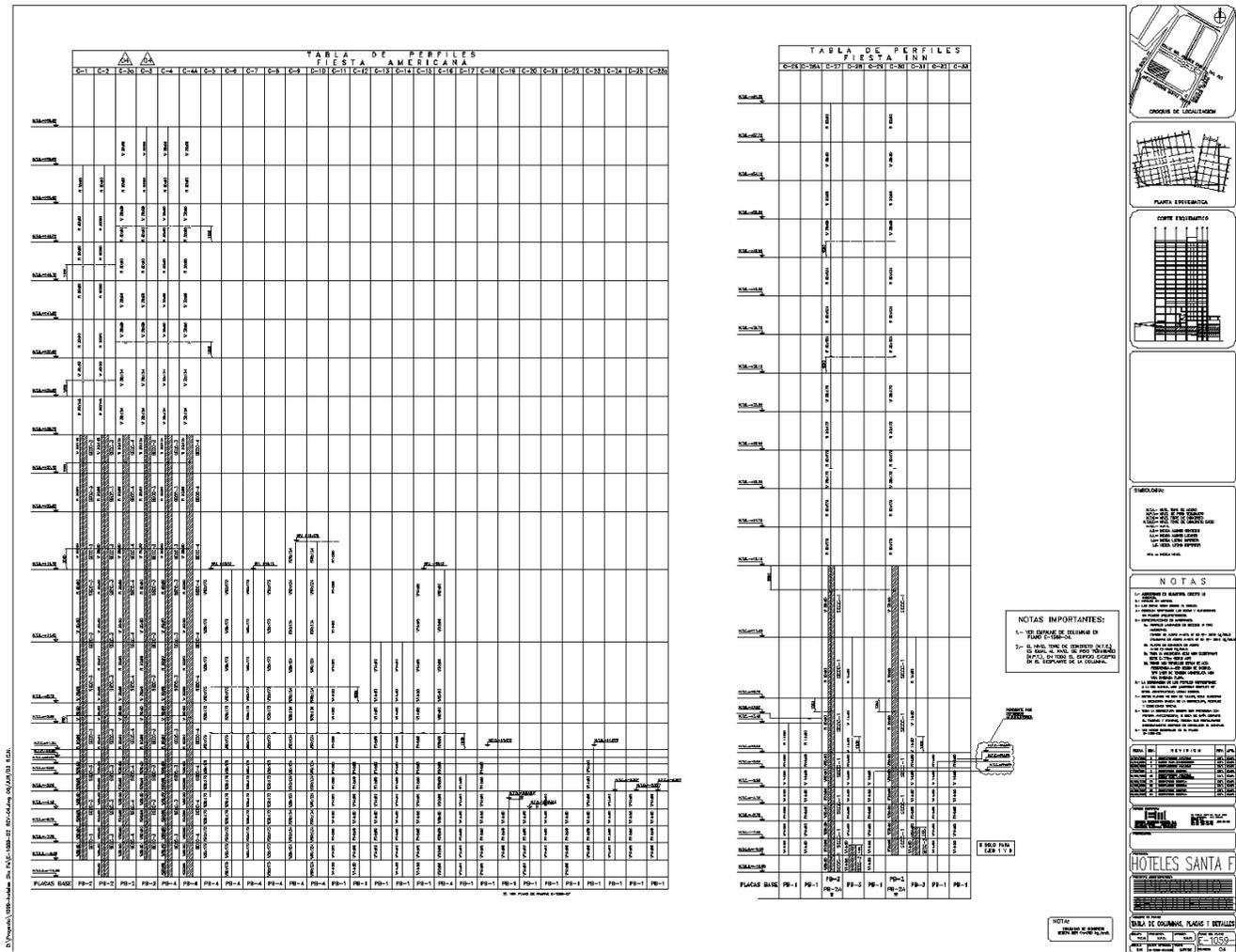
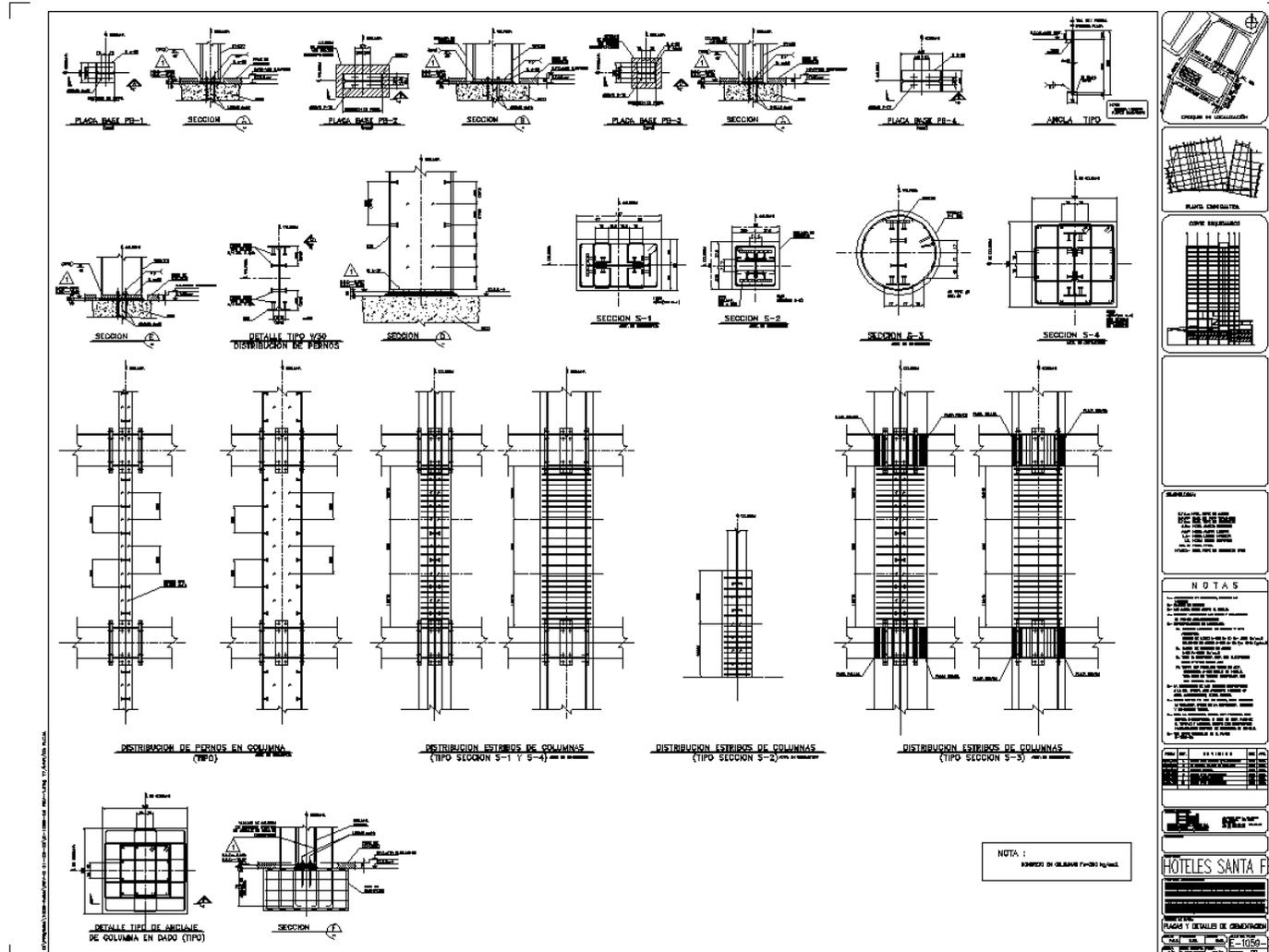
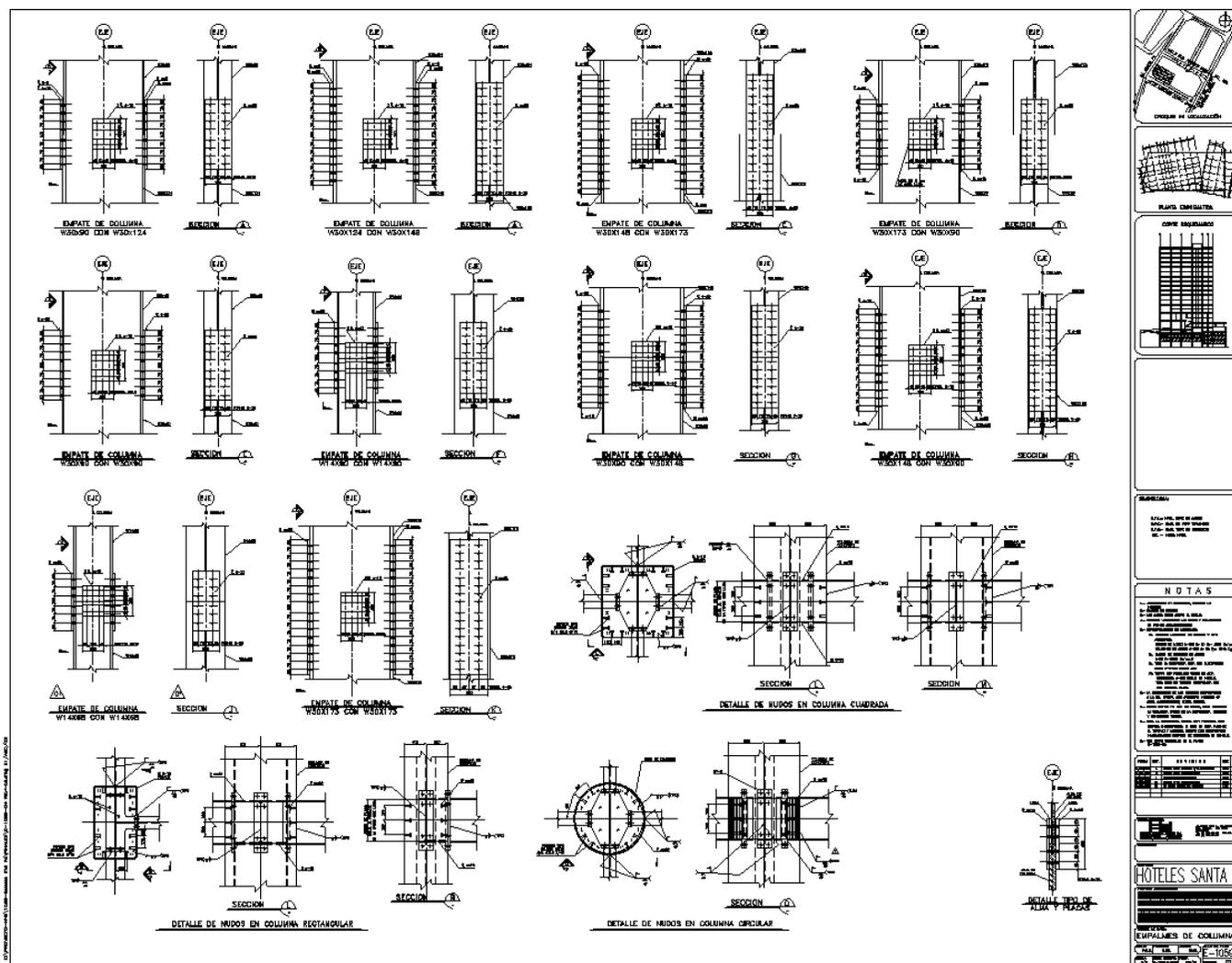


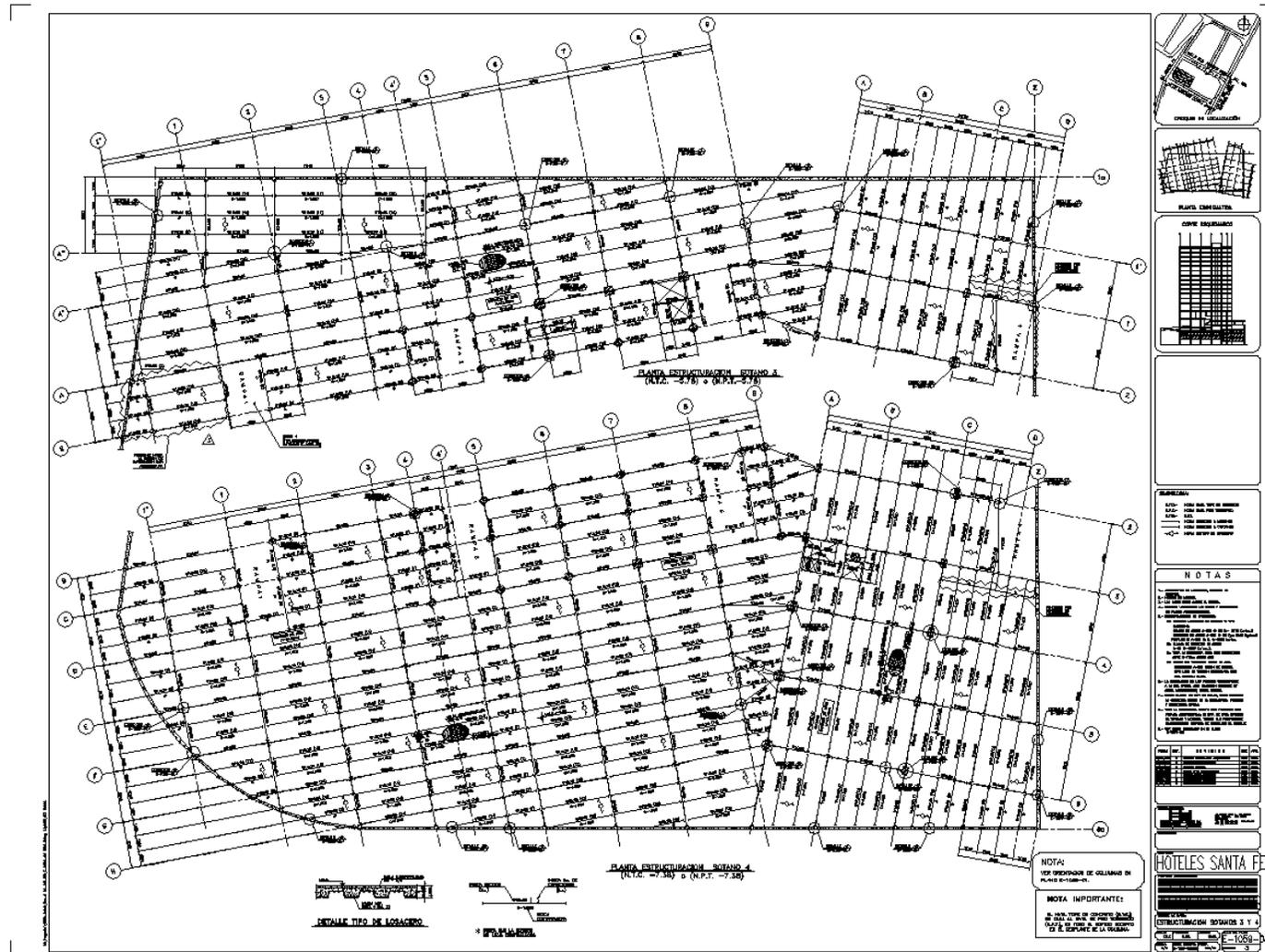
Tabla de Columnas, Placas y Detalles de hotel Fiesta Inn de Proyecto Dos Hoteles Santa Fe.



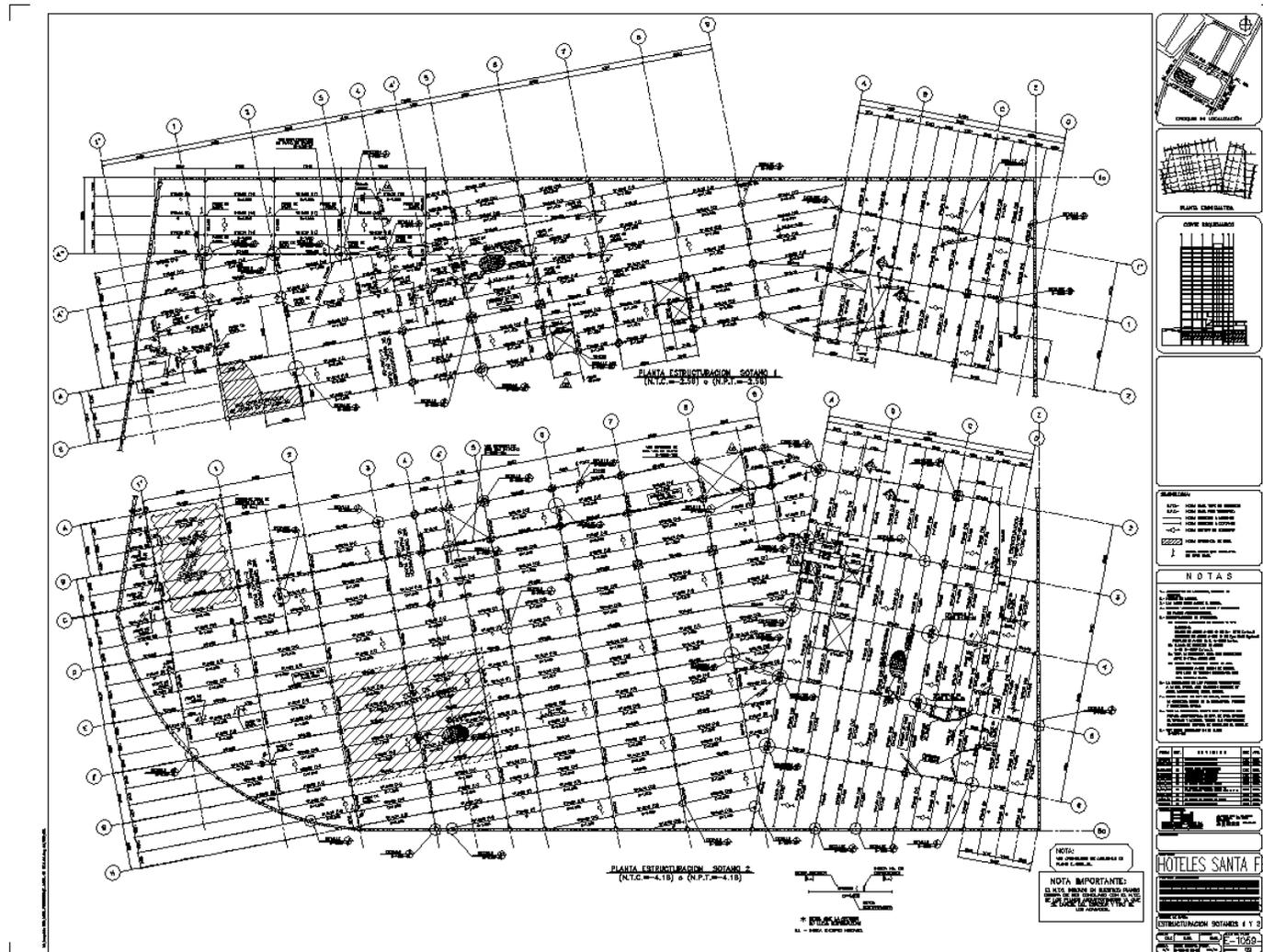
Placas y Detalles de Cimentación de hotel Fiesta Inn de Proyecto Dos Hoteles Santa Fe.



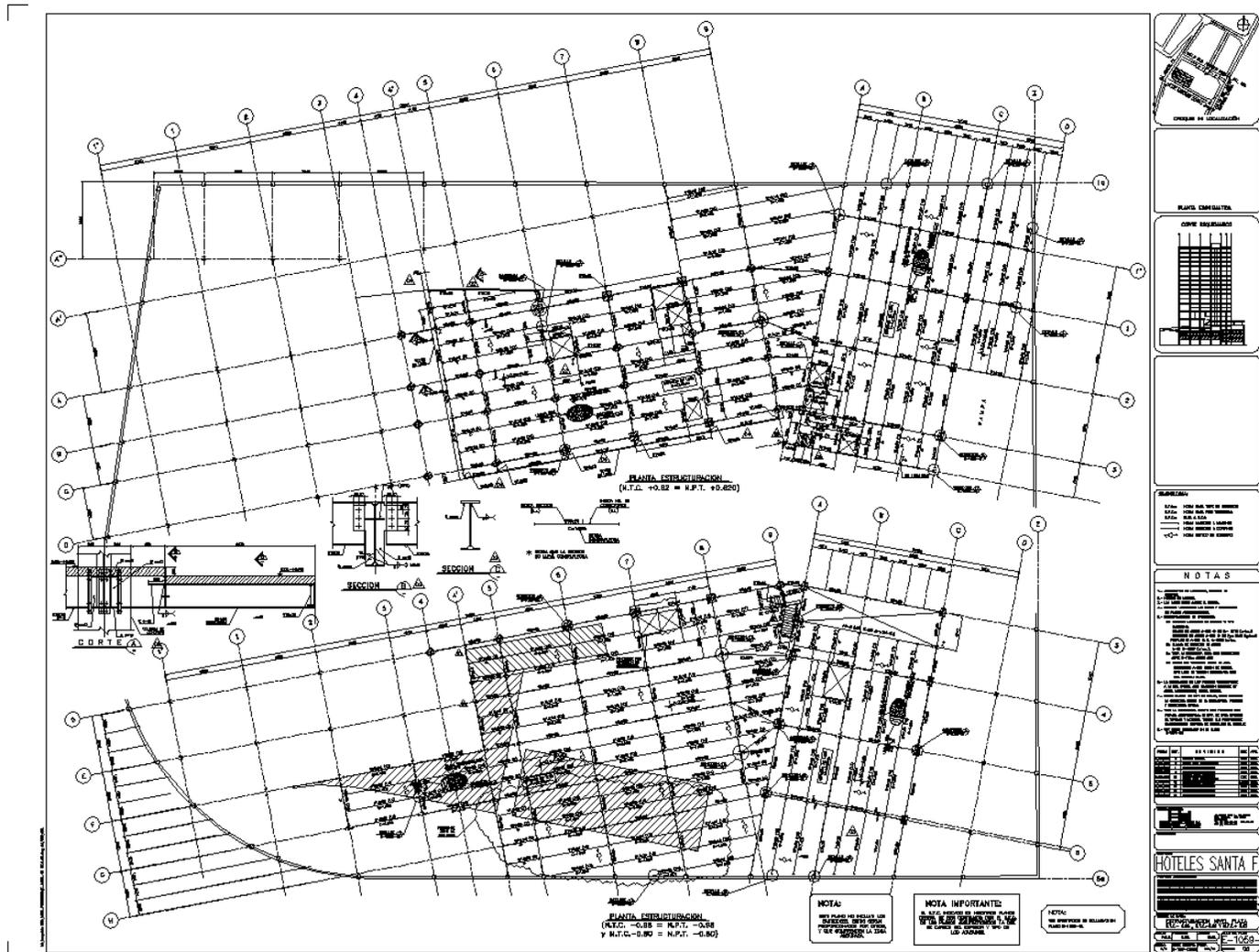
Empalmes de Columnas de hotel Fiesta Inn de Proyecto Dos Hoteles Santa Fe.



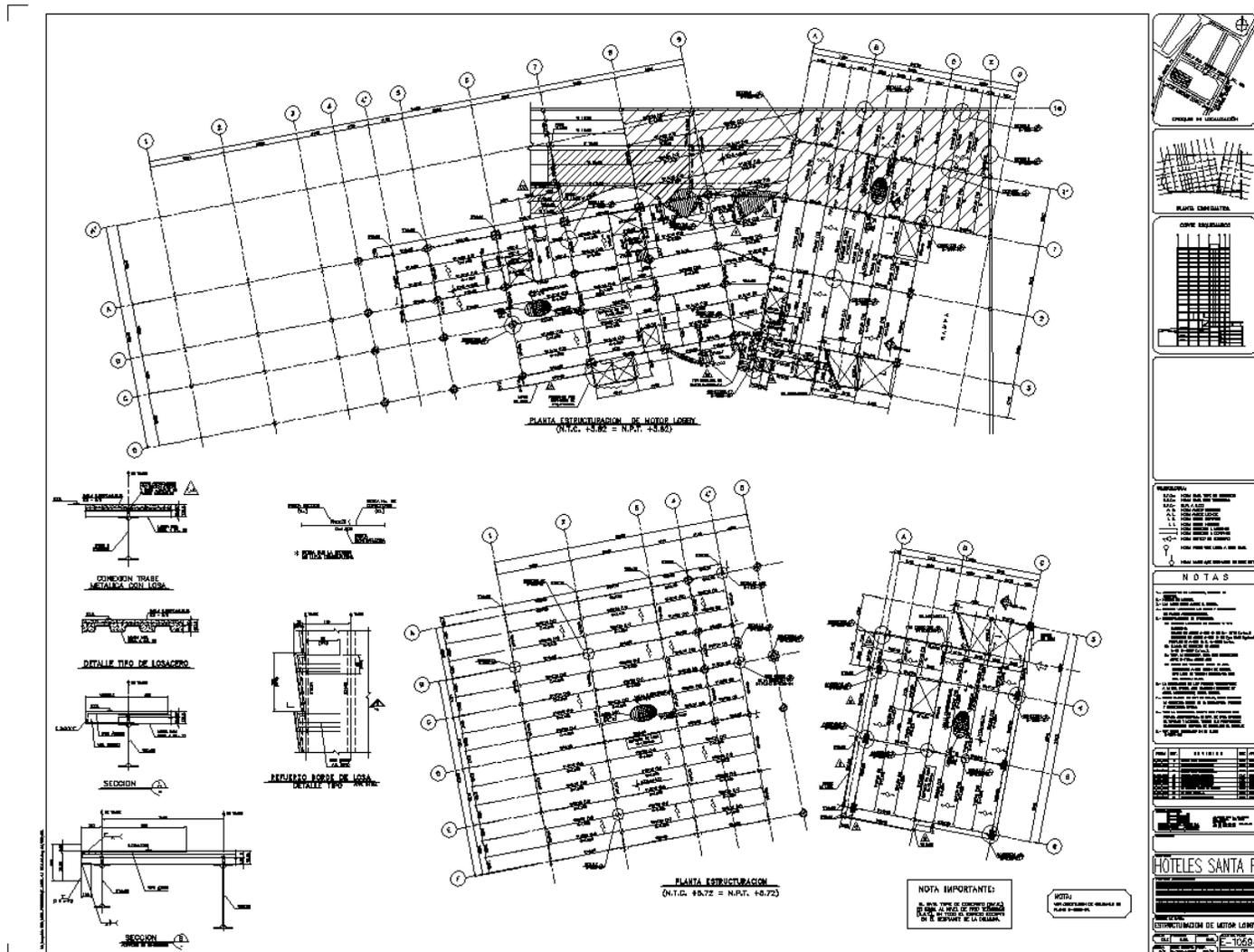
Estructuración Sotanos 3 y 4 de hotel Fiesta Inn de Proyecto Dos Hoteles Santa Fe.



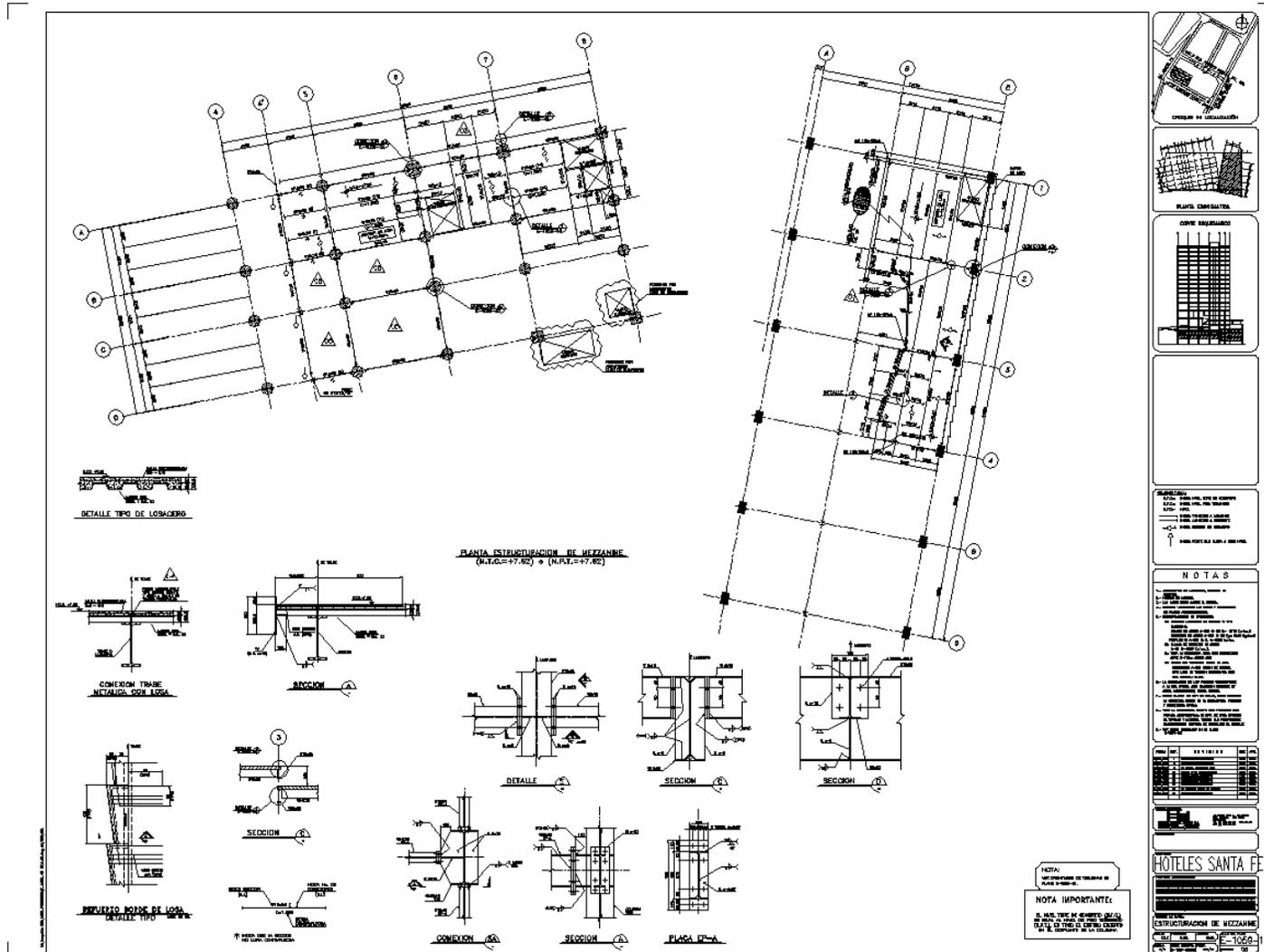
Estructuración Sotanos 1 y 2 de hotel Fiesta Inn de Proyecto Dos Hoteles Santa Fe.



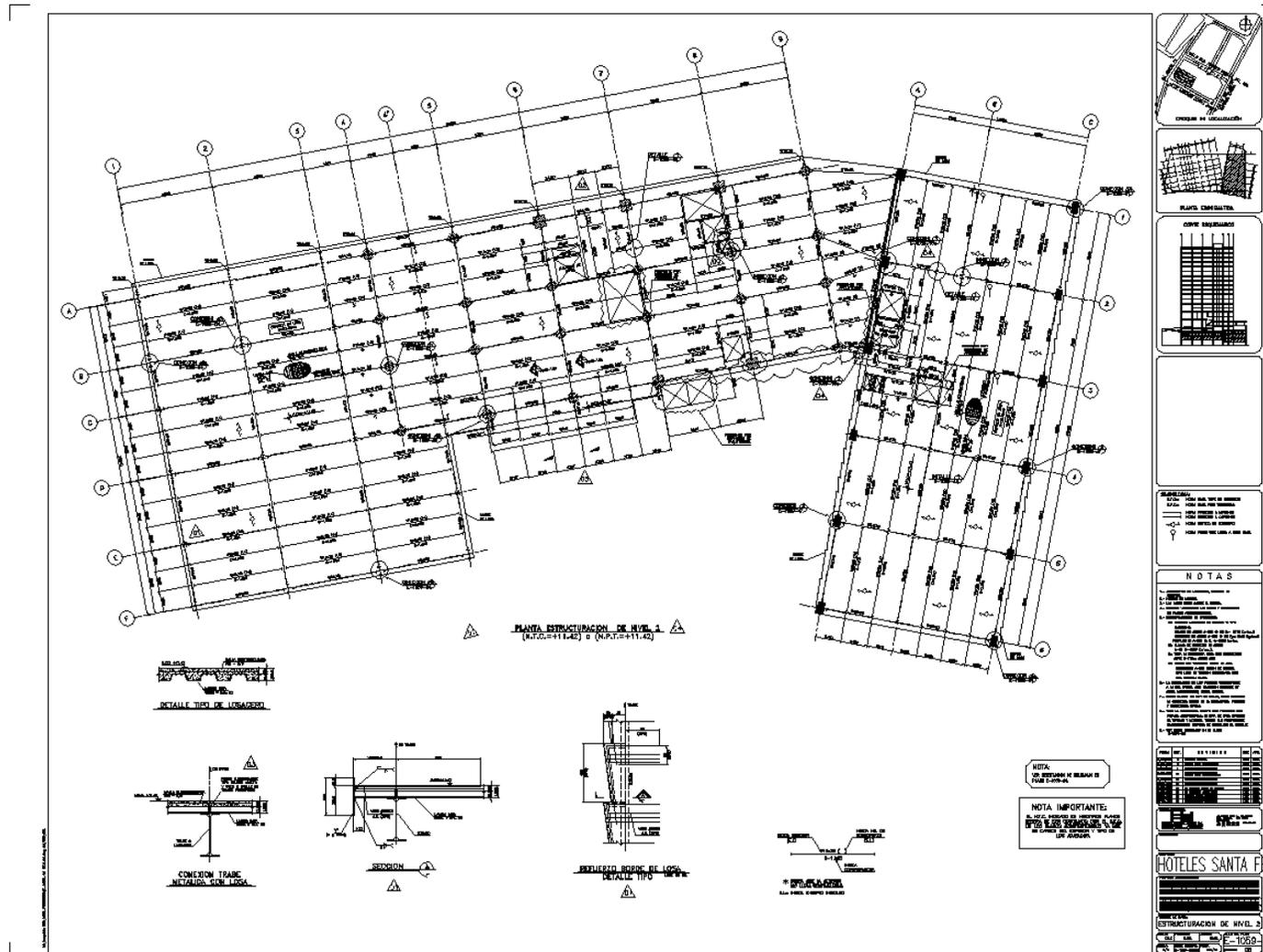
Estructuración de nivel de Plaza de hotel Fiesta Inn de Proyecto Dos Hoteles Santa Fe.



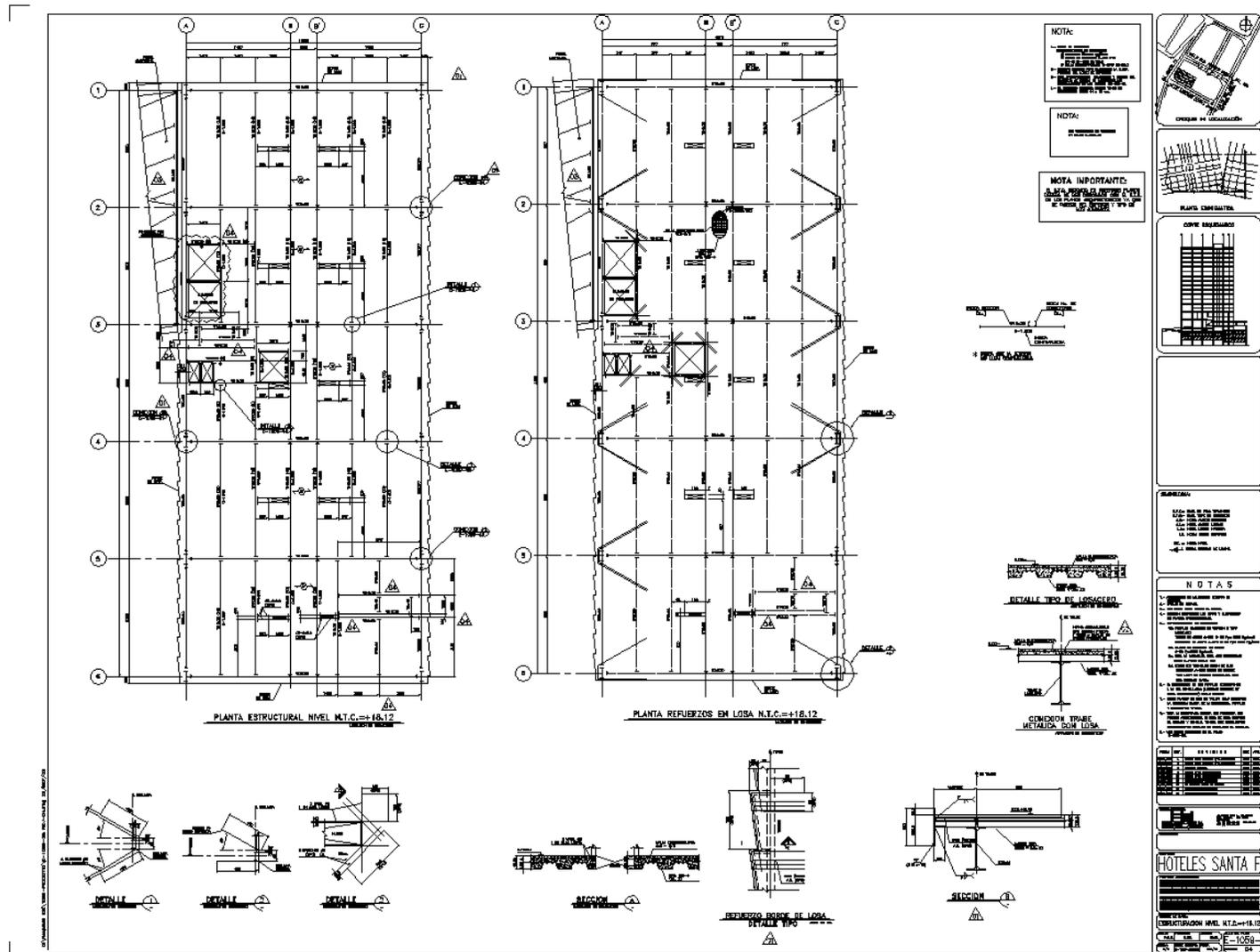
Estructuración de nivel de Motor Lobby de hotel Fiesta Inn de Proyecto Dos Hoteles Santa Fe.



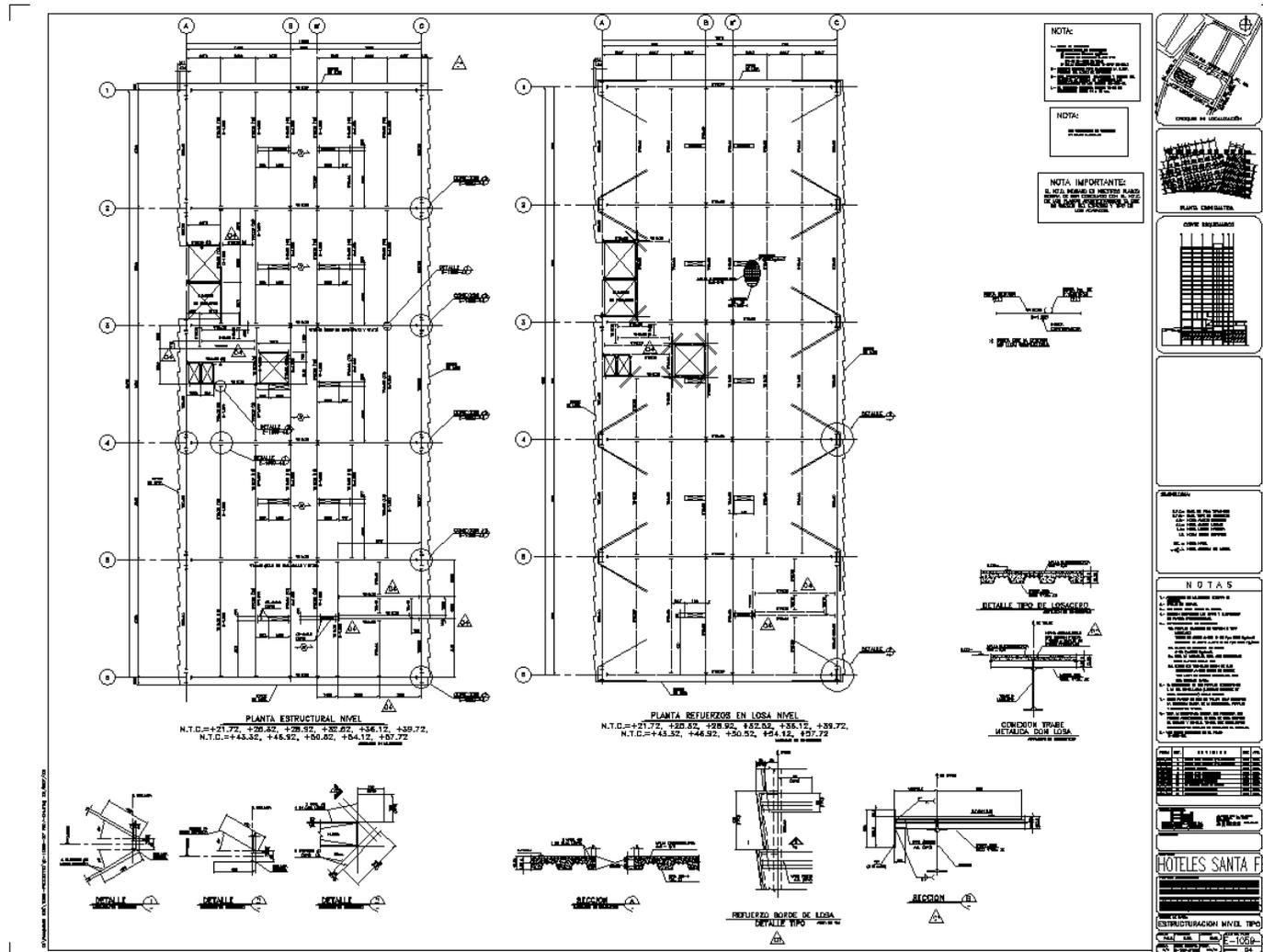
Estructuración de nivel de Mezzanine de hotel Fiesta Inn de Proyecto Dos Hoteles Santa Fe.



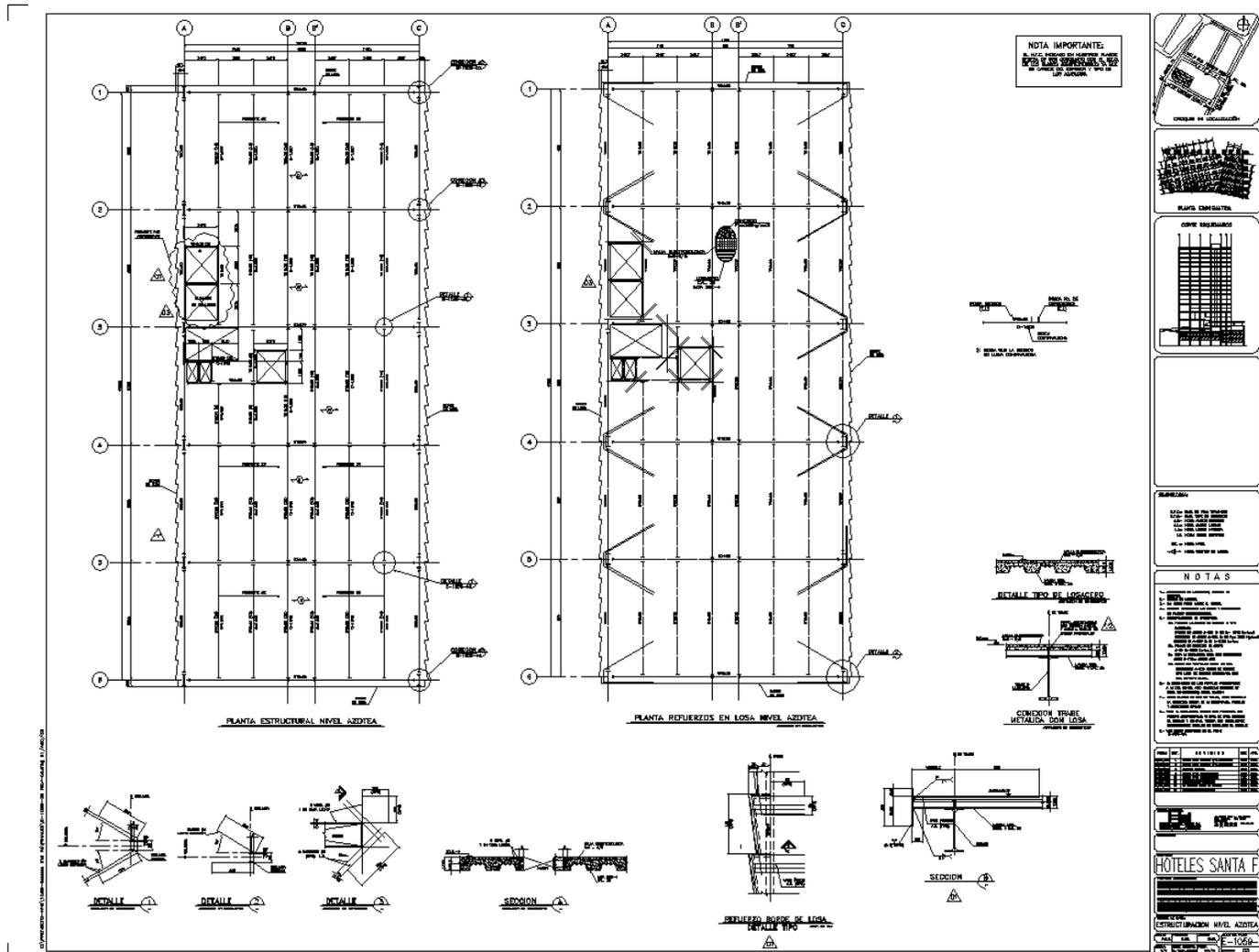
Estructuración de Nivel de 2 de hotel Fiesta Inn de Proyecto Dos Hoteles Santa Fe.



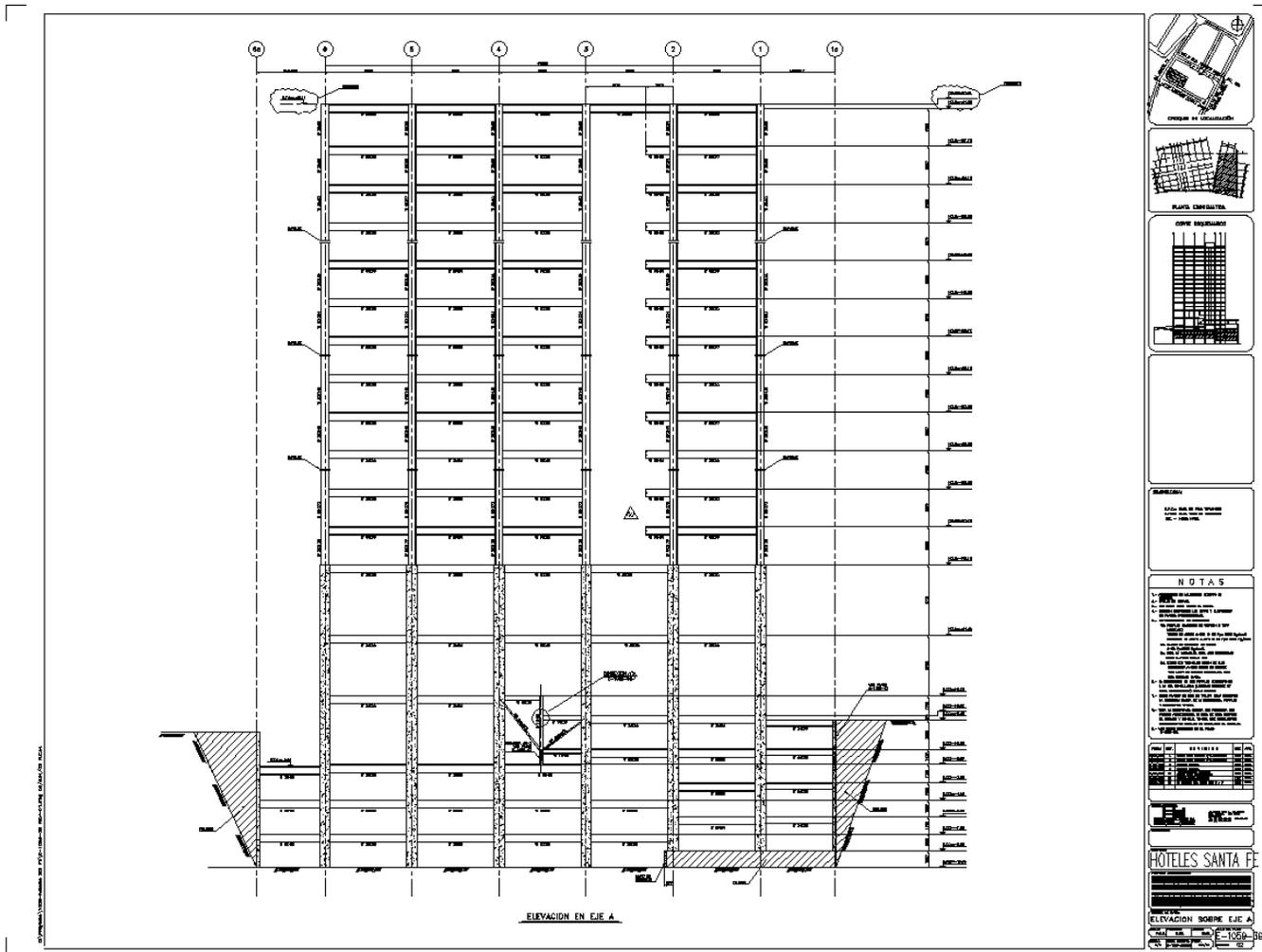
Estructuración de Nivel de 3 de hotel Fiesta Inn de Proyecto Dos Hoteles Santa Fe.



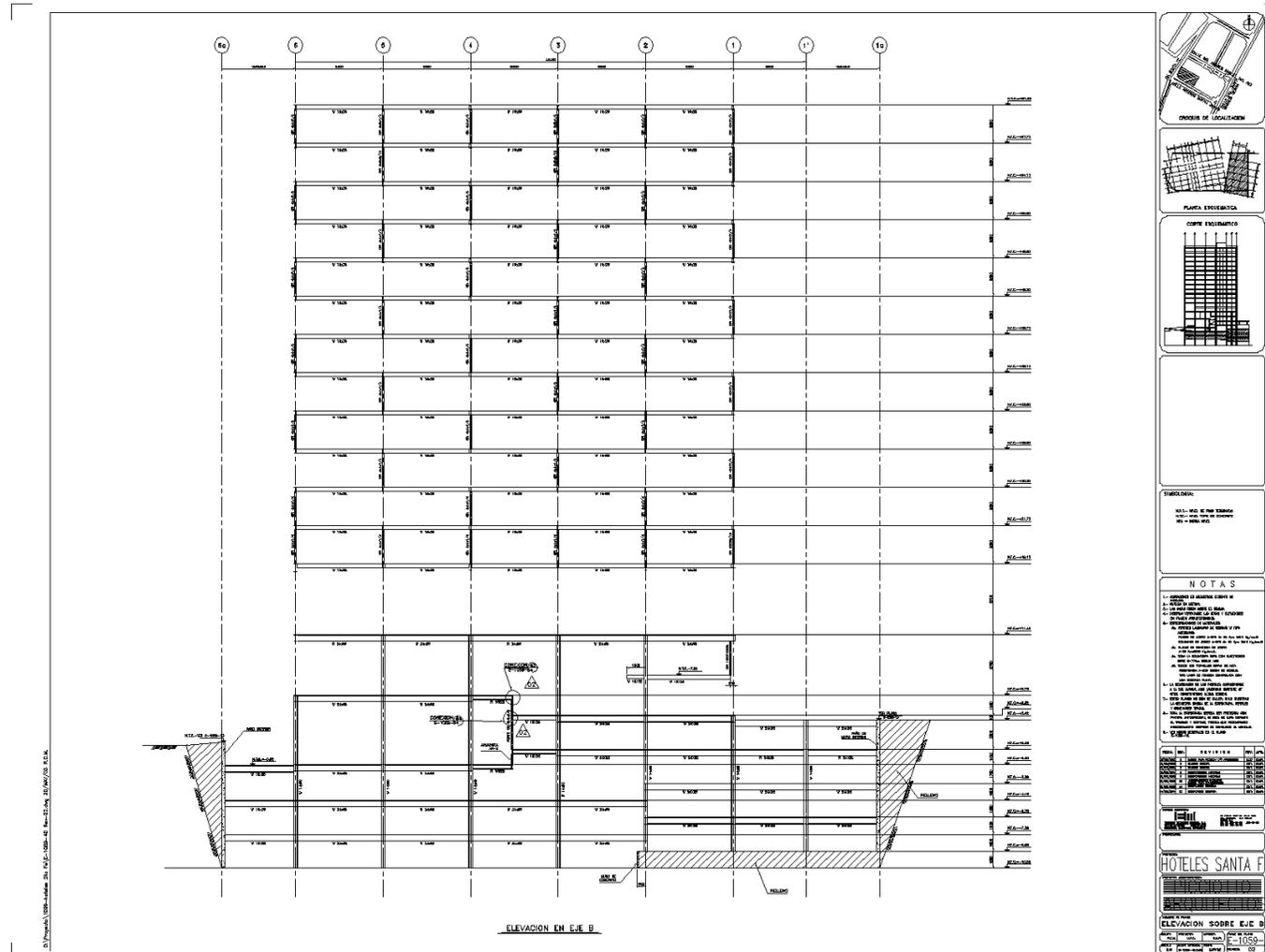
Estructuración de Nivel Tipo de hotel Fiesta Inn de Proyecto Dos Hoteles Santa Fe.



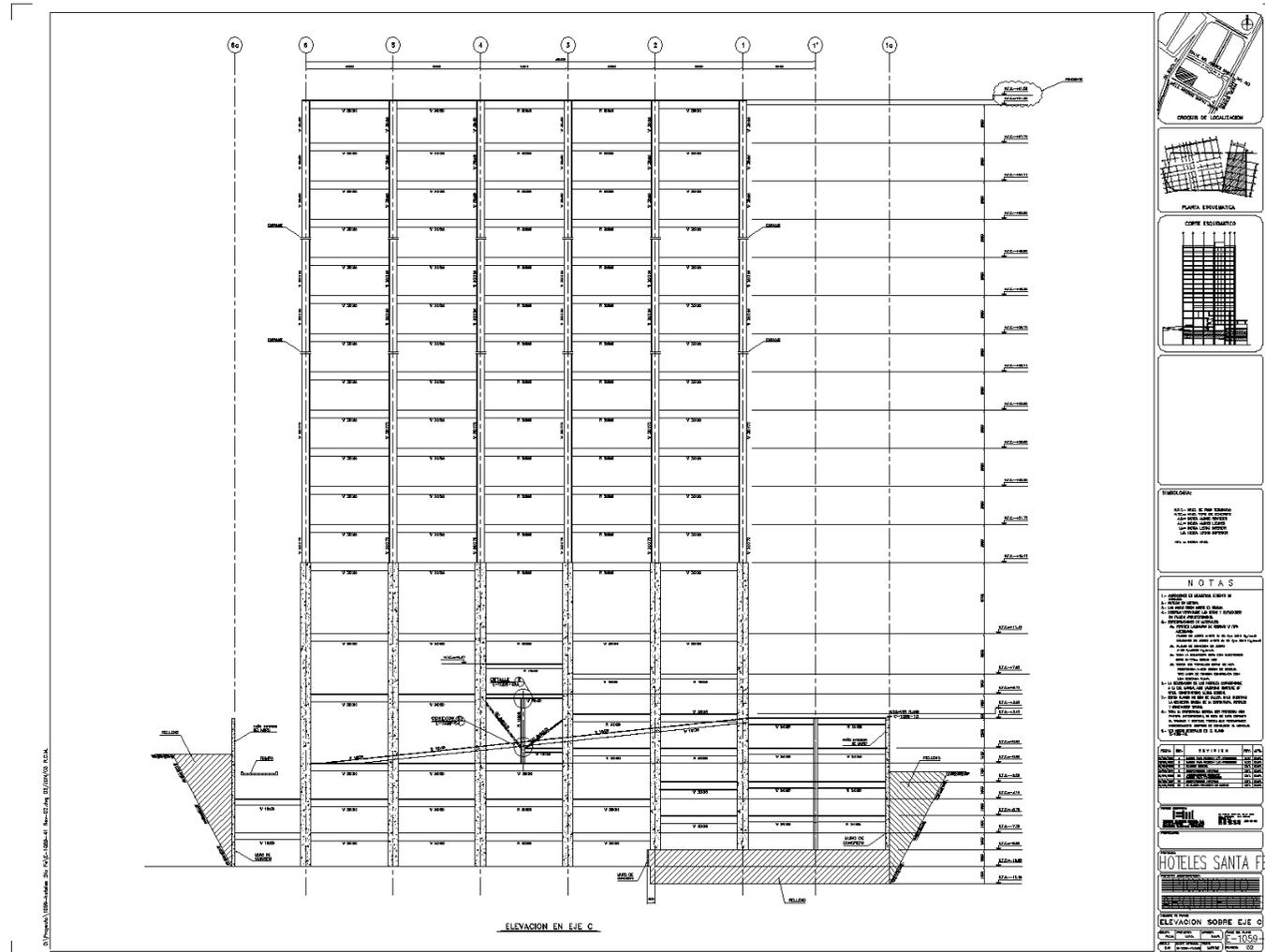
Estructuración de Nivel Azotea de hotel Fiesta Inn de Proyecto Dos Hoteles Santa Fe.



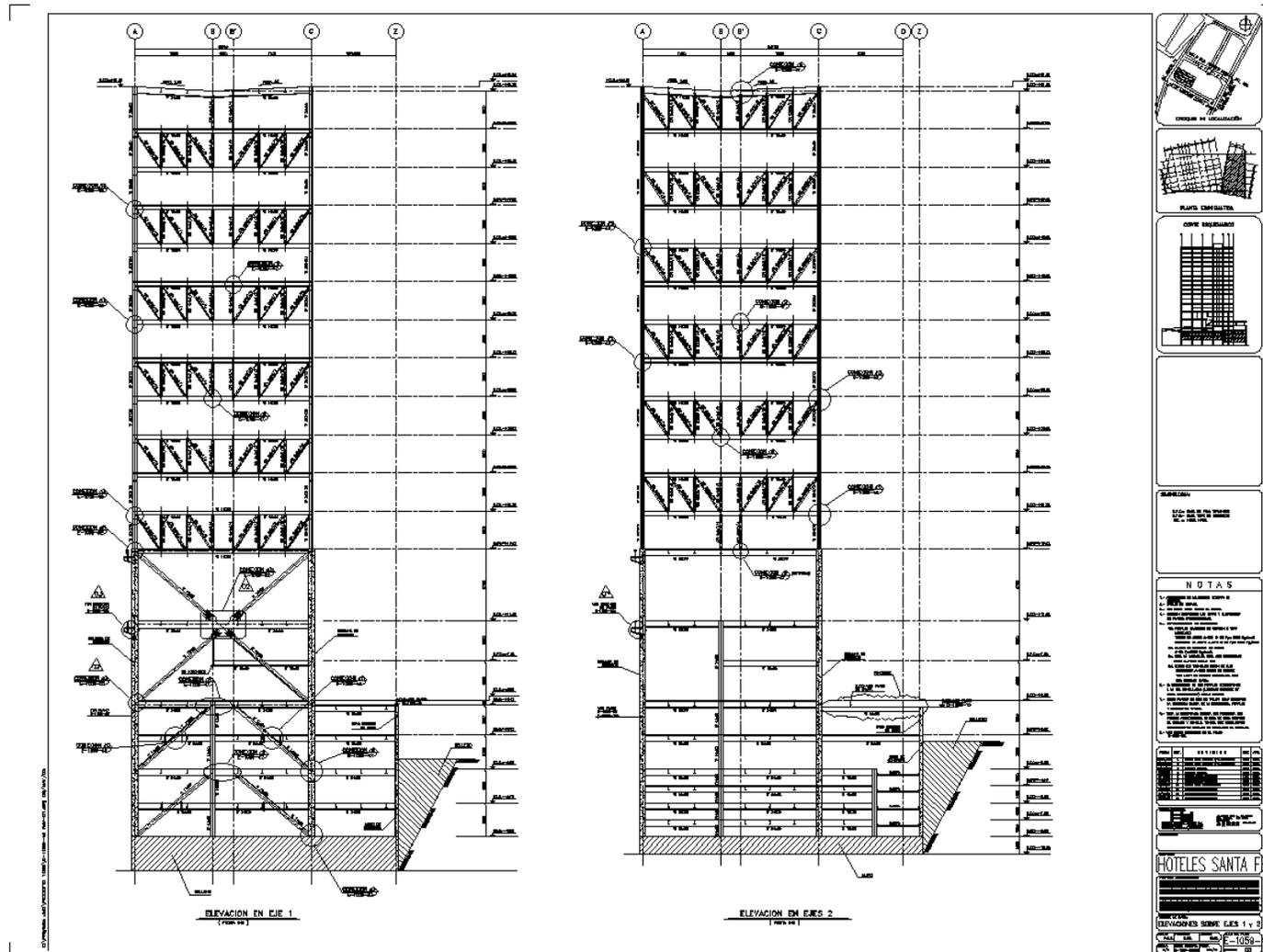
Elevacion Estructural Sobre Eje A de hotel Fiesta Inn de Proyecto Dos Hoteles Santa Fe.



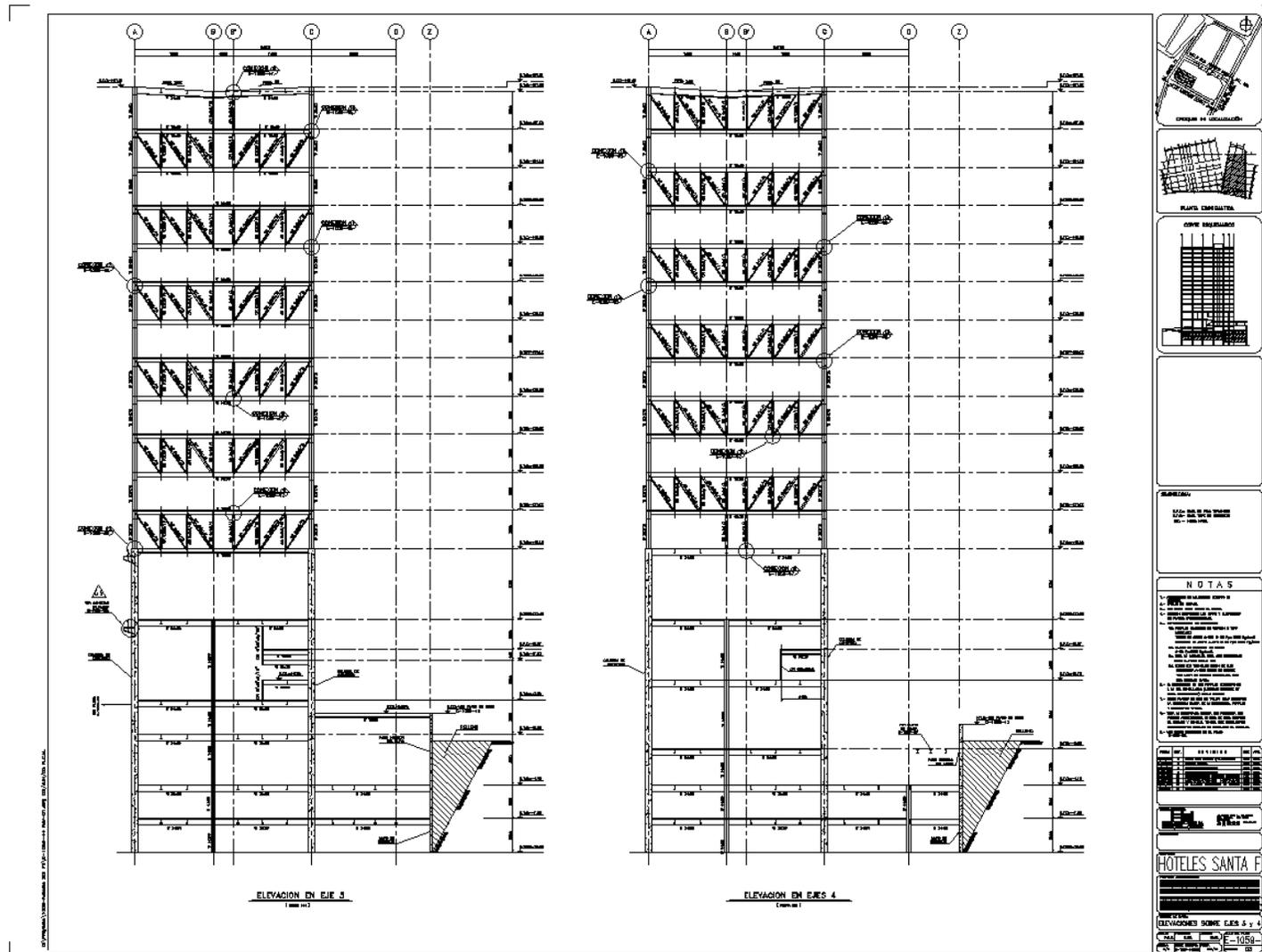
Elevacion Estructural Sobre Eje B de hotel Fiesta Inn de Proyecto Dos Hoteles Santa Fe.



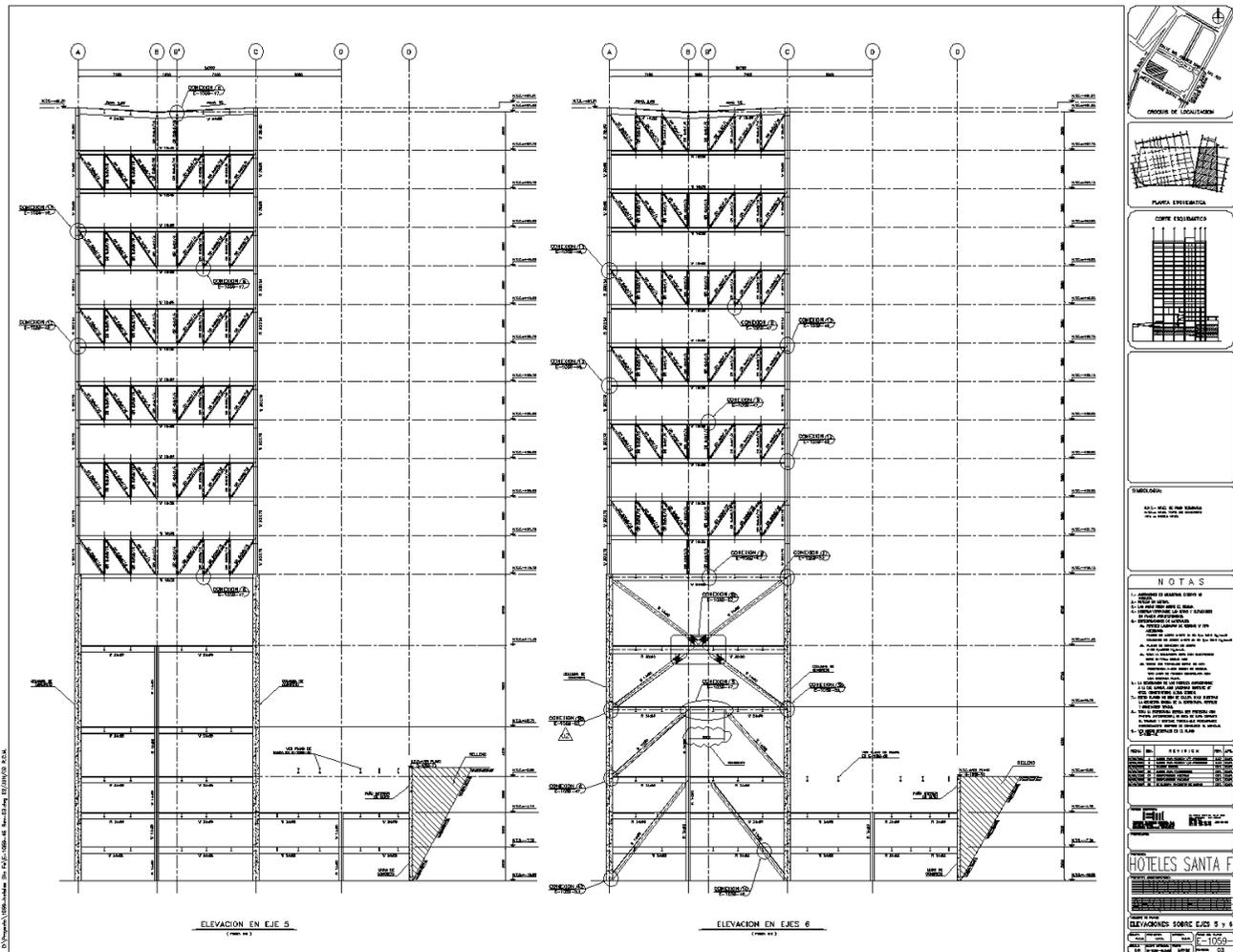
Elevacion Estructural Sobre Eje C de hotel Fiesta Inn de Proyecto Dos Hoteles Santa Fe.



Elevaciones Estructurales Sobre Ejes 1 y 2 de hotel Fiesta Inn de Proyecto Dos Hoteles Santa Fe.



Elevaciones Estructurales Sobre Ejes 3 y 4 de hotel Fiesta Inn de Proyecto Dos Hoteles Santa Fe.



Elevaciones Estructurales Sobre Ejes 5 y 6 de hotel Fiesta Inn de Proyecto Dos Hoteles Santa Fe.

APENDICE C

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

TABLA C.1 MÉTODO ESTÁTICO PARA LA OBTENCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS PARA "HOTEL FIESTA INN"
PROYECTO DOS HOTELES SANTA FE

		NIVEL	Wi (TON)	Hi (M)	WiHi (TON-M)	Fi (TON)	Vi (TON)
		N13	450	61.32	27,594	79.03	79.03
		N12	300	57.72	17,316	49.59	128.62
		N11	300	54.12	16,236	46.50	175.11
		N10	300	50.52	15,156	43.40	218.52
		N9	300	46.92	14,076	40.31	258.83
		N8	300	43.32	12,996	37.22	296.05
NIVEL	AREA M ²	N7	300	39.72	11,916	34.13	330.17
AZOTEA	693.05	N6	300	36.12	10,836	31.03	361.21
HABITACIONES	693.05	N5	300	32.52	9,756	27.94	389.15
CENTRO DE NEGOCIO	693.05	N4	300	28.92	8,676	24.85	413.99
LOBBY	365.91	N3	300	25.32	7,596	21.75	435.75
MOTOR LOBBY	308.00	N2	300	21.72	6,516	18.66	454.41
COEFICIENTE SÍSMICO	0.16	N1	300	18.12	5,436	15.57	469.98
FACTO DE DUCTILIDAD	1.60	CN	423	11.42	4,831	13.83	483.81
		LOBBY	230	5.72	1,316	3.77	487.58
		MOTOR LOBBY	194	3.82	741	2.12	489.70
		Σ		4,897	170,993		

TABLA C.2 CALCULO DE MOMENTOS FLEXIONANTES DE LACUERDA SUPERIOR E INFERIOR DE LA ARMADURA ALTERNADA POR EL MÉTODO DE CROSS PARA LA COMBINACION 1



TRAMO		1	2	3	4	3	2	1	
LONGITUD (M)		2.47	2.46	2.47	1.90	2.47	2.46	2.47	
EI=CTE		1	1	1	1	1	1	1	
CONDICIÓN DE CARGA									
CASO 1	CM	340	KG/M ²						
	CV	170	KG/M ²						
	Σ	510	KG/M ²						
ANCHO TRIBUTARIO (M)		8.3							
CARGA POR UNIDAD DE		4.233							
FACTORES DE DISTRIBUCION									
	FD1_d	0.428							
	FD2_i	0.572	1.000						
	FD2_d	0.501							
	FD3_i	0.499	1.000						
	FD3_d	0.435							
	FD4_i	0.565	1.000						
MOMENTOS DESEQUILIBRANTES									
	i	0.000	-2.135	-2.152	-1.273	-2.152			
	d	3.228	2.135	2.152	1.273				
MOMENTOS EQUILIBRANTES (EN LOS APOYOS)									
		-1.093	0.017	-0.879	0.879				
EQUILIBRIO DEL NUDO									
	i	-0.626	0.009	-0.497	0.382				
	d	-0.468	0.009	-0.382	0.497				
MOMENTOS TRANSPORTADOS									
	i	0.000	0.004	-0.191	0.248				
	d	0.000	-0.313	0.004	-0.248				
MOMENTOS EQUILIBRANTES (EN LOS APOYOS)									
		-0.004	0.504	-0.253					
EQUILIBRIO DEL NUDO									
	i	-0.002	0.251	-0.143	0.000				
	d	-0.002	0.252	-0.110	0.000				
MOMENTOS FINALES EN APOYOS									
	i	2.759	2.083	1.665					
	d	-2.759	-2.083	-1.665					
									TON- M

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

TABLA C.3 CALCULO DE CARGAS AXIALES EN COLUMNAS EXTREMAS DEL MARCO TRANSVERSAL
(ELEVACION EJE 3) PROVOCADAS POR EL MOMENTO DE VOLTEO

NIVEL	Fi (TON)	di (M)	Fidi (TON-M)
N13	79.00	43.20	3,412.80
N12	49.60	39.60	1,964.16
N11	43.40	36.00	1,562.40
N10	40.31	32.40	1,306.04
N9	37.21	28.80	1,071.65
N8	34.12	25.20	859.82
N7	31.03	21.60	670.25
N6	27.93	18.00	502.74
N5	24.84	14.40	357.70
N4	21.75	10.80	234.90
N3	18.66	7.20	134.35
N2	15.56	3.60	56.02
		S	12,132.83
	No.DE ARMADURAS EN EL ENTREPISO		3
	LONGITUD TOTAL DE LA ARMADURA (M)		16.70
	CARGA AXIAL DEBIDO AL MOMENTO DE VOLTEO (TON)		121.09

Cc 107.01

CALCULO DE ESBELTEZ

kl/ry 67.92

CALCULO DE ESFUERZO PERMISIBLE A COMPRESION

Fa (kg/cm²) 1498.80

CAPACIDAD DE LA SECCION A COMPRESION

P 281.47 (Ton) %INT 1.67 NO PASA LA SECCION

SE PROPONE W30X173

PROPIEDADES DE LA SECCION

<u>Ix</u>	<u>341.309.00</u>	<u>cm4</u>
<u>Sx</u>	<u>8.833.00</u>	<u>cm3</u>
<u>Rx</u>	<u>32.30</u>	<u>cm</u>
<u>Iy</u>	<u>24.891.00</u>	<u>cm4</u>
<u>Sy</u>	<u>1.308.00</u>	<u>cm3</u>
<u>Ry</u>	<u>8.70</u>	<u>cm</u>
<u>A</u>	<u>327.80</u>	<u>cm2</u>

CALCULO DE Cc

Cc 107.01

CALCULO DE ESBELTEZ

kl/ry 41.38

CALCULO DE ESFUERZO PERMISIBLE A COMPRESION

Fa (kg/cm²) 1802.32

CAPACIDAD DE LA SECCION A COMPRESION

P 590.80 (Ton) %INT 0.80 OK

REVISION POR PANDEO LOCAL

Los elementos no atiesados sometidos a compresión axial ó compresión debido a la flexión, se consideraran como totalmente efectivos cuando la relación ancho/espesor no sea mayor de 800/vFy cuando se trate de puntales por dos ángulos en contacto, ángulos ó placas en compresión que sobresalgan de las trabes, columnas u otros miembros en compresión, patines en compresión de vigas, atiesadores de trabes armadas de alma llena.

b_f W30x173 381 mm
t_f W30x173 27.1 mm

800/vFy 13.49
b/t 7.03

PASA POR PANDEO LOCAL

TABLA C.5a. DISEÑO DE DIAGONALES A TENSION BAJO CRITERIO DE ESFUERZOS PERMISIBLES SEGÚN MANUAL DE CONSTRUCCION EN ACERO DEL INSTITUTO MEXICANO DE CONSTRUCCION EN ACERO (IMCA)

<u>Es (kg/cm²)</u>	<u>2.039E+06</u>		
<u>Fy (kg/cm²)</u>	<u>2.950.00</u>		
CARGA DE DISEÑO*	73.49	(Ton)	
<u>LONGITUD</u>	<u>4.40</u>	<u>(m)</u>	
<u>FACTOR DE LONG. EFECTIVA(K)</u>	<u>1</u>		

LA RELACION DE ESBELTEZ L/R DE MIEMBROS A TENSION QUE NO SEAN BARRAS. NO EXCEDERA DE 240:

<u>RMIN</u>	<u>1.83</u>	<u>(cm)</u>
<u>AREA REQUERIDA A TENSION</u>		
<u>AREQ</u>	<u>41.52</u>	<u>(cm²)</u>
<u>SE PROPONE</u>	<u>OR 5X5X3/8</u>	
<u>PROPIEDADES DE LA SECCION:</u>		
<u>Ix</u>	<u>949.00</u>	<u>cm⁴</u>
<u>Sx</u>	<u>149.29</u>	<u>cm³</u>
<u>Rx</u>	<u>4.72</u>	<u>cm</u>
<u>Iy</u>	<u>949.00</u>	<u>cm⁴</u>
<u>Sy</u>	<u>149.29</u>	<u>cm³</u>
<u>Ry</u>	<u>4.72</u>	<u>cm</u>

CAPACIDAD DE LA SECCION A TENSION

P

95.47

(Ton)

%INT

0.86

OK

TABLA C.5b. DISEÑO DE DIAGONALES A COMPRESIÓN BAJO CRITERIO DE ESFUERZOS PERMISIBLES SEGÚN MANUAL DE CONSTRUCCION EN ACERO DEL INSTITUTO MEXICANO DE CONSTRUCCION EN ACERO (IMCA)

<u>Es (kg/cm²)</u>	<u>2.039E+06</u>		
<u>Fy (kg/cm²)</u>	<u>2.950.00</u>		
CARGA DE DISEÑO *		35.24	(Ton)
<u>LONGITUD</u>		<u>4.40</u>	<u>(m)</u>
<u>FACTOR DE LONG. EFECTIVA(K)</u>		1	

LA RELACION DE ESBELTEZ KL/R DE MIEMBROS A COMPRESION NO EXCEDERA DE 200:

R_MIN 2.20 (cm)

SE PROPONE OR 5X5X1/2

PROPIEDADES DE LA SECCION

<u>Ix</u>	<u>1.123.82</u>	<u>cm4</u>
<u>Sx</u>	<u>177.00</u>	<u>cm3</u>
<u>Rx</u>	<u>4.57</u>	<u>cm</u>
<u>Iy</u>	<u>1.123.82</u>	<u>cm4</u>
<u>Sy</u>	<u>177.00</u>	<u>cm3</u>
<u>Ry</u>	<u>4.57</u>	<u>cm</u>
<u>A</u>	<u>53.94</u>	<u>cm2</u>

CALCULO DE CC

TABLA C.5c. DISEÑO DE MONTANTES A COMPRESIÓN BAJO CRITERIO DE ESFUERZOS PERMISIBLES SEGÚN MANUAL DE CONSTRUCCION EN ACERO DEL INSTITUTO MEXICANO DE CONSTRUCCION EN ACERO (IMCA)

<u>Es (kg/cm²)</u>	<u>2.039E+06</u>		
<u>Ey (kg/cm²)</u>	<u>2.950.00</u>		
<u>CARGA DE DISEÑO *</u>	<u>50.09</u>	<u>(Ton)</u>	
<u>LONGITUD</u>	<u>3.60</u>	<u>(m)</u>	
<u>FACTOR DE LONG.EFECTIVA(K)</u>	<u>1</u>		

LA RELACION D.ESBELTEZ KL/R DE MIEMBROS A COMPRESION NO EXCEDERA DE 200:

R MIN 1.80 (cm)

SE PROPONE OR 5X5X1/2

PROPIEDADES DE LA SECCION

<u>Ix</u>	<u>1.123.82</u>	<u>cm⁴</u>
<u>Sx</u>	<u>177.00</u>	<u>cm³</u>
<u>Rx</u>	<u>4.57</u>	<u>cm</u>
<u>Iy</u>	<u>1.123.82</u>	<u>cm⁴</u>
<u>Sy</u>	<u>177.00</u>	<u>cm³</u>
<u>Ry</u>	<u>4.57</u>	<u>cm</u>
<u>A</u>	<u>53.94</u>	<u>cm²</u>

CALCULO Cc

Cc 116.81

CALCULO DE ESBELTEZ

k/ry 78.77

CALCULO DE ESFUERZO PERMISIBLE A COMPRESION

Fa (ka/cm²) 1211.51

CAPACIDAD DE LA SECCION A COMPRESION

P 65.35 (Ton) %INT 0.77 OK

REVISION POR PANDEO LOCAL

Los elementos atiesados sometidos a compresión axial ó compresión debido a la flexión, como en el caso del patín a compresión de un miembro a flexión son considerados totalmente efectivos, mientras la relación ancho/espesor no sea mayor de 2000/vFy para patines de sección en cajón, cuadrados y rectangulares de espesor uniforme.

b OR 5X5X1/2 127.00 mm

tf OR 5X5X1/2 12.70 mm

2000/vFy 36.82

b/t 10.00

PASA POR PANDEO LOCAL

CAPACIDAD DE LA SECCION A TENSION

P 95.47 (Ton)

E**

16.79

(Ton)

%INT

0.18

OK

TABLA C.5d. DISEÑO DE MONTANTES A COMPRESIÓN BAJO CRITERIO DE ESFUERZOS PERMISIBLES SEGÚN MANUAL DE CONSTRUCCION EN ACERO DEL INSTITUTO MEXICANO DE CONSTRUCCION EN ACERO (IMCA)

<u>Es (kg/cm²)</u>	<u>2.039E+06</u>		
<u>Fy (kg/cm²)</u>	<u>2.950.00</u>		
CARGA DE DISEÑO *	60.92	(Ton)	
<u>LONGITUD</u>	<u>3.60</u>	<u>(m)</u>	
<u>FACTOR DE LONG.EFECTIVA (K)</u>	<u>1</u>		

LA RELACION DE ESBELTEZ KL/R DE MIEMBROS A COMPRESION NO EXCEDERA DE 200:

R_MIN 1.80 (cm)

SE PROPONE OR 5X5X1/2

PROPIEDADES DE LA SECCION

<u>Ix</u>	<u>1.123.82</u>	<u>cm4</u>
<u>Sx</u>	<u>177.00</u>	<u>cm3</u>
<u>rx</u>	<u>4.57</u>	<u>cm</u>
<u>Iy</u>	<u>1.123.82</u>	<u>cm4</u>
<u>Sy</u>	<u>177.00</u>	<u>cm3</u>
<u>ry</u>	<u>4.57</u>	<u>cm</u>
<u>A</u>	<u>53.94</u>	<u>cm2</u>

CALCULO DE Cc

<u>P</u>	<u>95.47</u>	<u>(Ton)</u>
<u>F**</u>	<u>16.79</u>	<u>(Ton)</u>

<u>%INT</u>	<u>0.18</u>	<u>OK</u>
-------------	-------------	-----------

TABLA C.6a. DISEÑO DE CUERDAS BAJO CRITERIO DE ESFUERZOS PERMISIBLES SEGÚN MANUAL DE CONSTRUCCION EN ACERO DEL INSTITUTO MEXICANO DE CONSTRUCCION EN ACERO (IMCA)

DISEÑO POR FLEXION

<u>Es (kg/cm²)</u>	<u>2.039E+06</u>
<u>Fy (kg/cm²)</u>	<u>3.515.00</u>

ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO

<u>P (Ton)</u>	<u>-33.380</u>
<u>M EXT C (Ton-m)</u>	<u>-1.316</u>
<u>M EXT D (Ton-m)</u>	<u>-15.150</u>

CONSIDERANDO PARA PRIMER TANTEO DE LA SECCION Fb=0.66Fy

<u>Fb(kg/cm²)</u>	<u>2319.90</u>
<u>Sx req (cm³)</u>	<u>653.05</u>

SE PROPONE W18X40 PARA AMBAS CUERDAS DE LA ARMADURA ALTERNADA

PROPIEDADES DE LA SECCION

<u>d</u>	<u>455.00</u>	<u>mm</u>	<u>Ix</u>	<u>25.473.00</u>	<u>cm⁴</u>
<u>tw</u>	<u>8.00</u>	<u>mm</u>	<u>Sx</u>	<u>1.121.00</u>	<u>cm³</u>
<u>bf</u>	<u>153.00</u>	<u>mm</u>	<u>Rx</u>	<u>18.30</u>	<u>cm</u>
<u>tf</u>	<u>13.30</u>	<u>mm</u>	<u>Iy</u>	<u>795.00</u>	<u>cm⁴</u>
<u>bf/2tf</u>	<u>5.70</u>		<u>Sy</u>	<u>104.00</u>	<u>cm³</u>

<u>d/tw</u>	<u>56.80</u>		<u>Ry</u>	<u>3.20</u>	<u>cm</u>
<u>RT</u>	<u>3.90</u>	<u>cm</u>	<u>A</u>	<u>76.10</u>	<u>cm2</u>
<u>d/Af</u>	<u>2.23</u>	<u>cm -1</u>			

SE VERIFICARA SI LA SECCION ES COMPACTA.

1) LOS PATINES ESTARAN UNIDOS CONTINUAMENTE AL ALMA

OK

2) LA RELACION ANCHO/ESPESOR DE ELEMENTOS NO AITIESADOS DEL PATIN N COMPRESION NO EXCEDERA 545/vFv.

OK

3) NO APLICA

4) LA RELACION ANCHO/ESPESOR DEL ALMA O ALMAS NO EXCEDERA EL VALOR POR:

$$\frac{5370/vFy(1-3.74fa/Fy)}{\quad \quad \quad \acute{o} \quad \quad \quad}$$

$$\frac{2150/vFv}{\quad \quad \quad} \quad \quad \quad \text{si } fa/Fy > 0.16$$

ENTONCES:

fa (kg/cm²) 438.63

fa/Fy 0.12

d/tw MAX 48.30

NO CUMPLE

5) LA LONGITUD ENTRE SOPORTES LATERALES DEL PATIN A COMPRESION DE MIEMBROS QUE NO SEAN CIRCULARES O MIEMBROS EN CAJON NO EXCEDERA DEL VALOR DE:

$$637bf/\sqrt{F_y} \quad 164.39$$

ni de

$$\frac{1410000}{(d/A_f)F_y} \quad 179.88$$

LONG. ENTRE SOP.LAT. DEL PATIN A COMPRESION
(CM) 247.00

NO CUMPLE

6) NO APLICA

7) NO APLICA

POR LO TANTO LA SECCION ES NO COMPACTA

CALCULO DE Fb

SI L/RT ES MENOR O IGUAL QUE $\sqrt{(3590 \times 10000 C_b / F_y)}$ Y MAYOR O IGUAL QUE $\sqrt{(717 \times 10000 C_b / F_y)}$ ENTONCES:

$$F_b = \frac{2}{3} F_y \left(\frac{l}{r T^2} \right) / (1080 \times 10000 C_b) F_y$$

SI L/RT ES MAYOR O IGUAL QUE $\sqrt{(3590 \times 10000 C_b / F_y)}$ ENTONCES:

$$F_b = \frac{120 \times 10000 C_b}{(l/r T^2)}$$

CALCULO DE Cb

Cb 1.843

Fb (kg/cm²) 2094.42

CALCULO DE fb

fb (kg/cm²) 1351.47

%INT

0.645

LA SECCION ES SATISFACTORIA A FLEXION

REVISION A COMPRESION AXIAL

CONSIDERANDO QUE:

kx 1.00

ky 1.00

CALCULO Cc

Cc 107.01

CALCULO DE RELACIONES DE ESBELTEZ

k/rx 13.50

k/ry 77.19

k/r diseño 77.19

CALCULO DE ESFUERZO PERMISIBLE A COMPRESION

Fa (kg/cm²) 1375.76

CAPACIDAD DE LA SECCION A COMPRESION

P (Ton) 104.70 %INT 0.32 LA SECCION ES SATISFACTORIA A COMPRESION

REVISION POR PANDEO LOCAL

Los elementos no atiesados sometidos a compresion axial ó compresion debido a la flexión se consideraran como totalmente efectivos cuando la relación ancho/espesor no sea mayor de 800/vFy cuando se trate de puntales por dos angulos en contacto, angulos ó placas en compresion que sobresalgan de las trabes, columnas u otros miembros en compresion, patines en compresion de vigas, atiesadores de trabes armadas de alma llena.

b w18x40 153.00 mm
tf w18x40 13.30 mm

800/vFy 13.49
b/t 5.75

PASA POR PANDEO LOCAL

REVISION POR ESFUERZOS COMBINADOS (FLEXOCOMPRESION)

CALCULO DE F'ex

F'ex (kg/cm²) 57.634.26

EL CALCULO DE F'ey NO SE REALIZARA DEBIDO A QUE NO SE PRESENTAN ESFUERZOS ALREDEDOR DEL EJE Y

CALCULO DE Cmx

0.997

SIN EMBARGO SE TOMARA Cmx=0.85 COMO VALOR RECOMENDADO POR EL AISC O POR LA REGLAMENTACION VIGENTE

SUSTITUYENDO LOS VALORES EN LA ECUACION 1.6.1.a Y EN LA ECUACION 1.6.1.b DEL MANUAL IMCA

0.32 ± 0.55 = 0.87 ECUACION 1.6.1.A OK

$$\underline{0.21} \quad \pm \quad \underline{0.65} \quad = \quad \underline{0.85} \quad \text{ECUACION 1.6.1.b} \quad \text{OK}$$

LA SECCION ES SATISFACTORIA POR ESFUERZOS COMBINADOS

REVISION POR ESFUERZOS COMBINADOS (FLEXOTENSION)

P (Ton) 53.27

SUSTITUYENDO LOS VALORES EN LA ECUACION 1.6.1.b DEL MANUAL IMCA

$$\underline{0.33} \quad \pm \quad \underline{0.645} \quad = \quad \underline{0.98} \quad \text{ECUACION 1.6.1.b} \quad \text{OK}$$

TABLA C.6b. DISEÑO DE CUERDAS BAJO CRITERIO DE ESFUERZOS PERMISIBLES SEGÚN MANUAL DE CONSTRUCCION EN ACERO DEL INSTITUTO MEXICANO DE CONSTRUCCION EN ACERO (IMCA)

DISEÑO POR FLEXION

<u>Es (kg/cm²)</u>	<u>2.039E+06</u>
<u>Fy (kg/cm²)</u>	<u>3.515.00</u>

ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO

<u>P (Ton)</u>	<u>-69.060</u>
<u>MEXT C (Ton-m)</u>	<u>12.790</u>
<u>MEXT D (Ton-m)</u>	<u>-1.316</u>

CONSIDERANDO PARA PRIMER TANTEO DE LA SECCION Fb=0.66Fy

<u>Fb(kg/cm²)</u>	<u>2319.90</u>
<u>Sx req. (cm³)</u>	<u>551.32</u>

SE PROPONE

W18X40

PARA AMBAS CUERDAS DE LA ARMADURA ALTERNADA

PROPIEDADES DE LA SECCION

<u>d</u>	<u>455.00</u>	<u>mm</u>	<u>Ix</u>	<u>25,473.00</u>	<u>cm4</u>
<u>tw</u>	<u>8.00</u>	<u>mm</u>	<u>Sx</u>	<u>1,121.00</u>	<u>cm3</u>
<u>bf</u>	<u>153.00</u>	<u>mm</u>	<u>rx</u>	<u>18.30</u>	<u>cm</u>
<u>tf</u>	<u>13.30</u>	<u>mm</u>	<u>Iy</u>	<u>795.00</u>	<u>cm4</u>
<u>bf/2tf</u>	<u>5.70</u>		<u>Sy</u>	<u>104.00</u>	<u>cm3</u>

<u>d/tw</u>	<u>56.80</u>		<u>ry</u>	<u>3.20</u>	<u>cm</u>
<u>RT</u>	<u>3.90</u>	<u>cm</u>	<u>A</u>	<u>76.10</u>	<u>cm2</u>
<u>d/Af</u>	<u>2.23</u>	<u>cm -1</u>			

SE VERIFICARA SI LA SECCION ES COMPACTA

1) LOS PATINES ESTARAN UNIDOS CONTINUAMENTE AL ALMA

OK

2) LA RELACION ANCHO/ESPESOR DE ELEMENTOS NO ATIESADOS DEL PATIN EN COMPRESION NO EXCEDERA 545/vFy

OK

3) NO APLICA

4) LA RELACION ANCHO/ESPESOR DEL ALMA O ALMAS NO EXCEDERA EL VALOR POR:

$$\frac{5370/vFy(1-3.74fa/Fy)}{\phi} \text{ si } fa/Fy < 0.16$$

$$\phi$$

$$2150/vFy \text{ si } fa/Fy > 0.16$$

Entonces:

$$fa \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad \underline{907.49}$$

$$fa/Fy \quad \underline{0.26}$$

$$d/tw_{MAX} \quad \underline{36.26}$$

NO CUMPLE

5) LA LONGITUD ENTRE SOPORTES LATERALES DEL PATIN A COMPRESION DE MIEMBROS QUE NO SEAN CIRCULARES O MIEMBROS EN CAJON NO EXCEDERA E VALOR DE:

637bf/vFy 164.39

ni de

1410000/(d/Af)Fy 179.88

LONG. ENTRE SOP.LAT. DEL PATIN A COMPRESION 123.50
(CM)

OK

6) NO APLICA

7) NO APLICA

EL ALMA NO ES COMPACTA POR LO TANTO Fb=0.6Fy.

CALCULO DE Fb

Fb (kg/cm²) 2109.00

CALCULO DE fb

fb (kg/cm²) 1140.95 %INT 0.541

LA SECCION ES SATISFACTORIA A FLEXION

REVISION A COMPRESION AXIAL

CONSIDERANDO QUE:

kx 1.00

ky 1.00

CALCULO Cc

Cc 107.01

CALCULO DE RELACIONES DE ESBELTEZ

kl/rx 6.75

kl/ry 38.59

kl/r diseño 38.59

CALCULO DE ESFUERZO PERMISIBLE A COMPRESION

Fa (kg/cm²) 1829.78

CAPACIDAD DE LA SECCION A COMPRESION

P 139.25 (Ton) %INT 0.50

LA SECCION ES SATISFACTORIA A COMPRESION

REVISION POR PANDEO LOCAL

Los elementos no atiesados sometidos a compresión axial ó compresión debido a la flexión se consideraran como totalmente efectivos cuando la relación ancho/espesor no sea mayor de $800/\sqrt{F_y}$ cuando se trate de puntales por dos ángulos en contacto, ángulos ó placas en compresión que sobresalgan de las trabes, columnas u otros miembros en compresión, patines en compresión de vigas, atiesadores de trabes armadas de alma llena.

b W18x40 153.00 mm

tf W18x40 13.30 mm

$800/\sqrt{F_y}$ 13.49

b/t

5.75

PASA POR PANDEO LOCAL

REVISION POR ESFUERZOS COMBINADOS (FLEXOCOMPRESION)

CALCULO DE F'ex

F'ex (kg/cm²)

230.537.02

EL CALCULO DE F'ey NO SE REALIZARA DEBIDO A QUE NO SE PRESENTAN ESFUERZOS ALREDEDOR DEL EJE Y

CALCULO DE Cmx

0.850

SUSTITUYENDO LOS VALORES EN LA ECUACION 1.6.1.a Y EN LA ECUACION 1.6.1.b DEL MANUAL IMCA

0.50

±

0.46

≡

0.96

Ecuacion 1.6.1.a

ok

0.43

±

0.54

≡

0.97

Ecuacion 1.6.1.b

ok

LA SECCION ES SATISFACTORIA POR ESFUERZOS COMBINADOS

TABLA C.7 b											
MOMENTOS FLEXIONANTES EN ARMADURA ALTERNADA BAJO CARGAS LATERALES				MOMENTOS FLEXIONANTES EN ARMADURA ALTERNADA BAJO CARGA LATERAL VIRTUAL UNITARIA				MOMENTOS FLEXIONANTES EN ARMADURA ALTERNADA BAJO CARGA LATERAL DE DISEÑO			
	V max (TON)	182			Vvirtual	1			Vdiseño (TON)	265	
					FA*	0.0055			FA*	1.4560	
	ELEMENTO	Mi			ELEMENTO	Mii			ELEMENTO	M iii	
		(TON-M)								(TON-M)	
	C.S.				C.S.				C.S.		
	3	-18.70			3	-0.10			3	-27.23	
	4	-18.70			4	-0.10			4	-27.23	
	5	-18.70			5	-0.10			5	-27.23	
	C.I.				C.I.				C.I.		
	10	18.70			10	0.10			10	27.23	
	11	18.70			11	0.10			11	27.23	
	12	18.70			12	0.10			12	27.23	
					FA* FACTOR DE AMPLIFICACION				FA* FACTOR DE AMPLIFICACION		

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

TABLA C.7 c

DESPLAZAMIENTO DE ARMADURA ALTERNADA PROVOCADA POR CARGAS AXIALES DEBIDO A CARGA LATERAL DE DISEÑO

ELEMENTO	SECCION	AREA CM²	LONGITUD CM	Es KG/CM²	(Fii)(Fii)(Li)/AiEi CM
1	W18X40	76.1	247	2.04E+06	0.00
2	W18X40	76.1	246	2.04E+06	0.00
3	W18X40	76.1	247	2.04E+06	0.01
4	W18X40	76.1	190	2.04E+06	0.00
5	W18X40	76.1	247	2.04E+06	0.01
6	W18X40	76.1	246	2.04E+06	0.00
7	W18X40	76.1	247	2.04E+06	0.00
8	W18X40	76.1	247	2.04E+06	0.00
9	W18X40	76.1	246	2.04E+06	0.00
10	W18X40	76.1	247	2.04E+06	0.00
11	W18X40	76.1	190	2.04E+06	0.00
12	W18X40	76.1	247	2.04E+06	0.00
13	W18X40	76.1	246	2.04E+06	0.00
14	W18X40	76.1	247	2.04E+06	0.00
15	OR 5X5X1/2	53.94	360	2.04E+06	0.67
16	OR 5X5X1/2	53.94	436	2.04E+06	0.07
17	OR 5X5X1/2	53.94	360	2.04E+06	0.04
18	OR 5X5X1/2	53.94	436	2.04E+06	0.07
19	OR 5X5X1/2	53.94	360	2.04E+06	0.06
20	OR 5X5X1/2	53.94	436	2.04E+06	0.14
21	OR 5X5X1/2	53.94	360	2.04E+06	0.02
22	OR 5X5X1/2	53.94	360	2.04E+06	0.02
23	OR 5X5X1/2	53.94	436	2.04E+06	0.14
24	OR 5X5X1/2	53.94	360	2.04E+06	0.06
25	OR 5X5X1/2	53.94	436	2.04E+06	0.07
26	OR 5X5X1/2	53.94	360	2.04E+06	0.04
27	OR 5X5X1/2	53.94	436	2.04E+06	0.07
28	OR 5X5X1/2	53.94	360	2.04E+06	0.67
				Dmax	2.18

DESPLAZAMIENTO DE ARMADURA ALTERNADA PROVOCADA POR MOMENTOS FLEXIONANTES DEBIDO A CARGA LATERAL DE DISEÑO

ELEMENTO	SECCION	I CM4	LONGITUD CM	Es KG/CM²	MimiLi/EiLi CM
C.S.					
3	W18X40	25473	247	2.04E+06	4.52E-04
4	W18X40	25473	190	2.04E+06	1.74E-04
5	W18X40	25473	247	2.04E+06	4.52E-04
C.L.					
10	W18X40	25473	247	2.04E+06	4.52E-04
11	W18X40	25473	190	2.04E+06	1.74E-04
12	W18X40	25473	247	2.04E+06	4.52E-04
				Dmax	0.002
				Dtotal	2.18

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

TABLA C.8

CALCULO DE CARGAS AXIALES EN ARMADURAS ALTERNADAS APARTIR DEL CORTANTE DE ENTREPISO

GEOMETRIA DE ARMADURA		CORTANTE DE ENTREPISO (TON)	94.95
* PERALTE (m)	3.60	CALCULO DE REACCIONES (TON)	20.47 *
CLARO (m)	16.70		
GEOMETRIA DEL PANEL PRATT 1		FZA. CORT. EN C.SUP. E INF. DE ARMADURA AL CENTRO DEL CLARO (TON)	10.23 *
PERALTE (m)	3.60		
CLARO (m)	2.47	MOMENTO FLEXION. EN PANEL VIERENDEEL EN CUERDAS DE ARMADURA (TON-M)	-9.72 *
* LONGITUD DIAG.(m)	4.37		
GEOMETRIA DEL PANEL PRATT 2		REACCION (R15) INDUCIDAS POR EL MOM.FLEXION. EN PANEL VIERENDEEL (TON)	-14.17 *
PERALTE (m)	3.60		
CLARO (m)	2.46	REACCION (R13) INDUCIDAS POR EL MOM.FLEXION. EN PANEL VIERENDEEL (TON)	3.94 *
* LONGITUD DIAG.(m)	4.36		
GEOMETRIA DEL PANEL PRATT 3			
PERALTE (m)	3.60		
CLARO (m)	2.47		
* LONGITUD DIAG.(m)	4.37		
GEOMETRIA DEL PANEL VIERENDEEL			
PERALTE (m)	3.60		
CLARO (m)	1.90		

CARGA AXIAL EN ELEMENTOS INTERNOS (TON)

COLUMNAS	ELEMENTO 9:	20.47	TENSION
CUERDA INF.	ELEMENTO 5:	47.48	TENSION
DIAGONAL	ELEMENTO 10:	-24.82	COMPRESION
CUERDA SUP.	ELEMENTO 1:	-33.43	COMPRESION
MONTANTE	ELEMENTO 11:	20.47	TENSION
CUERDA INF.	ELEMENTO 6:	33.47	TENSION
DIAGONAL	ELEMENTO 12:	-24.79	COMPRESION
CUERDA SUP.	ELEMENTO 2:	-19.45	COMPRESION
MONTANTE	ELEMENTO 13:	24.41	TENSION
CUERDA INF.	ELEMENTO 7:	19.48	TENSION
DIAGONAL	ELEMENTO 14:	-34.33	COMPRESION
CUERDA SUP.	ELEMENTO 3:	-0.03	
MONTANTE	ELEMENTO 15:	14.13	TENSION

TABLA C.9.a.
CALIBRACION DE MODELO TRIDIMENSIONAL PARA FUERZAS LATERALES DE "HOTEL FIESTA INN"
EN DIRECCIÓN "X" (Sx) DE PROYECTO DOS HOTELES SANTA FE

FASE 1							FASE 2	
NIVEL	Wi (TON)	Hi (M)	WiHi (TON-M)	Fi (TON)	Vi (TON)	Fi (SX1) (TON)	NIVEL	Vi (TON)
STORY13	487.86	61.32	29,916	54.37	54.37	44.95	STORY13	44.95
STORY12	339.53	57.72	19,598	35.62	89.99	29.45	STORY12	74.40
STORY11	339.53	54.12	18,375	33.40	123.39	27.61	STORY11	102.01
STORY10	339.54	50.52	17,154	31.18	154.56	25.78	STORY10	127.79
STORY9	339.53	46.92	15,931	28.95	183.51	23.94	STORY9	151.72
STORY8	339.53	43.32	14,708	26.73	210.25	22.10	STORY8	173.83
STORY7	339.54	39.72	13,487	24.51	234.76	20.27	STORY7	194.09
STORY6	339.53	36.12	12,264	22.29	257.05	18.43	STORY6	212.52
STORY5	339.53	32.52	11,042	20.07	277.11	16.59	STORY5	229.11
STORY4	339.54	28.92	9,819	17.85	294.96	14.75	STORY4	243.86
STORY3	339.53	25.32	8,597	15.62	310.59	12.92	STORY3	256.78
STORY2	340.39	21.72	7,393	13.44	324.02	11.11	STORY2	267.89
STORY1	349.91	18.12	6,340	11.52	335.55	9.53	STORY1	277.42
N +11.42	464.74	11.42	5,307	9.65	345.19	7.97	N +11.42	285.39
N +8.57	36.9	8.57	316	0.57	345.77	0.48	N +8.57	285.87
N +7.62	97.15	7.62	740	1.35	347.11	1.11	N +7.62	286.98
N +5.72	247.96	5.72	1,418	2.58	349.69	2.13	N +5.72	289.11
N +3.82	477.86	3.82	1,825	3.32	353.01	2.74	N +3.82	291.86
N +0.62	531.11	0.62	329	0.60	353.61	0.49	N +0.62	292.35
Σ		6,429	194,560	353.61				

COEFICIENTE SISMICO	0.09
FACTOR DE DUCTILIDAD	1.60
V BASAL DINAMICO (TON)	292.35
V BASALESTATICO (TON)	353.61
FACTOR DE AJUSTE	0.83

TABLA C.9.b.
RELACION DE CORTANTE DE ENTREPISO DINAMICO vs ESTATICO EN LA DIRECCIÓN "X"
DE HOTEL "FIESTA INN" DEL PROYECTO DOS HOTELES SANTA FE

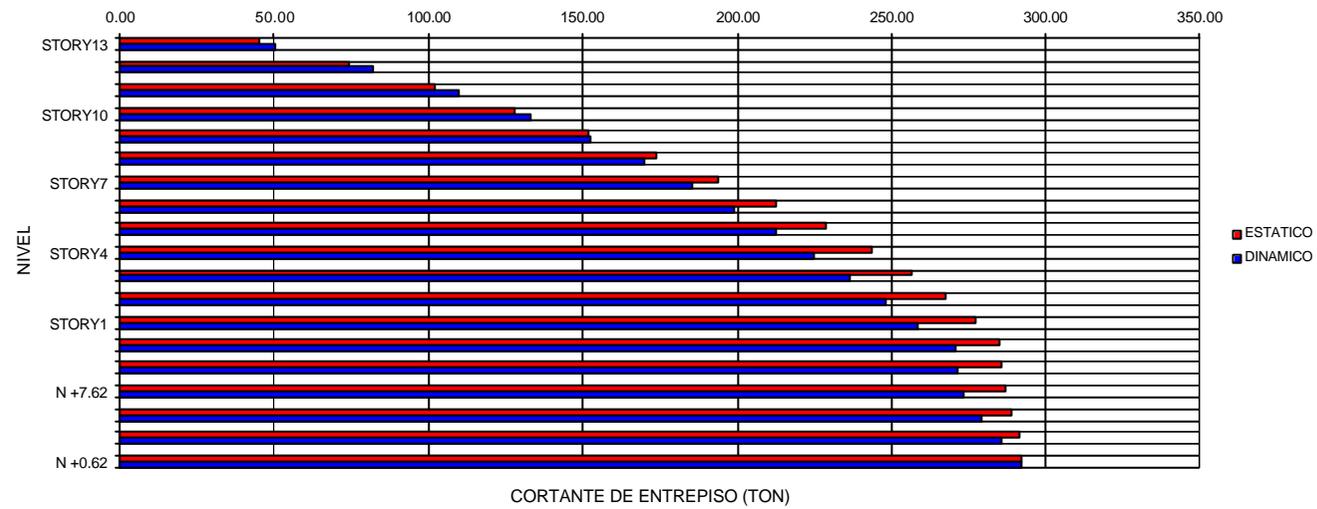
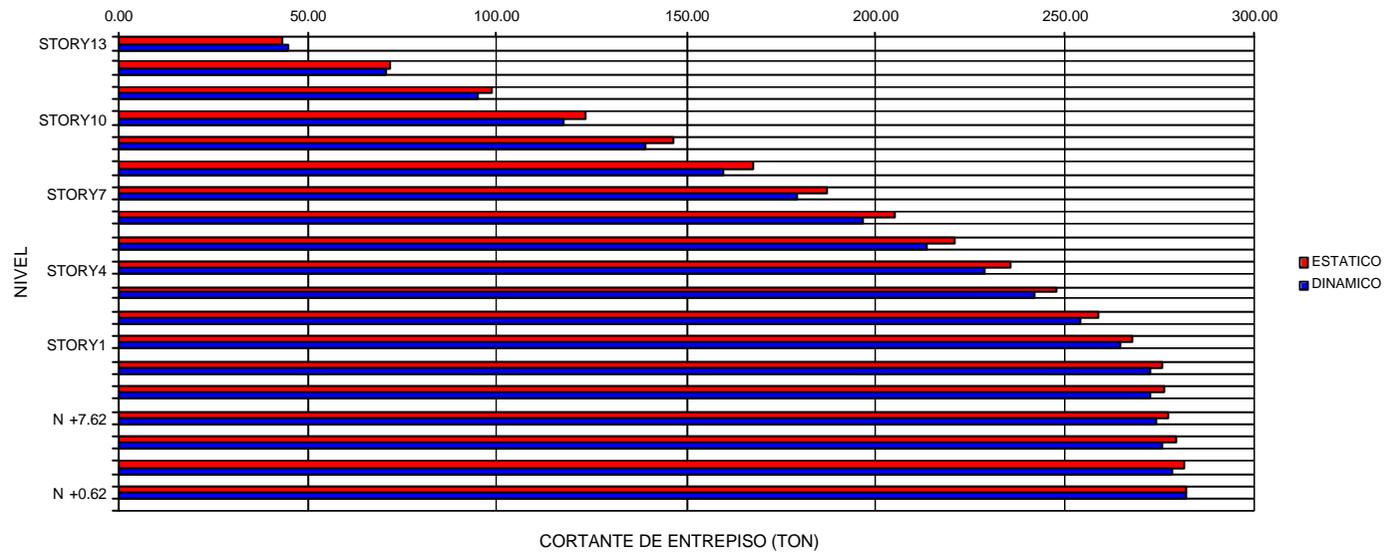


TABLA C.10.a.
CALIBRACION DE MODELO TRIDIMENSIONAL PARA FUERZAS LATERALES DE "HOTEL FIESTA INN"
EN DIRECCIÓN "Y" (Sy) DE PROYECTO DOS HOTELES SANTA FE

FASE 1							FASE 2	
NIVEL	Wi (TON)	Hi (M)	WiHi (TON-M)	Fi (TON)	Vi (TON)	Fi (SY1) (TON)	NIVEL	Vi (TON)
STORY13	487.86	61.32	29,916	44.48	44.48	43.40	STORY13	43.40
STORY12	339.53	57.72	19,598	29.14	73.63	28.43	STORY12	71.83
STORY11	339.53	54.12	18,375	27.32	100.95	26.66	STORY11	98.49
STORY10	339.54	50.52	17,154	25.51	126.46	24.89	STORY10	123.38
STORY9	339.53	46.92	15,931	23.69	150.15	23.11	STORY9	146.49
STORY8	339.53	43.32	14,708	21.87	172.02	21.34	STORY8	167.83
STORY7	339.54	39.72	13,487	20.05	192.07	19.57	STORY7	187.40
STORY6	339.53	36.12	12,264	18.24	210.31	17.79	STORY6	205.19
STORY5	339.53	32.52	11,042	16.42	226.73	16.02	STORY5	221.21
STORY4	339.54	28.92	9,819	14.60	241.33	14.25	STORY4	235.46
STORY3	339.53	25.32	8,597	12.78	254.12	12.47	STORY3	247.93
STORY2	340.39	21.72	7,393	10.99	265.11	10.73	STORY2	258.65
STORY1	349.91	18.12	6,340	9.43	274.54	9.20	STORY1	267.85
N +11.42	464.74	11.42	5,307	7.89	282.43	7.70	N +11.42	275.55
N +8.57	36.9	8.57	316	0.47	282.90	0.46	N +8.57	276.01
N +7.62	97.15	7.62	740	1.10	284.00	1.07	N +7.62	277.09
N +5.72	247.96	5.72	1,418	2.11	286.11	2.06	N +5.72	279.14
N +3.82	477.86	3.82	1,825	2.71	288.82	2.65	N +3.82	281.79
N +0.62	531.11	0.62	329	0.49	289.31	0.48	N +0.62	282.27
Σ	6,429		194,560	289.31				

COEFICIENTE SISMICO	0.07
FACTOR DE DUCTILIDAD	1.60
V BASAL DINAMICO (TON)	282.27
V BASAL ESTATICO (TON)	289.31
FACTOR DE AJUSTE	0.98

TABLA C.10.b.
 RELACION DE CORTANTE DE ENTREPISO DINAMICO vs ESTATICO EN LA DIRECCIÓN "Y"
 DE HOTEL "FIESTA INN" DEL PROYECTO DOS HOTELES SANTA FE



SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

TABLA C.11

CALCULO DE CARGAS AXIALES EN ARMADURAS ALTERNADAS A PARTIR DEL CORTANTE DE ENTREPISO POR RIGIDEZ DEL PANEL

	GEOMETRIA DE ARMADURA		CORTANTE DE ENTREPISO (TON)	96.24	
	PERALTE (m)	3.60	CALCULO DE REACCIONES (TON)	20.75	*
*	CLARO (m)	16.70			
	GEOMETRIA DEL PANEL PRATT 1		FZA. CORT. EN C.SUP. E INF. DE ARMADURA AL CENTRO DEL CLARO (TON)	10.37	*
	PERALTE (m)	3.60			
	CLARO (m)	2.47	MOMENTO FLEXION. EN PANEL VIERENDEEL EN CUERDAS DE ARMADURA (TON-M)	-9.85	*
*	LONGITUD DIAG.(m)	4.37			
	GEOMETRIA DEL PANEL PRATT 2		REACCION (R15) INDUCIDAS POR EL MOM.FLEXION. EN PANEL VIERENDEEL (TON)	-14.36	*
	PERALTE (m)	3.60			
	CLARO (m)	2.46	REACCION (R13) INDUCIDAS POR EL MOM.FLEXION. EN PANEL VIERENDEEL (TON)	3.99	*
*	LONGITUD DIAG.(m)	4.36			
	GEOMETRIA DEL PANEL PRATT 3				
	PERALTE (m)	3.60			
	CLARO (m)	2.47			
*	LONGITUD DIAG.(m)	4.37			
	GEOMETRIA DEL PANEL VIERENDEEL				
	PERALTE (m)	3.60			
	CLARO (m)	1.90			
	CARGA AXIAL EN ELEMENTOS INTERNOS (TON)				
	COLUMNAS	ELEMENTO 9:	20.75		TENSION
	CUERDA INF.	ELEMENTO 5:	48.12		TENSION
	DIAGONAL	ELEMENTO 10:	-25.16		COMPRESION
	CUERDA SUP.	ELEMENTO 1:	-33.89		COMPRESION
	MONTANTE	ELEMENTO 11:	20.75		TENSION
	CUERDA INF.	ELEMENTO 6:	33.92		TENSION
	DIAGONAL	ELEMENTO 12:	-25.13		COMPRESION
	CUERDA SUP.	ELEMENTO 2:	-19.71		COMPRESION
	MONTANTE	ELEMENTO 13:	24.74		TENSION
	CUERDA INF.	ELEMENTO 7:	19.75		TENSION
	DIAGONAL	ELEMENTO 14:	-34.79		COMPRESION

TABLA C.12 a

CARGAS AXIALES EN ARMADURA ALTERNADA BAJO CARGAS LATERALES

CARGAS AXIALES EN ARMADURA ALTERNADA BAJO CARGA LATERAL VIRTUAL UNITARIA

CARGAS AXIALES EN ARMADURA ALTERNADA BAJO CARGA LATERAL DE DISEÑO

V max (TON) 96.24

Vvirtual 1
FC* 0.0104

Vdiseño (TON) 96.24
FC* 1.0000

ELEMENTO F i
(TON)

ELEMENTO F ii

ELEMENTO F iii
(TON)

1	-32.86
2	-19.84
3	0.00
4	0.00
5	0.00
6	19.85
7	32.86
8	47.43
9	32.86
10	19.84
11	0.00
12	-19.85
13	-32.87
14	-47.44
15	72.30
16	-25.76
17	20.11
18	-23.71
19	24.18
20	-35.08
21	13.62
22	-13.62
23	35.08
24	-24.10
25	23.01
26	-20.11
27	25.76
28	-71.51

1	-0.3414
2	-0.2062
3	0.0000
4	0.0000
5	0.0000
6	0.2063
7	0.3414
8	0.4928
9	0.3414
10	0.2062
11	0.0000
12	-0.2063
13	-0.3415
14	-0.4929
15	0.7512
16	-0.2677
17	0.2090
18	-0.2464
19	0.2512
20	-0.3645
21	0.1415
22	-0.1415
23	0.3645
24	-0.2504
25	0.2391
26	-0.2090
27	0.2677
28	-0.7430

1	-32.86
2	-19.84
3	0.00
4	0.00
5	0.00
6	19.85
7	32.86
8	47.43
9	32.86
10	19.84
11	0.00
12	-19.85
13	-32.87
14	-47.44
15	72.30
16	-25.76
17	20.11
18	-23.71
19	24.18
20	-35.08
21	13.62
22	-13.62
23	35.08
24	-24.10
25	23.01
26	-20.11
27	25.76
28	-71.51

FC* FACTOR DE CORECCION

FC* FACTOR DE CORECCION

TABLA C.12 b

MOMENTOS FLEXIONANTES EN ARMADURA ALTERNADA BAJO CARGAS LATERALES MOMENTOS FLEXIONANTES EN ARMADURA ALTERNADA BAJO CARGA LATERAL VIRTUAL UNITARIA MOMENTOS FLEXIONANTES EN ARMADURA ALTERNADA BAJO CARGA LATERAL DE DISEÑO

V max (TON)	96.24	Vvirtual FA*	1 0.0104	Vdiseño (TON) FA*	96.24 1.0000
ELEMENTO	Mi (TON-M)	ELEMENTO	Mii	ELEMENTO	M iii (TON-M)
C.S.		C.S.		C.S.	
3	-8.98	3	-0.09	3	-8.98
4	-8.98	4	-0.09	4	-8.98
5	-8.98	5	-0.09	5	-8.98
C.I.		C.I.		C.I.	
10	10.22	10	0.11	10	10.22
11	10.22	11	0.11	11	10.22
12	10.22	12	0.11	12	10.22

FA* FACTOR DE AMPLIFICACION

FA* FACTOR DE AMPLIFICACION

SISTEMA ESTRUCTURAL DE ARMADURAS ALTERNADAS PARA EDIFICIOS

TABLA C.12 c
DESPLAZAMIENTO DE ARMADURA ALTERNADA PROVOCADA POR CARGAS AXIALES DEBIDO A CARGA LATERAL DE DISEÑO

ELEMENTO	SECCION	AREA CM ²	LONGITUD CM	Es KG/CM ²	(Fii)(Fii)(Li)/AiEi CM
1	W18X40	76.1	247	2.04E+06	0.02
2	W18X40	76.1	246	2.04E+06	0.01
3	W18X40	76.1	247	2.04E+06	0.00
4	W18X40	76.1	190	2.04E+06	0.00
5	W18X40	76.1	247	2.04E+06	0.00
6	W18X40	76.1	246	2.04E+06	0.01
7	W18X40	76.1	247	2.04E+06	0.02
8	W18X40	76.1	247	2.04E+06	0.04
9	W18X40	76.1	246	2.04E+06	0.02
10	W18X40	76.1	247	2.04E+06	0.01
11	W18X40	76.1	190	2.04E+06	0.00
12	W18X40	76.1	247	2.04E+06	0.01
13	W18X40	76.1	246	2.04E+06	0.02
14	W18X40	76.1	247	2.04E+06	0.04
15	W30X173	327.8	360	2.04E+06	0.03
16	OR 5X5X1/2	53.94	436	2.04E+06	0.03
17	OR 5X5X1/2	53.94	360	2.04E+06	0.01
18	OR 5X5X1/2	53.94	436	2.04E+06	0.02
19	OR 5X5X1/2	53.94	360	2.04E+06	0.02
20	OR 5X5X1/2	53.94	436	2.04E+06	0.05
21	OR 5X5X1/2	53.94	360	2.04E+06	0.01
22	OR 5X5X1/2	53.94	360	2.04E+06	0.01
23	OR 5X5X1/2	53.94	436	2.04E+06	0.05
24	OR 5X5X1/2	53.94	360	2.04E+06	0.02
25	OR 5X5X1/2	53.94	436	2.04E+06	0.02
26	OR 5X5X1/2	53.94	360	2.04E+06	0.01
27	OR 5X5X1/2	53.94	436	2.04E+06	0.03
28	W30X173	327.8	360	2.04E+06	0.03
Dmax					0.51

DESPLAZAMIENTO DE ARMADURA ALTERNADA PROVOCADA POR MOMENTOS FLEXIONANTES DEBIDO A CARGA LATERAL DE DISEÑO

ELEMENTO	SECCION	I CM ⁴	LONGITUD CM	Es KG/CM ²	MimiLi/Eili CM
C.S.					
3	W18X40	25473	247	2.04E+06	1.35E-04
4	W18X40	25473	190	2.04E+06	5.21E-05
5	W18X40	25473	247	2.04E+06	1.35E-04
C.I.					
10	W18X40	25473	247	2.04E+06	1.75E-04
11	W18X40	25473	190	2.04E+06	6.75E-05
12	W18X40	25473	247	2.04E+06	1.75E-04
Dmax					0.001
Dtotal					0.51

BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFIA

- AISC. Manual of Steel Construction with LRFD". AISC. U.S. 1991.
- Asesores en Cimentaciones y Mecánica de Suelos. "Diseño Geotecnico para la Cimentación de los Hoteles que se construirán en Av. Santa Fe y Calle No.3 Col. Lomas de Santa Fe, Delegacion Alvaro Obregon". México, D.F. Reporte ACM-057. 2002.
- Bozzo, L., Barbat, A. "Diseño Sismoresistente de Edificios – Técnicas Convencionales y Avanzadas". Reverte S.A. España. 1999.
- Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal. "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo". México. 6 de Octubre del 2004.
- Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal. "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto". México. 6 de Octubre del 2004.
- Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal. "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras Metalicas". México. 6 de Octubre del 2004.
- Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal. "Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones". México. 6 de Octubre del 2004.
- Gieck, K. "Manual de Formulas Técnicas". Alfaomega. México. 1989.
- González Cuevas, O. "Análisis Estructural". Limusa. México. 2002.
- Hibbeler, R. "Mecánica de materiales". Cecs. México. 1994.
- Instituto de Ingeniería, UNAM. "Comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo". Serie del Instituto de Ingeniería. México.1995.
- Instituto Mexicano de Construcción en Acero (IMCA). "Manual de Construcción en Acero-DEP". Vol.1. Limusa. México. 1994.
- Instituto Mexicano de Construcción en Acero (IMCA). "Manual de Construcción en Acero-DEP". Vol.2. Limusa. México. 1994.
- McCormac, N. "Análisis de Estructuras, Método Clásico y Matricial". Alfaomega. México. 2002.
- McCormac, N. "Diseño de Estructuras Metálicas, Método ASD". Alfaomega. México.2000.

- Meli, R., Bazan, E. "Diseño Sísmico de Edificios". Limusa. México. 2003.
- Neil, W., Fong Bao Lin, PhD. "Steel Design Guide Num. 14 – Staggered Truss Systems Framing Systems". AISC. U.S. 2003.
- Nelson, A. "Diseño de Estructuras de Concreto". McGraw Hill. Colombia. 1999.
- Popov, E. "Mecánica de Sólidos". Pearson Educacion. México. 2000.
- Schodek, D. "Structures". McGraw Hill. U. S. 1993.
- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. "Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes". SMMS. México. 1983.
- Structural and Earthquake Engineering Software. "ETABS Integrated 3D Static and Dynamic Analysis and Design of Buildings Systems User's Manual". Volume 1 and 2. Computers and Structures Inc. U.S. 1999.
- U.S.Steel. "Stagggered Truss Framing Systems For High – Rise Buildings – Techical Report". Bakke & Kopp Inc. U.S. 1972.