



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA

“COMPARACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN HOTEL
LOCALIZADO EN LA CIUDAD DE ACAPULCO, ESTRUCTURADO A
BASE DE MARCOS DE CONCRETO Y MARCOS DE ACERO”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

ANA LAURA MIRELES TORRES

DIRECTOR: M. I. OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ





UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/026/12

Señorita
ANA LAURA MIRELES TORRES
Presente

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

"COMPARACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN HOTEL LOCALIZADO EN LA CIUDAD DE ACAPULCO, ESTRUCTURADO A BASE DE MARCOS DE CONCRETO Y MARCOS DE ACERO"

- I. INTRODUCCIÓN
- II. ANTECEDENTES
- III. DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS PROPUESTAS
- IV. CRITERIO PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO
- V. ANÁLISIS ESTRUCTURAL
- VI. DISEÑO ESTRUCTURAL
- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
- BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 4 de abril del 2013.
EL PRESIDENTE


M.I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ
JLTS/MTH*gar.

Agradecimientos

A mis padres, por todas sus enseñanzas y todo el apoyo brindado durante toda mi formación académica, sin su apoyo no lo hubiera logrado...

A mis hermanos, Patricia, Omar y Alberto por ser mi gran ejemplo a seguir...

A mis sobrinos, Edgar, Sam y Betito, espero que esto sea de inspiración para ustedes y lleguen a ser grandes profesionistas...

A todos mis profesores, gracias por todos los conocimientos y experiencias brindados, en especial al maestro Octavio García, gracias por el apoyo, comprensión y por resolver todas mis dudas, que sin duda me hicieron aprender mucho más...

A Eduardo U. mil gracias por el apoyo y por ser parte de mi vida...

A todos mis compañeros y grandes amigos, por las porras y por el gran apoyo que me brindaron durante toda la carrera, también por todas las salidas y las risas que nunca olvidaré...

Y por supuesto, gracias a la UNAM, por dejarme ser parte de esta maravillosa casa de estudios...

ÍNDICE

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.....	4
1.1. Marco General.....	4
1.2. Objetivo del trabajo.....	4
1.3. Descripción general de la metodología.....	4
1.4. Alcances del trabajo.....	5
1.5. Descripción general del contenido.....	5
CAPÍTULO 2. ANTECEDENTES.....	6
2.1. Normatividad de diseño por viento y sismo.....	6
CAPÍTULO 3. DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS PROPUESTAS.....	25
3.1. Estructura de Acero.....	26
3.2. Estructura de Concreto.....	29
CAPÍTULO 4. CRITERIO DE ANÁLISIS Y DISEÑO.....	34
4.1. Diseño por sismo.....	34
4.2. Diseño por viento.....	36
CAPÍTULO 5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	71
5.1. Modelo de la Estructura de Acero.....	75
5.2. Modelo de la Estructura de Concreto.....	85
CAPÍTULO 6. DISEÑO ESTRUCTURAL.....	92
6.1. Estructura de Acero.....	92
6.1.1. Diseño de columnas.....	92
6.1.2 Diseño de Vigas.....	107
6.1.4 Diseño de losa.....	116
6.2. Estructura de Concreto.....	118
6.2.1 Diseño de columnas.....	122
6.2.2 Diseño de vigas.....	136
6.2.3 Diseño de losas.....	147
CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	153
BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS.....	157

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.

1.1. Marco General.

Siendo Acapulco uno de los destinos de playa más importante de México, y debido al notable crecimiento de su población, es necesario fortalecer su infraestructura hotelera mediante la construcción de edificios que incorporen las recomendaciones de diseño de los reglamentos modernos que permitan, además de satisfacer la demanda turística, contar con instalaciones más seguras para los visitantes, fomentando así el turismo ya que es una actividad económica de gran importancia para el país.

El estado de Guerrero se encuentra en una zona altamente sísmica, debido a su cercanía al lugar en donde chocan las placas Norteamericana y la de Cocos, por tanto, es natural que se generen sismos de magnitudes mayores a 7 grados en escala de Richter (ref.1). Particularmente la ciudad de Acapulco, por estar ubicada en la zona costera, está expuesto a vientos de velocidades muy grandes, y también puede ser afectado por huracanes. Por lo dicho anteriormente, las estructuras que se tengan planeadas construir en la zona de Acapulco, deben cumplir con un diseño sismorresistente y un diseño de viento adecuado y de calidad para dicha zona.

1.2. Objetivo del trabajo.

El presente trabajo propone el diseño de un hotel de 10 niveles, en donde cada nivel contará con dos albercas, con la finalidad de brindar un servicio de mayor comodidad para los usuarios.

Se tiene como objetivo seleccionar un sistema estructural que sea capaz de absorber las acciones de sismo y viento de una forma eficiente, en donde la respuesta de la estructura se mantenga dentro de los niveles de comportamiento que no impliquen daños importantes.

1.3. Descripción general de la metodología.

Para lograr el objetivo, se propone diseñar la estructura en acero y también en concreto, con la finalidad de hacer una comparación y seleccionar aquel material que haga que la estructura sea más funcional, segura y económica.

Las acciones de diseño estarán basadas de acuerdo al Reglamento de Construcciones para el Municipio de Acapulco de Juárez, Guerrero (RCMA- 2002, ref. 2) así como también, se consultará el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (Diseño por sismo y viento) (MDOC-CFE-2008, ref. 3). Para el diseño de los elementos que conforman la estructura, se utilizará el Manual de Construcción en Acero del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C. (MCA-IMCA-2009, ref. 4) para el caso de la estructura de acero, y las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal para el diseño de la estructura de concreto (NTC-RCDF-2004, ref. 5), esto debido a que no se logró consultar las normas técnicas complementarias del reglamento de Acapulco.

1.4. Alcances del trabajo.

En este trabajo se realizará sólo el diseño de los elementos estructurales tales como columnas, vigas y losas de ambas estructuras, pero no incluye el diseño de las conexiones de la estructura de acero, ni el detallado de los nudos en la de concreto. El diseño estructural de la cimentación también queda fuera de los alcances del presente trabajo.

1.5. Descripción general del contenido.

En el capítulo 2 se habla de los aspectos normativos a considerar para el adecuado diseño de la estructura ante acciones de sismo y viento.

El arreglo y dimensionamiento de los elementos que constituyen a las estructuras propuestas se describe en el *capítulo 3*, así como sus características más esenciales.

El diseño por sismo y viento se presenta en el *capítulo 4*, en el cual se indican los parámetros a utilizar para las estructuras propuestas, de acuerdo a la normatividad existente.

Los modelos estructurales se presentan en el *capítulo 5*, así como también, el cálculo de desplazamientos, derivas de entrepiso y de elementos mecánicos.

El *capítulo 6* presenta el diseño de los elementos estructurales que componen a ambas estructuras.

Finalmente, en el *capítulo 7* se presentan los factores a considerar para elegir entre una estructura u otra.

CAPÍTULO 2. ANTECEDENTES.

2.1. Normatividad de diseño por viento y sismo.

En este capítulo se describirán los aspectos normativos requeridos para un adecuado diseño de las estructuras, de acuerdo con RCMA- 2002 y el MDOC-CFE-2008.

Para las cargas vivas y muertas consideradas para el diseño de la estructura, se tomarán como base algunos artículos del RCMA-2002.

Se considerará como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tiene un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo. (Artículo 199)

El peso muerto calculado de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar se incrementará en 20 Kg/m². Cuando sobre una losa colada en el lugar o precolada, se coloque una capa de mortero de peso normal, el peso calculado de esta capa se incrementará también en 20 Kg/m², de manera que el incremento total será de 40 Kg/m² (Artículo 200).

Se considerarán cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente. (Artículo 201)

Para la aplicación de las cargas vivas unitarias se deberá tomar en consideración las siguientes disposiciones (Artículo 202):

- I. La carga viva máxima W_m se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como en el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales.
- II. La carga instantánea W_a (a) se deberá usar para diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de cargas más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área.
- III. La carga media W se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas.
- IV. Cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como en el caso de problemas de flotación, volteo y de succión por viento, su intensidad se considerará nula sobre toda el área a menos que pueda justificarse otro valor acorde con la definición del Artículo 190 de este Reglamento.
- V. Las cargas uniformes de la tabla 2.1 se considerarán distribuidas sobre el área tributaria de cada elemento:

Tabla 2.1. Cargas vivas unitarias.

Destino de piso o cubierta	W [Kg/m²]	W_a [Kg/m²]	W_m [Kg/m²]
a) Habitación (casa- habitación departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares).	70	90	170
b) Oficinas, despachos y laboratorios.	100	180	250
c) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público).	40	150	350
d) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales.	40	350	450
e) Otros lugares de reunión (templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, bibliotecas, aulas salas de juego y similares).	40	250	350
f) Comercios, fábricas y bodegas.	0.8 W _m	0.9 W _m	W _m
g) Cubiertas y azoteas con pendiente mayor del 5%.	15	70	100
h) Cubiertas y azoteas con pendiente no mayor del 5%.	5	20	40
i) Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares).	15	70	300
j) Garages y estacionamientos (para Automóviles exclusivamente).	40	100	250

A continuación se presentarán los criterios que existen para la clasificación de las estructuras, los procedimientos y parámetros adecuados para el diseño de la estructura por sismo y viento, de acuerdo al MDOC-CFE-2008.

Diseño por sismo.

Para el diseño por sismo, clasifica a las estructuras de acuerdo a su destino y a su estructuración.

El destino de las construcciones debe tomarse como referencia para determinar su importancia, y con ello, la protección o seguridad que se les provea. Este criterio se establece en la tabla 2.2.

Tabla 2.2. Clasificación de las estructuras según su destino.

GRUPO	DESCRIPCIÓN
A+	Las estructuras de "gran importancia", o del Grupo A+, son estructuras en que se requiere un grado de seguridad extrema. Su falla es inadmisibles porque, si se presenta, conduciría a la pérdida de miles de vidas humanas, a un grave daño ecológico, económico o social, o bien, impediría el desarrollo nacional o cambiaría el rumbo del país. Son estructuras de importancia extrema, como las grandes presas y las plantas nucleares.
A	Estructuras en que se requiere un grado de seguridad alto. Construcciones cuya falla estructural causaría la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales de magnitud intensa o excepcionalmente alta, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o inflamables, así como construcciones cuyo funcionamiento sea esencial a raíz de un sismo. Tal es el caso de puentes principales, sistemas de abastecimiento de agua potable, subestaciones eléctricas, centrales telefónicas, estaciones de bomberos, archivos y registros públicos, monumentos, museos, hospitales, escuelas, estadios, templos, terminales de transporte, salas de espectáculos y hoteles que tengan áreas de reunión que pueden alojar un número elevado de personas, gasolineras, depósitos de sustancias inflamables o tóxicas y locales que alojen equipo especialmente costoso. Se incluyen también todas aquellas estructuras de plantas de generación de energía eléctrica cuya falla por movimiento sísmico pondría en peligro la operación de la planta, así como las estructuras para la transmisión y distribución de energía eléctrica.
B	Estructuras en que se requiere un grado de seguridad convencional. Construcciones cuya falla estructural ocasionaría pérdidas moderadas o pondría en peligro otras construcciones de este grupo o del grupo A, tales como naves industriales, locales comerciales, estructuras comunes destinadas a vivienda u oficinas, salas de espectáculos, hoteles, depósitos y estructuras urbanas o industriales no incluidas en el grupo A, así como muros de retención, bodegas ordinarias y bardas. También se incluyen todas aquellas estructuras de plantas de generación de energía eléctrica que en caso de fallar por temblor no paralizarían el funcionamiento de la planta.

Atendiendo a las características estructurales que influyen en la respuesta sísmica, las construcciones se clasifican, según su estructuración, como se indica en la tabla 2.3.

Tabla 2.3. Clasificación de las estructuras según su estructuración

TIPO 1	Estructuras de edificios: Estructuras comunes tales como edificios urbanos, naves industriales típicas, salas de espectáculos y estructuras semejantes, en que las fuerzas laterales se resisten en cada nivel por marcos continuos contraventeados o no, por diafragmas o muros o por la combinación de estos.
TIPO 2	Péndulos invertidos y apéndices. Péndulos invertidos o estructuras en que 50 % o más de su masa se halle en el extremo superior y tengan un sólo elemento resistente en la dirección de análisis o una sola hilera de columnas perpendicular a ésta. Apéndices o elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto de la estructura, tales como tanques, parapetos, pretilas, anuncios, ornamentos, ventanales, muros y revestimientos, entre otros.
TIPO 3	Muros de retención. Estructuras que por su altura soportan grandes presiones debidas a rellenos que aumentan con la presencia del agua.
TIPO 4	Chimeneas, silos y similares. Chimeneas y silos, o estructuras semejantes en que la masa y rigidez se encuentren distribuidas continuamente a lo largo de su altura y donde dominen las deformaciones por flexión.
TIPO 5	Tanques, depósitos y similares. Tanques elevados y depósitos superficiales, o estructuras semejantes destinadas al almacenamiento de líquidos que originan importantes fuerzas hidrodinámicas sobre el recipiente.
TIPO 6	Estructuras industriales. Estructuras fabriles en que se requieren grandes áreas libres de columnas y donde se permite casi siempre colocar columnas relativamente cercanas unas de las otras a lo largo de los ejes longitudinales, dejando entonces grandes claros libres entre esos ejes. Estas estructuras están formadas en la mayoría de los casos por una sucesión de marcos rígidos trasversales, todos iguales o muy parecidos, ligados entre sí por los elementos de contraventeo que soportan los largueros para la cubierta y los recubrimientos de las paredes.
TIPO 7	Puentes. Estructuras destinadas a cubrir grandes claros. Las fuerzas laterales son soportadas principalmente por columnas trabajando en cantiliver.
TIPO 8	Tuberías. Estructuras destinadas al transporte de materiales líquidos o gaseosos, que cubren grandes distancias. La masa y la rigidez se distribuyen uniformemente a lo largo de estas estructuras.
TIPO 9	Presas. Son estructuras formadas por grandes masas de material, cuya estabilidad se proporciona fundamentalmente por su peso propio. Se destinan para contener una gran cantidad de agua, lo cual genera altas presiones hidrodinámicas.
TIPO 10	Aislamiento sísmico y disipación de energía. Son elementos estructurales que forman parte del sistema que soporta la carga gravitacional de cualquier tipo de estructura. Estos elementos generalmente se diseñan para proporcionar protección sísmica en las estructuras a base de aislamiento y disipación de energía.
TIPO 11	Torres de telecomunicación. Es una estructura esbelta de soporte para equipos de telecomunicación. Estos sistemas generalmente están constituidos por estructuras de celosía y pueden ser autoportantes o constar con sistemas de arriostamiento.
TIPO 12	Túneles. Son estructuras subterráneas construidas para establecer una comunicación a través de un monte, por debajo de un río u otro obstáculo similar.
TIPO 13	Cimentación. La cimentación constituye el elemento intermedio que permite transmitir las cargas que de una estructura al suelo subyacente, de modo que no rebase la capacidad portante del suelo, y que las deformaciones producidas en éste sean admisibles para la estructura.

La forma más adecuada de caracterizar las estructuras en función de su ductilidad, consiste en el empleo del factor de comportamiento sísmico Q , que no sólo está asociado a la ductilidad estructural, sino también a la estructuración, al deterioro o efecto que puede llegar a contrarrestar gran parte de la capacidad extra en resistencia que suministra la ductilidad.

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

$Q = 4$ cuando se cumplan los siguientes requisitos:

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

$Q = 3$ cuando se cumplan los siguientes requisitos:

Se satisfacen las condiciones 2 y 4 ó 5 y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones 1 ó 3 especificadas para el caso $Q = 4$, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de concreto o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, por combinaciones de estos y marcos o por diafragmas de madera. Las estructuras con losas planas y las de madera deberán además satisfacer los requisitos que sobre el

particular marcan las normas técnicas complementarias para estructuras de concreto vigentes. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para ductilidad alta o están provistos de contraventeo concéntrico dúctil, de acuerdo con las normas correspondientes vigentes.

Q = 2 cuando se cumplan los siguientes requisitos:

La resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de contraventeo con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles, o muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de acero y concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo que se especifica para los casos $Q = 4$ y $Q = 3$ o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dadas, columnas o traveses de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las normas correspondientes vigentes.

También se usará $Q = 2$ cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado, con las excepciones que sobre el particular marcan las normas técnicas correspondientes vigentes, o cuando se trate de estructuras de madera con las características que se indican en las normas técnicas de estructuras de madera vigentes, o de algunas estructuras de acero que se indican en las normas técnicas correspondientes vigentes.

Q = 1.5 cuando cumplan los siguientes requisitos:

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

Q = 1 cuando se cumplan los siguientes requisitos:

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

En el diseño sísmico de estructuras que no satisfagan ciertas condiciones de regularidad, el factor Q se multiplicará por el factor α indicado en la tabla 2.4, a fin de obtener las fuerzas sísmicas reducidas por ductilidad.

Tabla 2.4. Factor correctivo por irregularidad

FACTOR CORRECTIVO α	TIPO DE IRREGULARIDAD
0.9	Cuando no se cumpla una condición de regularidad enumeradas del 1 al 9 en la sección 3.3.2.1
0.8	Cuando no se cumplan dos o más condiciones de regularidad, o no se cumpla con la condición 10 o 11 de regularidad de la sección 3.3.2.1
0.7	Estructuras fuertemente irregulares

A continuación se presentan las condiciones que debe satisfacer simultáneamente una estructura para que pueda considerarse regular:

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

Una estructura se considera irregular si no cumple con una o más de las condiciones descritas anteriormente.

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

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

Para el análisis sísmico de estructuras de edificios se puede recurrir a tres tipos de análisis:

- a) Método simplificado
- b) Análisis estático
- c) Análisis dinámico

El método simplificado es el más simple de usar, sin embargo, sólo es aplicable a estructuras regulares con una altura no mayor de 13 m.

El método estático es aplicable a edificios regulares cuya altura sea menor o igual a 30 m. También aplica a estructuras irregulares con una altura no mayor de 20 m. Estos límites se incrementan a 40 y 30m en terreno rocoso.

Las estructuras que no cumplan los requisitos anteriores, se deberán analizar empleando un método dinámico. Éste método es aplicable en todos los casos.

Algunos artículos del RCMA- 2002 se presentan a continuación debido a que es importante considerarlos para el diseño por sismo de las estructuras.

Se considerará a Acapulco en la zona sísmica “D” indicada en el mapa de regionalización del Estado de Guerrero. (Artículo 208)

En cada zona se considerarán los siguientes tipos de terreno atendiendo a su rigidez:

Tipo I.- Terreno firme, tal como tepetate, arenisca medianamente cementada, arcilla muy compacta. Se incluye la roca basáltica.

Tipo II.- Suelo de baja rigidez, tal como arenas no cementadas o limos de mediana o alta capacidad, arcillas de mediana capacidad. Depósitos aluviales.

Tipo III.- Arcillas blandas muy compresibles. Depósitos de barro en las costas.

Un parámetro importante en el diseño sísmico es el llamado coeficiente sísmico, C, obtenido por el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la construcción por efecto del mismo, entre el peso de ésta sobre dicho nivel. (Artículo 209)

Con este fin se tomará como base de la estructura el nivel a partir de la cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos. Para calcular el peso se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas que correspondan.

El coeficiente sísmico para las construcciones clasificadas como del grupo B en este reglamento, se tomará de la tabla 2.5 (artículo 209):

Tabla 2.5. Coeficiente sísmico.

Zona del Estado	Tipo de terreno	C	Tb Min.	Tb	r
C	I	0.36	---	0.60	1/2
	II	0.64	0.40	1.40	2/3
	III	0.64	0.50	1.90	1
D	I	0.50	---	0.60	1/2
	II	0.86	0.30	1.20	2/3
	III	0.86	0.40	1.70	1

Además, se deberán tomar en cuenta aceleraciones verticales iguales a 0.75 de las especificadas en esta tabla, los efectos de las aceleraciones verticales se combinarán con los de las aceleraciones horizontales y los de las fuerzas gravitacionales como se establece en las Normas Técnicas Complementarias.

Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debido a las fuerzas cortantes horizontales, calculadas con algunos de los métodos de análisis sísmicos, no excederán a 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que los elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como los muros de mampostería, estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por las deformaciones de ésta. En tal caso, el límite en cuestión será de 0.012. (Artículo 212)

Diseño por viento.

El MDOC-CFE-2008, clasifica en grupos a las construcciones según el nivel de importancia de una estructura, la cual se establece de acuerdo a la seguridad que es necesaria para que la construcción cumpla con las funciones a las que es destinada.

Dichos grupos se describen a continuación.

Dentro del grupo A se encuentran las estructuras con un grado de seguridad elevado, aquéllas cuya falla cause la pérdida de un número importante de vidas o perjuicios económicos o culturales excepcionalmente altos. Algunos ejemplos son: áreas de reunión con capacidad mayor a doscientas personas, tales como salas de espectáculos, auditorios y centros de convenciones, museos, templos, estadios, hospitales, escuelas, entre otros.

En el grupo B se encuentran las estructuras con un grado de seguridad moderado, aquéllas que al fallar generen baja pérdida de vidas humanas y que ocasionan daños materiales de magnitud intermedia. Algunos ejemplos son: comercios, restaurantes, casas para habitación, viviendas, edificios de apartamentos u oficinas, hoteles, entre otros.

Las estructuras en las que se recomienda un grado de seguridad bajo entran dentro del grupo C, y son aquéllas cuya falla no implica graves consecuencias, ni causa daños a construcciones de los grupos A y B. Abarca estructuras o elementos temporales con vida útil menor que tres meses, bodegas provisionales, cimbras, carteles, muros aislados y bardas con altura menor o igual que 2.5 metros.

También clasifica a las construcciones en cuatro tipos de acuerdo a las características del comportamiento de las estructuras a los efectos dinámicos del viento:

En el Tipo 1 se encuentran las estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento. Dentro de este tipo se agrupan aquéllas en las que la relación de esbeltez, λ , (definida como la relación entre la altura y la menor dimensión en planta), es menor o igual que cinco y con periodo natural de vibración del primer modo, menor o igual que un segundo. Dentro de este tipo se consideran la mayoría de los edificios para habitación u oficinas, bodegas, naves industriales, teatros y auditorios.

En el Tipo 2 están aquéllas estructuras que, por su alta relación de esbeltez o las dimensiones reducidas de su sección transversal, son sensibles a la turbulencia del viento y tienen periodos naturales que favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes por la acción del viento. Dentro de este tipo se incluyen a los edificios con una $\lambda > 5$ o con un periodo fundamental mayor que un segundo; las torres de celosía atirantadas, chimeneas, tanques elevados, antenas, bardas, parapetos, anuncios y las construcciones que presentan una pequeña dimensión paralela a la dirección del viento.

Las estructuras del Tipo 3 presentan todas las características de las del Tipo 2 y, además, presentan oscilaciones importantes transversales al flujo del viento al aparecer vórtices o remolinos periódicos que interactúan con la estructura.

En el Tipo 4 se encuentran las estructuras que por su forma y dimensiones o por la magnitud de sus periodos de vibración (periodos naturales mayores que un segundo), presentan problemas aerodinámicos inestables. Algunos ejemplos son: cables de las líneas de transmisión, las tuberías colgantes y antenas parabólicas.

Una vez que se establezca la clasificación de la estructura, podrá seleccionarse el método para estimar las cargas de diseño provocadas por el viento sobre las estructuras.

Para evaluar las fuerzas inducidas sobre las estructuras al paso del flujo del viento, el MDOC-CFE-2008 propone dos procedimientos analíticos representativos: el análisis estático y el análisis dinámico.

El análisis estático se aplica a estructuras o elementos estructurales suficientemente rígidos del Tipo 1. Para los tipos restantes, debe utilizarse el análisis dinámico. En caso de que la altura de la estructura sea mayor a 200m es necesario la aplicación de un tercer método.

➤ **Velocidad básica de diseño, V_D .**

Es la velocidad a partir de la cual se calculan los efectos del viento sobre la estructura o sobre un componente de la misma. Esta velocidad, en km/h, se obtiene con la siguiente ecuación:

$$V_D = F_T \cdot F_{rz} \cdot V_R$$

Donde:

F_T Es el factor que depende de la topografía local, adimensional.

F_{rz} Es el factor que toma en cuenta el efecto de las características de exposición local, adimensional.

V_R Es la velocidad regional de ráfaga que le corresponde al sitio en donde se construirá la estructura, en Km/h.

El factor de exposición local F_{rz} y el factor de la topografía F_T , deben relacionarse con las características del sitio en donde se desplantará la estructura. A continuación se presenta la Tabla 2.6, en donde se presentan cuatro categorías de terrenos de acuerdo al grado de rugosidad que se presenta alrededor de la zona de desplante.

Tabla 2.6. Categoría del terreno según su rugosidad.

Cat.	Descripción	Ejemplos	Limitaciones
1	Terreno abierto, prácticamente plano, sin obstrucciones y superficies de agua	Franjas costeras planas, zonas de pantanos o de lagos, campos aéreos, pastizales y tierras de cultivo sin setos o bardas alrededor, superficies nevadas planas.	La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser de 2000 m o 10 veces la altura de la construcción por diseñar, la que sea mayor.
2	Terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones	Campos de cultivo o granjas con pocas obstrucciones tales como setos o bardas alrededor, árboles y construcciones dispersas.	Las obstrucciones existentes, tienen alturas de 1.5 a 10 m, la longitud mínima debe ser la mayor entre 1500 m o 10 veces la altura de la construcción por diseñar.
3	Terreno cubierto por numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas	Áreas urbanas, suburbanas y de bosques, o cualquier terreno con numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas. El tamaño de las construcciones corresponde al de las casas y viviendas.	Las obstrucciones existentes presentan alturas de 3 a 5 m. La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser de 500 m o 10 veces la altura de la nueva construcción, la que sea mayor.
4	Terreno con numerosas obstrucciones largas, altas y estrechamente espaciadas	Centros de grandes ciudades y complejos industriales bien desarrollados.	Por lo menos el 50% de los edificios tiene una altura mayor que 20 m. Las obstrucciones miden de 10 a 30 m de altura. La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser la mayor entre 400 m y 10 veces la altura de la nueva construcción.

- **Factor de exposición (F_{rz}).**

Este factor establece la variación de la velocidad del viento con la altura, en función de la categoría del terreno. Este factor se obtiene con las expresiones siguientes:

$$F_{rz} = c \quad \text{si } z \leq 10$$

$$F_{rz} = c \cdot \left(\frac{z}{10} \right)^\alpha \quad \text{si } 10 < z < d$$

$$F_{rz} = c \cdot \left(\frac{\delta}{10} \right)^\alpha \quad \text{si } z \geq \delta$$

En donde:

- z es la altura por encima del terreno natural, a la cual se desea conocer la velocidad de diseño, en m
- α es el exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura, adimensional
- δ la altura medida a partir del nivel del terreno de desplante, por encima de la cual la variación de la velocidad del viento no es importante y puede suponerse constante; a esta altura se le conoce como altura gradiente; en m
- c el coeficiente de escala de rugosidad, adimensional

Las variables α , δ y c están en función de la rugosidad del terreno y sus valores se presentan en la Tabla 2.7

Tabla 2.7. Valores de α , δ y c

Categoría del terreno	α	δ (m)	c
1	0.099	245	1.137
2	0.128	315	1.000
3	0.156	390	0.881
4	0.170	455	0.815

- **Factor de topografía (F_T).**

Toma en cuenta el efecto topográfico local del sitio de desplante de la estructura.

De acuerdo a las características topográficas del sitio, la tabla 2.8 presenta los valores para determinar el factor de topografía.

Tabla 2.8. Factor de topografía local. F_T

Sitios	Ejemplos de topografía local	F_T
Protegidos	Valles cerrados	0.9
Normales	Terreno prácticamente plano: Campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores de 5%.	1.0
Expuestos	Promontorios: Montes, cerros, lomas, cimas, colinas, montañas.	Véanse las ecuaciones (4.2.6) a (4.2.8)
	Terraplenes: Peñascos, acantilados, precipicios, diques, presas.	

- **Velocidad Regional, V_R .**

Esta es la velocidad máxima que puede ser excedida en un cierto periodo de retorno, T, en años, en una zona o región determinada del país.

La velocidad regional de ráfaga, V_R , en km/h, se determina tomando en cuenta la importancia de la estructura y la localización geográfica de su sitio de desplante.

En las figuras 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3 del MDOC-CFE-2008 diseño por viento, se muestran los mapas de isotacas regionales correspondientes a periodos de retorno de 200, 50 y 10 años, recomendados para el diseño por viento de estructuras pertenecientes a los grupos A, B y C respectivamente.

Además de las recomendaciones del MDOC-CFE-2008, el artículo 190 en su fracción III del RCMA-2002 menciona que, “para las acciones accidentales se considerará como intensidad de diseño el valor que corresponda a un periodo de recurrencia de 50 años”. También en su artículo 219 dice que “para las construcciones del grupo B, en la zona comprendida entre la costa y el parteaguas de la Sierra Madre del Sur, se tomará como base una velocidad de viento de 150 km/h.

➤ **Presión Dinámica Base, q_z .**

La presión que ejerce el flujo del viento sobre una superficie plana perpendicular a él, se denomina presión dinámica de base q_z , y se determina con la siguiente ecuación:

$$q_z = 0.0048 \cdot G \cdot V_D^2 \quad \text{en kg/m}^2$$

En donde:

- V_D Es la velocidad básica de diseño, en km/h
- q_z la presión dinámica de base a una altura z sobre el nivel del terreno
- G el factor de corrección por temperatura y por altura con respecto al nivel del mar, adimensional.

El valor de G se obtiene con la siguiente expresión:

$$G = \frac{0.392\Omega}{273 + \tau}$$

En donde:

- Ω Es la presión barométrica, en mm de Hg
- τ La temperatura ambiental, en °C

En la tabla 2.9 se presenta la relación entre los valores de la altitud, h_m , en metros sobre el nivel del mar (msnm), y la presión barométrica, Ω , en mm de Hg.

Tabla 2.9. Relación entre la altitud y presión barométrica.

Altitud, h_m (msnm)	Presión barométrica, Ω (mm de Hg)
0	760
500	720
1000	675
1500	635
2000	600
2500	565
3000	530
3500	495

➤ **Presión actuante sobre estructuras, p_z .**

Esta presión se obtiene tomando en cuenta principalmente su forma y está dada por la ecuación:

$$P_z = c_p \cdot q_z$$

En donde a c_p se le denomina coeficiente de presión, es adimensional y se define como la relación de la presión actuante sobre la construcción con la presión dinámica de base para una altura dada. Dicho coeficiente determina el efecto de la variación de la presión, según la geometría o forma de la construcción, así como de la intensidad de la velocidad y la turbulencia del flujo del viento.

➤ **Análisis Estático**

Este análisis se aplica en el diseño de construcciones y elementos estructurales pertenecientes al Tipo 1.

• **Fuerzas sobre construcciones cerradas.**

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

$$F_{es} = p_z \cdot A_z$$

Con:

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

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

En donde:

- F_{es} es la fuerza estática resultante del viento que actúa perpendicularmente sobre las superficies o elementos estructurales de la construcción
 p_z la presión de diseño a la altura z
 p_e La presión exterior
 p_i La presión interior
 p_n La presión neta
 A_z El área de la estructura, en m^2 , a la altura z , sobre la que actúa la presión de diseño, p_z

La convención de signos para presiones exteriores e interiores es que cuando ejerzan un empuje en la superficie sobre la que actúan serán positivas y cuando ejerzan una succión serán negativas. Esta convención de signos se representa en la figura 2.1

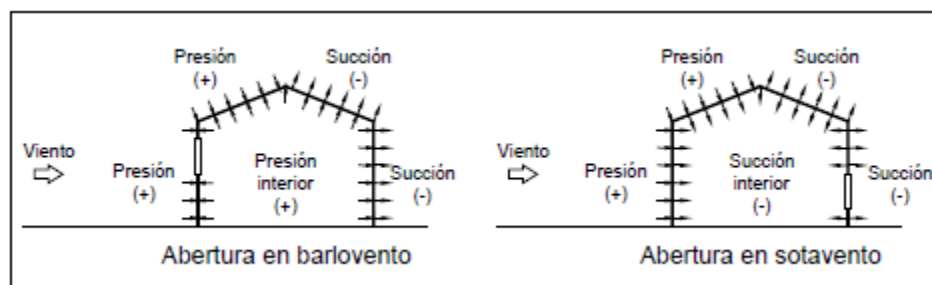


Figura 2.1. Convención de signos para las presiones ejercidas por el viento en una edificación.

- **Presiones exteriores**

Esta presión se calcula utilizando la siguiente ecuación:

$$p_e = C_{pe} \cdot K_A \cdot K_L \cdot q_z$$

En donde:

- p_e Es la presión exterior
 C_{pe} El coeficiente de presión exterior, adimensional
 K_A El factor de reducción de presión por tamaño de área, adimensional
 K_L El factor de presión local, adimensional
 q_z La presión dinámica de base del viento

De acuerdo a MDOC-CFE-2008, en las tablas 2.10 y 2.11, se proporcionan valores del coeficiente de presión exterior, C_{pe} , para muros y techos:

Tabla 2.10. Coeficiente de presión exterior, C_{pe} , para muros en barlovento y sotavento de construcciones con planta rectangular cerrada.

Muro	Dirección del viento θ , en grados	d/b	Inclinación del techo γ , en grados	C_{pe}
Barlovento	Normal ($\theta = 0^\circ$) o paralela ($\theta = 90^\circ$) a las generatrices	Cualquiera	Cualquiera	0.8
Sotavento	Normal ($\theta = 0^\circ$) o paralela ($\theta = 90^\circ$) a las generatrices, para techos a cuatro aguas.	≤ 1	$< 10^\circ$	-0.5
		$= 2$		-0.3
		≥ 4		-0.2
	Normal ($\theta = 0^\circ$) a las generatrices, para techos a una o dos aguas	Cualquiera	$10^\circ \leq \gamma \leq 15^\circ$	-0.3
			20°	-0.4
		≤ 0.1	$\geq 25^\circ$	-0.75
	≥ 0.3	-0.5		
	Paralela ($\theta = 90^\circ$) a las generatrices, para techos a una o dos aguas	≤ 1	Cualquiera	-0.5
$= 2$		-0.3		
≥ 4		-0.2		

La figura 2.2 del MDOC-CFE-2008, nos muestra como son denominados los muros (barlovento, sotavento y laterales) de acuerdo a la dirección del viento.

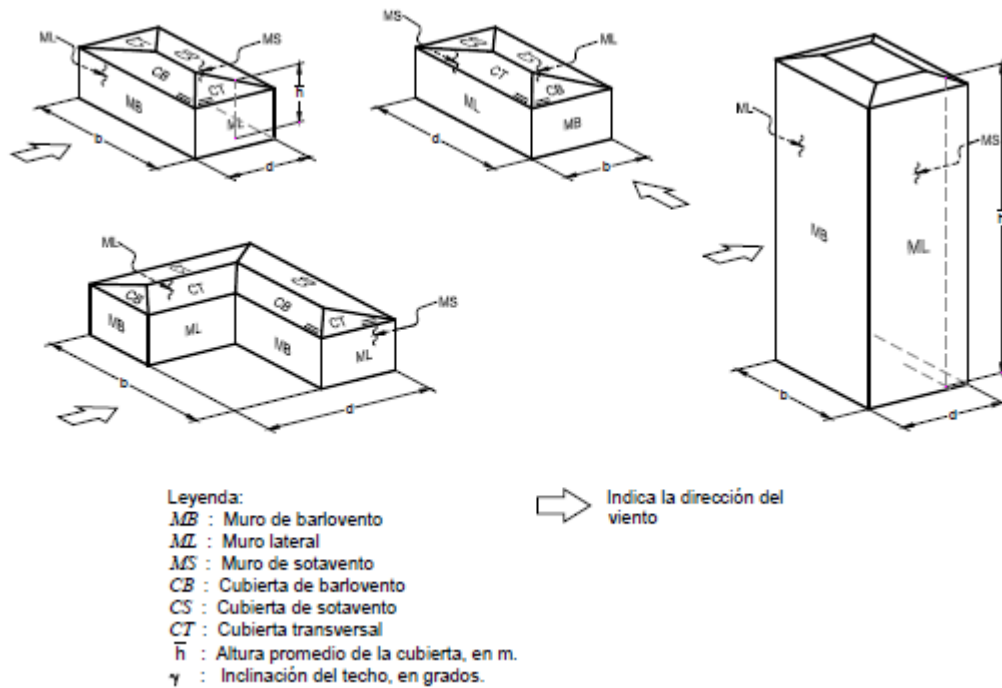


Figura 2.2. Definición de parámetros.

Tabla 2.11. Coeficiente de presión exterior C_{pe} , para zonas de muros laterales de construcciones con planta rectangular cerrada.

Distancia horizontal a lo largo de un muro lateral medida a partir de la arista común con el muro de barlovento	Coeficiente de presión exterior C_{pe}
de 0 a $1\bar{h}$	-0.65
de $1\bar{h}$ a $2\bar{h}$	-0.5
de $2\bar{h}$ a $3\bar{h}$	-0.3
$> 3\bar{h}$	-0.2

Para entender mejor la aplicación del C_{pe} para los muros laterales se muestra la figura 2.3 del MDOC-CFE-2008.

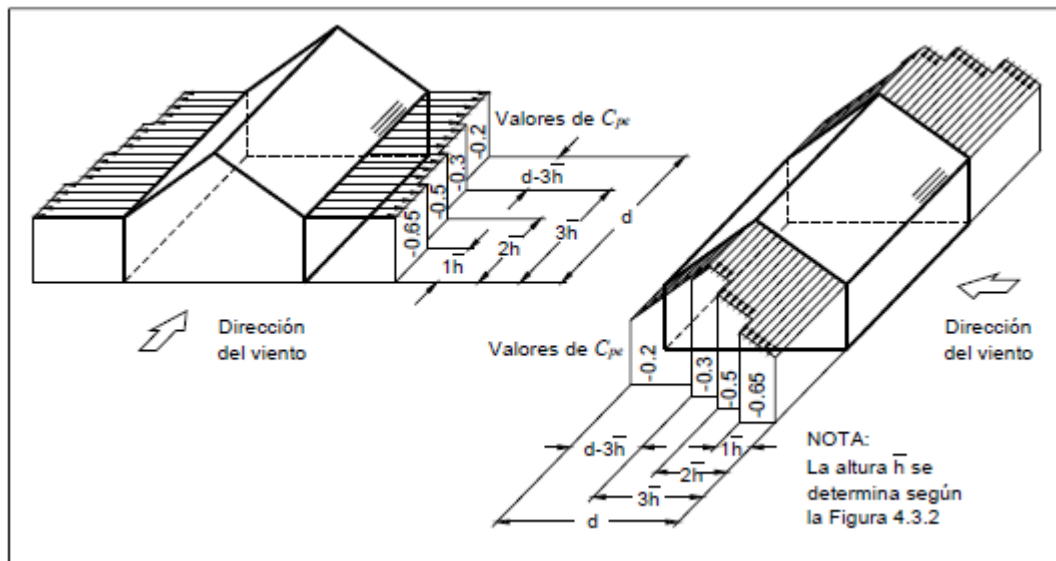


Figura 2.3. Definición de zonas de muros laterales para la aplicación de los coeficientes de presión exterior.

Los valores del factor de reducción K_A se indican en la Tabla 2.12 y sólo aplica a las presiones exteriores; este factor depende del área tributaria de diseño.

Tabla 2.12. Factor de reducción, K_A , para techos y muros laterales.

Área tributaria en m^2 A	Factor de reducción K_A
≤ 10	1.0
25	0.9
≥ 100	0.8

La presión exterior se verá afectada por el factor K_A cuando se diseñe la estructura principal que soporta techos y muros laterales. Este factor no interviene en el diseño de los muros de barlovento y sotavento, por lo tanto será igual a uno en estos casos.

Cuando se diseñe la estructura principal de la construcción o si se trata del muro de sotavento, el factor de presión local K_L será igual a uno.

Los parámetros adecuados para el diseño de las estructuras propuestas, se presentarán en el capítulo 4 del presente trabajo.

CAPÍTULO 3. DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS PROPUESTAS.

En este capítulo se describen las características de los 2 edificios estudiados en esta tesis, dadas por el dimensionamiento y materiales de los elementos estructurales. Estas estructuras fueron diseñadas para un uso de hotel de 10 niveles, en donde cada nivel cuenta con dos albercas de 7 x 6 m y una profundidad de 1.20 m. La planta de los edificios tiene forma de “L” y es la misma para todos los niveles. En la fig. 3.1 se muestra la planta y el perfil de los edificios, así como también, la ubicación de las albercas.

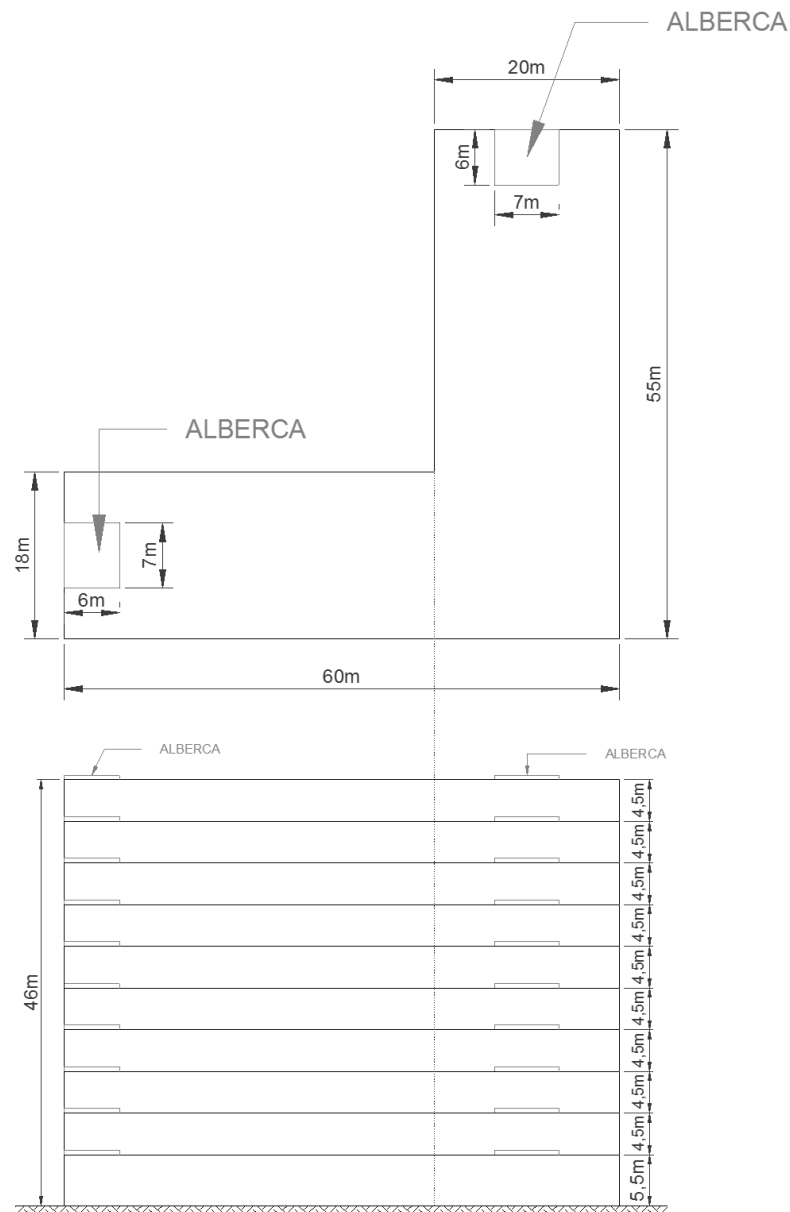


Figura 3.1. Vista en planta y de perfil de la estructura a diseñar.

3.1. Estructura de Acero.

Para esta estructura se propone utilizar columnas tipo cajón con dos cambios de sección. Del nivel 1 al 5, se propone que las columnas centrales (C1) sean de 60 x 60 cm y que las demás columnas (C2) sean de 60 x 50 cm, todas ellas con un espesor de 1 pulgada. A continuación, la fig. 3.2 presenta un esquema de cómo estarían distribuidas dichas columnas así como su orientación.

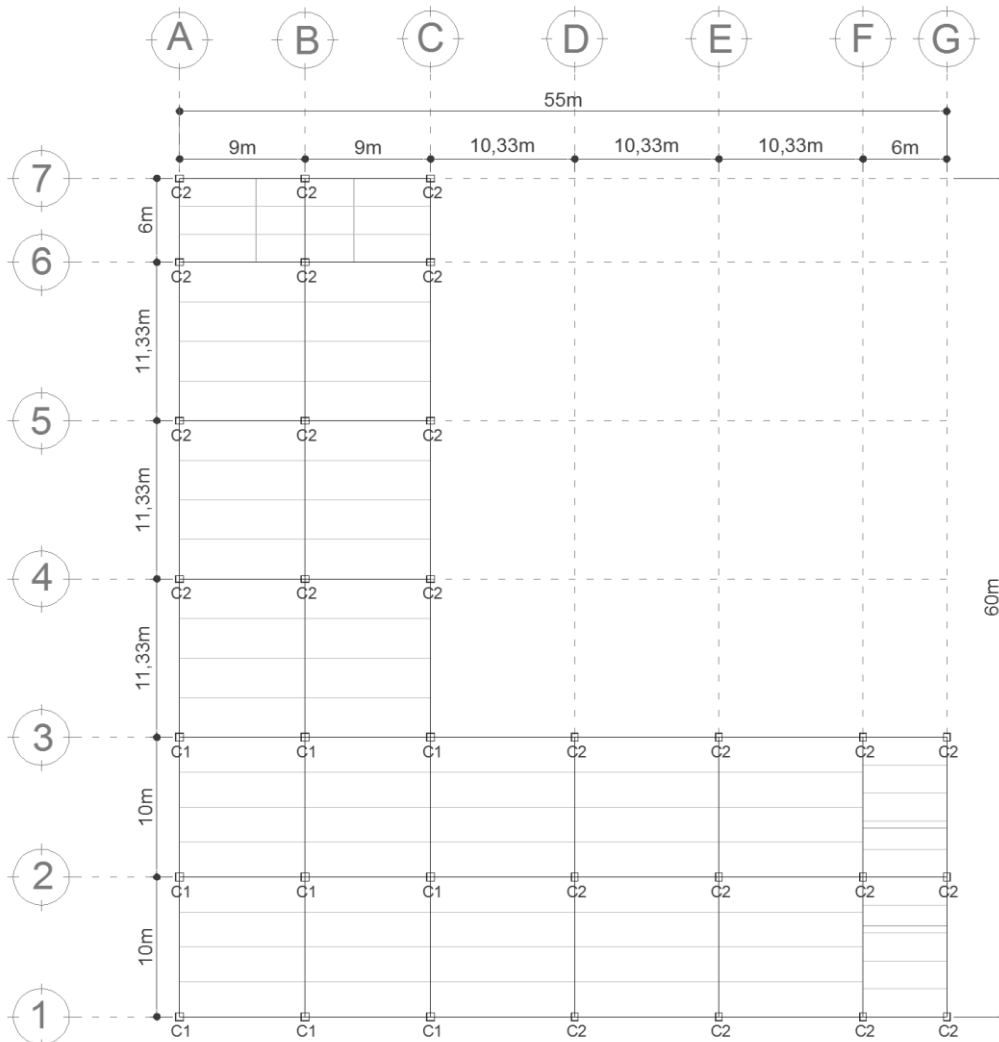


Figura 3.2. Columnas propuestas del nivel 1 al 5 para la estructura de acero.

Es de interés mencionar que estas dimensiones fueron derivadas de un proceso de optimización entre el análisis y diseño estructural.

Del nivel 6 al nivel 10, se proponen columnas de 60 x 40 cm de ½ pulgada, distribuidas como se muestra en la figura 3.3.

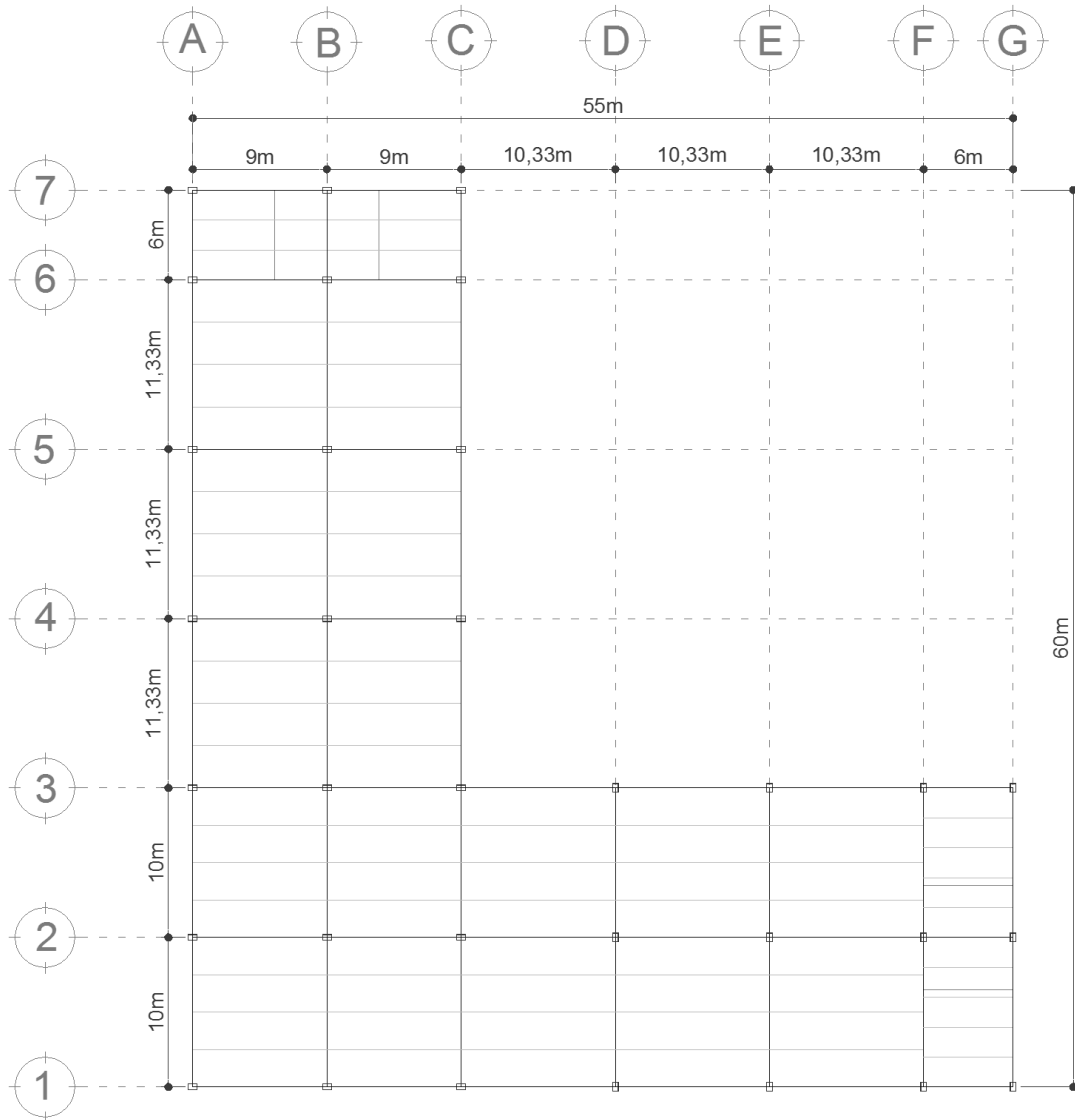


Figura 3.3. Columnas propuestas del nivel 6 al 10 para la estructura de acero.

La figura 3.4, muestra las dimensiones de cada tipo de columnas a utilizar para la estructura de acero.

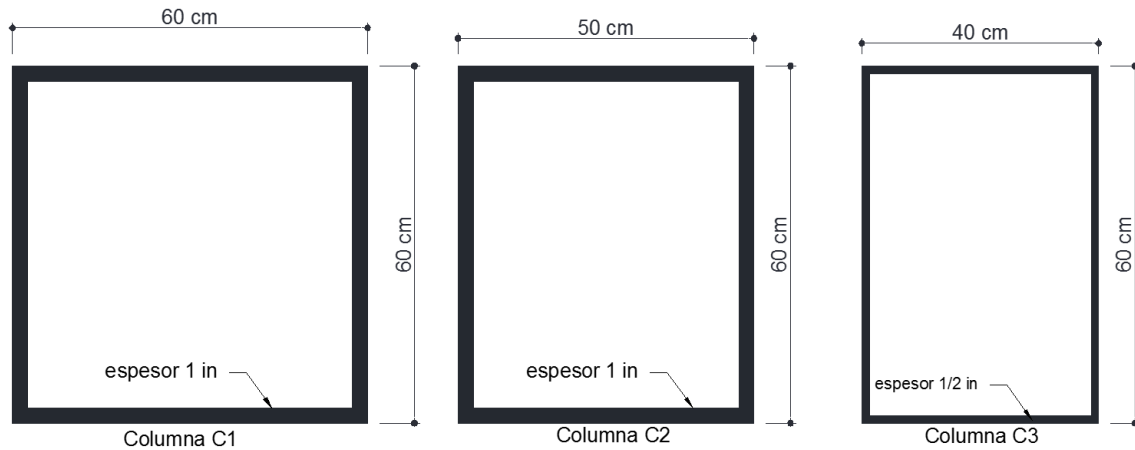


Figura 3.4. Sección transversal de las columnas de la estructura de acero.

Para las vigas principales se propone un perfil W21x101, sus dimensiones se muestran en la figura 3.5.

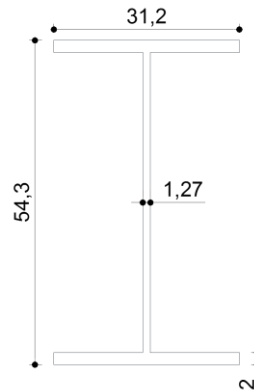


Figura 3.5. Dimensiones del perfil W21x101, dimensiones en cm.

El perfil que se propone para los largueros es un W14x48, cuyas dimensiones se muestran en la figura 3.6.

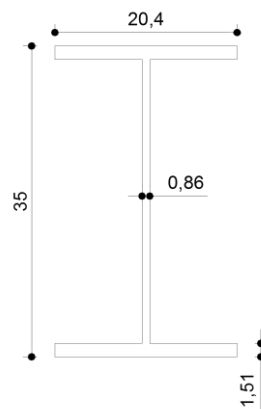


Figura 3.6. Dimensiones del perfil W14x48, dimensiones en cm.

El sistema de piso será a base de losacero, con un firme de concreto de 5 cm con un $f'c=250$ kg/cm². Se propone una losacero sección 4 de calibre 18, la cual tiene un peso de 12.59 Kg/m² (de acuerdo al manual del IMSA, ref. 6).

Para el área de albercas no se utilizará el sistema de losacero, sino que en esas áreas se utilizará una losa de concreto con un espesor de 20 cm, capaz de soportar grandes cargas.

Las albercas contarán con una plancha de concreto como base de 20 cm de espesor (además de los 20 cm de la losa), para poder realizar el armado de dicha alberca y en donde sus muros serán de 20 cm de espesor.

Cabe mencionar, que el acero a utilizar se trata de un A – 572 - 50 con un esfuerzo de fluencia $f_y=3515$ kg/cm².

3.2. Estructura de Concreto

Para la estructura de concreto se propone hacer 3 cambios de sección en las columnas, las cuales se describen a continuación.

Del nivel 1 al nivel 4, se proponen columnas de 110 x 110 cm para la parte central, éstas se encuentran entre los ejes 1, 2, 3 y A, B, C. Para las demás columnas se proponen dimensiones de 120x110 cm, y éstas están orientadas según a cómo podría favorecer a la estructura, esto es, colocar al eje fuerte de la columna perpendicular al lado débil de la estructura. La fig. 3.7 muestra cómo quedarían orientadas dichas columnas.

Del nivel 5 al nivel 7, se propone que las columnas centrales tengan una dimensión de 90 x 90 cm y que las demás columnas sean de 90 x 80 cm. La orientación de dichas columnas se muestra en la fig. 3.8.

Del nivel 8 al nivel 10 se propone que todas las columnas sean de 80 x 70 cm cómo se muestra en la fig. 3.9.

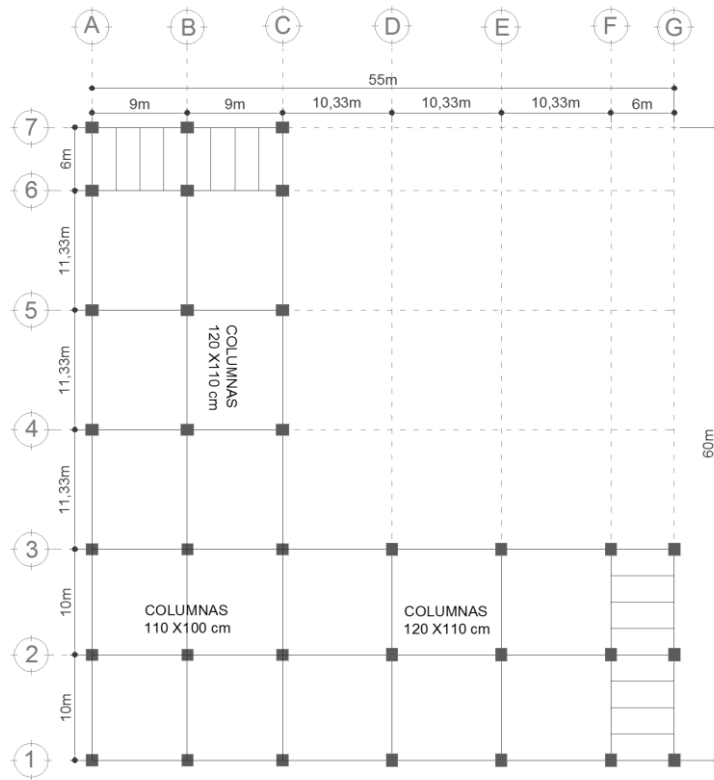


Figura 3.7. Columnas propuestas del nivel 1 al 4 para la estructura de concreto.

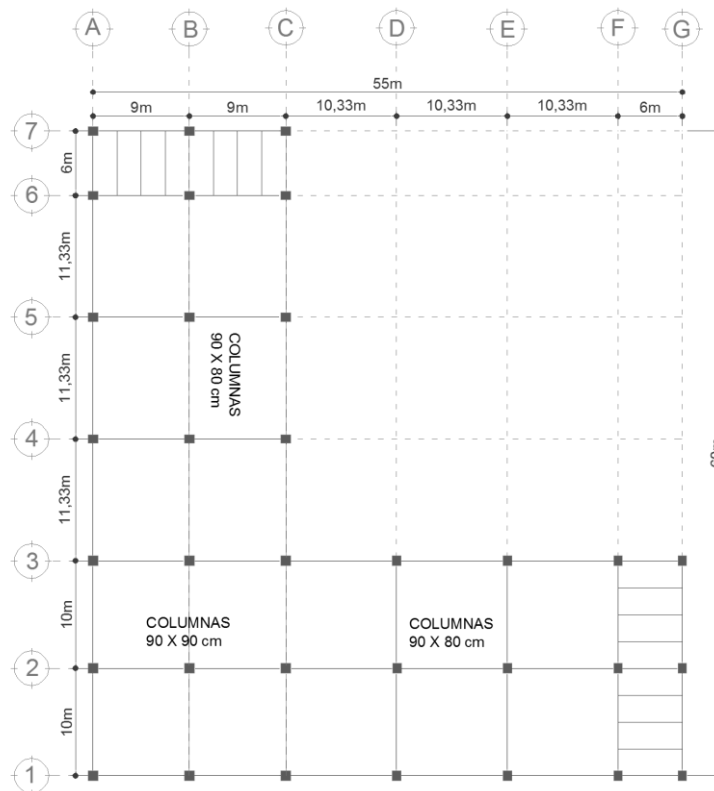


Figura 3.8. Columnas propuestas del nivel 5 al 7 para la estructura de concreto.

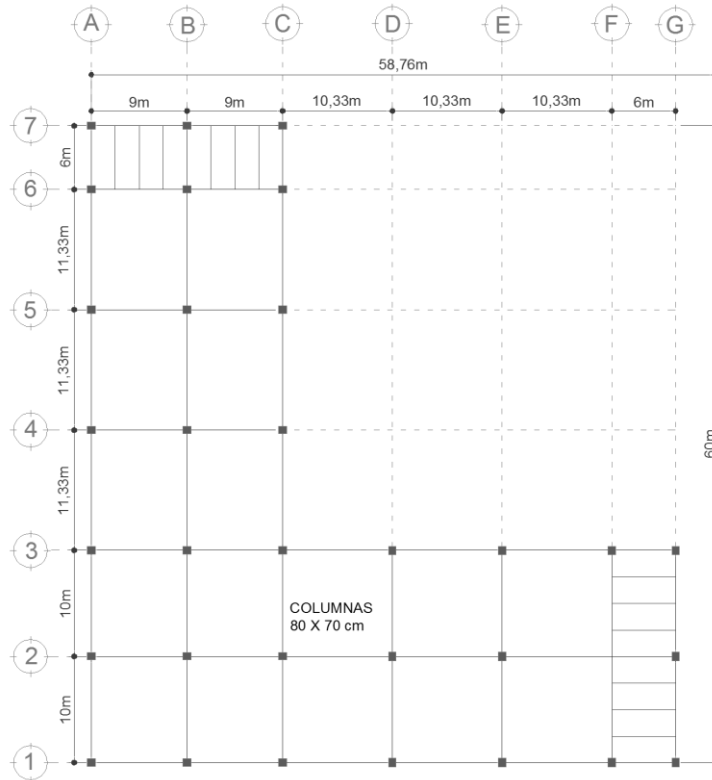


Figura 3.9. Columnas propuestas del nivel 8 al 10 para la estructura de concreto.

Las vigas principales se propone que sean de una sección de 80 x 40 cm. En el área de albercas se colocarán vigas secundarias, cuya sección se propone que también sea de 80 x 40 cm, esto para ayudar a cargar el gran peso que implica la alberca.

Debido a que se deben cubrir grandes claros, el sistema de piso se propone que sea de losa aligerada a base de casetones, cuyas dimensiones se presentan en la fig. 3.10.

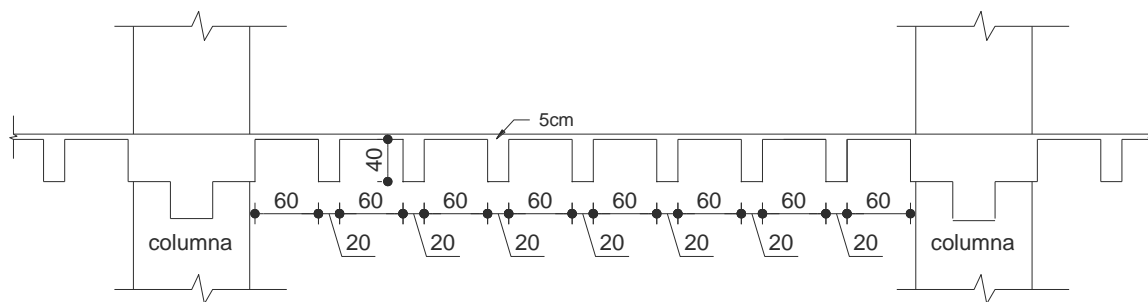


Figura 3.10. Elevación de losa aligerada, dimensiones en cm.

La distribución de los casetones en toda la planta se presenta en la figura 3.11.

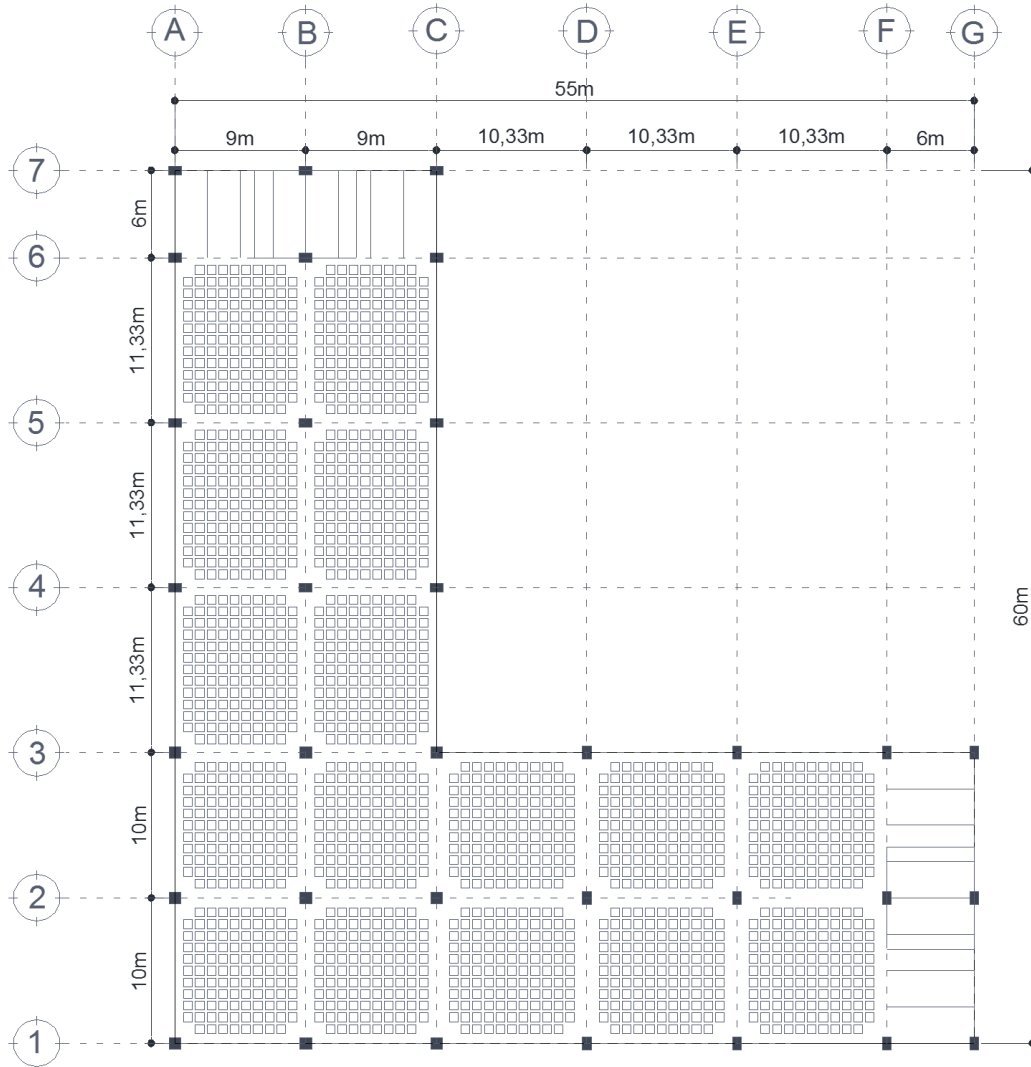


Figura 3.11. Distribución de casetones de losa aligerada.

Como se puede observar, en el área de albercas no hay sistema de losa aligerada, sino que en esa área se colocará una losa maciza de 20 cm de espesor.

Para la alberca ya no se colocará la plancha de 20cm de espesor como en el caso de la estructura de acero, sino que la misma losa servirá para el armado de la alberca y sus muros también serán de 20 cm.

En el modelo de la estructura de concreto, se colocará una losa con un espesor equivalente con la finalidad de simplificar el análisis, el modelo de la losa aligerada se realizó a parte para realizar el diseño de las nervaduras correspondiente y esto se mostrará en el capítulo 6 del presente trabajo. El cálculo de dicho espesor equivalente se realizó como se muestra a continuación:

$$PV_{\text{conc}} := 2.4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$$

$$W_{\text{losaaligerada}} := 671 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$PV_{\text{conc}} = \frac{W_{\text{conc}}}{V} = \frac{W_{\text{conc}}}{A \times \text{Espesor}}$$

$$\frac{W_{\text{conc}}}{A} = W_{\text{losaaligerada}}$$

$$\text{Espesor} := \frac{W_{\text{losaaligerada}}}{PV_{\text{conc}}} = 28\text{cm}$$

Por lo tanto el espesor equivalente de la losa en el modelo será de 28 cm.

Cabe mencionar, que el $f'c$ del concreto será de 350 Kg/cm².

CAPÍTULO 4. CRITERIO DE ANÁLISIS Y DISEÑO.

En este capítulo se establecerán los parámetros adecuados para el diseño por sismo y viento de ambas estructuras, de acuerdo a lo que se describió en el capítulo 2 del presente trabajo.

4.1. Diseño por sismo.

- Clasificación de la estructura según su destino.

De acuerdo a lo que se describe en la tabla 2.2, los hoteles entran dentro del grupo B, ya que se trata de una estructura que requiere un grado de seguridad convencional.

- Clasificación atendiendo a las características estructurales.

De acuerdo a lo descrito en la tabla 2.3, las estructuras a diseñar serían del Tipo 1, ya que aquí se clasifican a las estructuras de edificios comunes.

- Elección del factor de comportamiento sísmico (Q).

Para ambas estructuras se eligió un $Q=4$, lo que significa que se tratará de una estructura dúctil y por lo cual tendrá que cumplir con ciertos requisitos que fijan las normas técnicas para marcos dúctiles.

Es necesario verificar si las estructuras a diseñar son regulares o no, ya que si no lo son hay que aplicar un factor correctivo al factor Q.

Analizando las condiciones que se deben cumplir para que una estructura sea regular y que ya fueron explicadas en el capítulo 2, se puede ver que la condición 1 no se cumple debido a que ambas estructuras no son simétricas.

La relación entre la altura y la dimensión menor de la base es igual a 2.55, y ésta no debe rebasar los 2.55, por lo que se puede considerar que dicha condición sí se cumple.

La relación entre largo y ancho de la base es igual 1.09, por lo tanto cumple la 3ra condición de regularidad al no rebasar 2.5.

Como la estructura tiene salientes y estas rebasan el 20% de la dimensión en planta medida paralelamente a dichas salientes, la condición 4 no se cumple.

Las condiciones 5, 6, 7, 8 y 9, sí se cumplen debido a que se tiene un sistema de piso rígido y resistente, no se tienen aberturas en el sistema de piso o techo, el peso de cada nivel no es mayor que 110% ni menor que 70% del piso inmediato inferior y en todos los pisos todas las columnas están restringidas en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes.

Como no se cumplen al menos 2 condiciones de regularidad, el factor Q se tendrá que multiplicar por 0.8, quedando entonces $Q = 3.2$.

Para ambas estructuras, se utilizará un análisis dinámico, por lo que se debe construir el espectro de aceleraciones de diseño.

El municipio de Acapulco se localiza en la zona D de Guerrero y considerando que se construirá sobre un terreno tipo I, el reglamento de construcciones de dicho estado establece que el coeficiente sísmico es igual 0.50. De igual forma, establece que no hay una T_b mínima, T_b tiene un valor de 0.6 y r es igual a $\frac{1}{2}$.

Tomando en cuenta dichos valores, se procede a construir el espectro de aceleraciones (fig. 4.1) con las siguientes ecuaciones:

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

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

$$a = c \left(\frac{T_b}{T} \right)^r \quad \text{si } T > T_b$$

En donde a_0 es el coeficiente de aceleración del terreno, c es el coeficiente sísmico, T es el periodo natural de interés, T_b y T_a son periodos característicos que delimitan la meseta y r que es un exponente que define la parte curva del espectro de diseño.

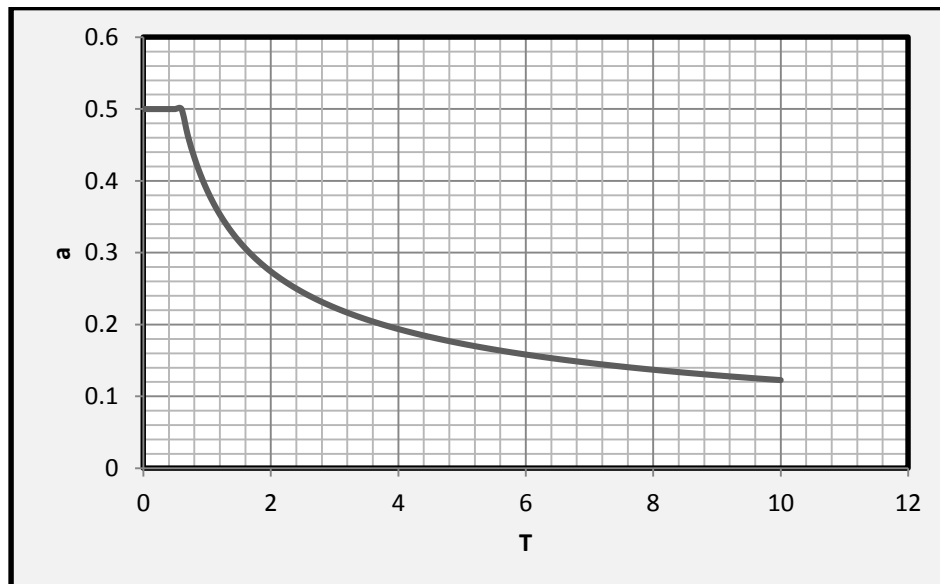


Figura 4.1. Espectro de aceleraciones.

Este espectro de diseño se introducirá al programa en el que se realizará el modelo estructural y, sirve para determinar las fuerzas laterales para las que se diseñará ambas

estructuras. Sus ordenadas serán reducidas por el Q' que ya fue definido anteriormente. Cabe mencionar, que para el cálculo de desplazamientos las ordenadas del espectro de diseño no se reducirán por el factor Q' .

Las aceleraciones verticales serán igual al 0.75 de las seleccionadas en la tabla 2.5. Por tanto, las cargas para el sismo vertical se calcularán de la siguiente forma:

$$SV = 0.75 * (CM + CV_{inst.}) * c$$

En donde:

SV es la carga de sismo vertical

CM es la carga muerta

CV_{inst} es la carga viva instantánea

C es el coeficiente sísmico

4.2. Diseño por viento.

- Clasificación de la estructura según su importancia.

De acuerdo con lo descrito en el capítulo 2, ambas estructuras entran dentro de la clasificación del grupo B, ya que los hoteles se encuentran dentro de dicho grupo.

- Clasificación de la estructura según su respuesta ante la acción del viento.

Para poder clasificar a la estructura, es necesario calcular la relación de esbeltez, definida como la relación entre la altura y la menor dimensión en planta.

La altura de la estructura es de 46 m y la dimensión menor es de 18 m, por lo que la relación de esbeltez queda de la siguiente forma:

$$\lambda := \frac{46\text{m}}{18\text{m}} = 2.556$$

Como relación de esbeltez es menor a 5, y de acuerdo a lo que se describió en el capítulo 2, la estructura puede clasificarse dentro del Tipo 1.

- Velocidad básica de diseño (V_D)

Como ya se vio, esta velocidad se obtiene con la siguiente ecuación:

$$V_D = F_T \cdot F_{rz} \cdot V_R$$

Para determinar la velocidad básica de diseño primero se debe determinar la categoría del terreno. Como la estructura estará ubicada en una zona costera, ésta pertenece a la categoría 1, según lo descrito en el capítulo 2.

Para el cálculo del factor de exposición, F_{rz} , se debe determinar los valores de α , δ y c de acuerdo a la categoría del terreno. A la categoría 1 le corresponden:

$$\alpha := 0.099 \quad \delta := 245\text{m} \quad c := 1.137$$

Recordemos que para el cálculo de este factor existen 3 expresiones, ya que éste establece la variación del viento con la altura:

$$F_{rZ} = c \quad \text{si } z \leq 10$$
$$F_{rZ} = c \cdot \left(\frac{z}{10} \right)^\alpha \quad \text{si } 10 < z < d$$
$$F_{rZ} = c \cdot \left(\frac{\delta}{10} \right)^\alpha \quad \text{si } z \geq \delta$$

Para el factor de topografía F_T , tomando en cuenta que es un sitio normal, toma el valor de uno, de acuerdo a la Tabla 2.8.

Para determinar la velocidad regional, se consultará el mapa de isotacas del MDOC-CFE-2008, para un periodo de retorno de 50 años, ya que así lo establece el RCMA- 2002

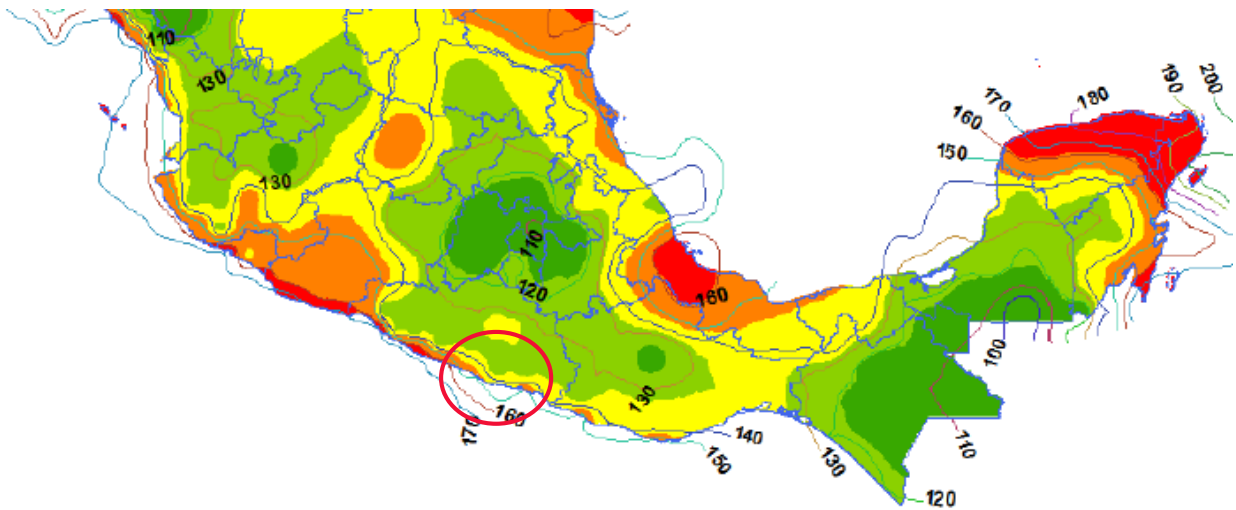


Figura 4.2. Mapa de Isotacas regionales para un periodo de retorno de 50 años.

Como se puede observar en el mapa, a Acapulco le corresponde una velocidad regional de aproximadamente 150 km/h. Además el RCMA- 2002 también determina que la velocidad de viento se tomará de 150 km/h.

Teniendo ya definidos todos los parámetros necesarios para el cálculo de la velocidad de diseño, a continuación se presenta una tabla con los valores del factor de exposición y la velocidad de diseño para cada nivel.

Tabla 4.1. Velocidad de diseño correspondiente a cada nivel

Nivel	z (m)	F _{rz}	V _D [km/h]
N1	5.5	1.1370	170.550
N2	10	1.1370	170.550
N3	14.5	1.1796	176.940
N4	19	1.2116	181.739
N5	23.5	1.2374	185.604
N6	28	1.2590	188.851
N7	32.5	1.2777	191.659
N8	37	1.2942	194.135
N9	41.5	1.3090	196.353
N10	46	1.3224	198.365

➤ Presión dinámica base (q_z)

Ésta se determina con la siguiente expresión:

$$q_z = 0.0048 \cdot G \cdot V_D^2 \quad \text{en kg/m}^2$$

Para obtener el valor de G, es necesario determinar la temperatura ambiental y la presión barométrica de Acapulco. Según la página del gobierno del estado de Guerrero, la temperatura media anual (τ) es de 28°C y tiene una altitud de 20 msnm. Considerando que Acapulco se encuentra prácticamente al nivel de mar, tomaremos que la presión barométrica (Ω) es igual a 760 mm de Hg. Teniendo así los parámetros necesarios, se procede a calcular el valor de G de la siguiente forma:

$$G = \frac{0.392\Omega}{273 + \tau} \quad \longrightarrow \quad G := \frac{0.392 \times 760}{273 + 28} = 0.9898$$

Teniendo ya definido el valor de G, a continuación se procede al cálculo de la presión dinámica de base correspondiente para cada nivel (tabla 4.2).

Tabla 4.2. Presión dinámica base correspondiente a cada nivel.

Nivel	V _D [km/h]	q _z [kg/m ²]
N1	170.550	138.190
N2	170.550	138.190
N3	176.940	148.740
N4	181.739	156.917
N5	185.604	163.663
N6	188.851	169.440
N7	191.659	174.514
N8	194.135	179.053
N9	196.353	183.169
N10	198.365	186.941

Para evaluar las fuerzas inducidas a la estructura a causa del viento, el procedimiento a seguir será el de análisis estático, ya que éste se aplica a estructuras pertenecientes al Tipo 1.

Las fuerzas estáticas que se ejercen sobre muros y techos se calculan, como ya se explicó anteriormente, con la siguiente expresión:

$$F_{es} = (p_e - p_i) \cdot A_z$$

Como la estructura no contará con aberturas considerables para el paso del flujo del viento, las presiones interiores no se considerarán para el cálculo de dichas fuerzas.

El cálculo de las presiones exteriores se calcula de la siguiente manera:

$$p_e = C_{pe} \cdot K_A \cdot K_L \cdot q_z$$

En donde el valor del factor de reducción de área (K_A) es igual a uno cuando se calcula el muro de barlovento y sotavento, y cuando se trata de los muros laterales toma el valor en función de su área tributaria. El factor de presión local (K_L) toma el valor de la unidad cuando se diseña la estructura principal. Los valores del coeficiente de presión exterior (C_{pe}) van de acuerdo a si el muro se trata de barlovento, sotavento o muro lateral, y estos a su vez son denominados de acuerdo a la dirección del viento.

A continuación se procede a realizar el cálculo de las presiones exteriores en cuatro posibles direcciones de flujo de viento, para cada una de ellas se explicará que valores corresponden a cada factor y coeficiente para el cálculo de las presiones exteriores.

La primera dirección de flujo de viento a analizar se muestra en la figura 4.3.

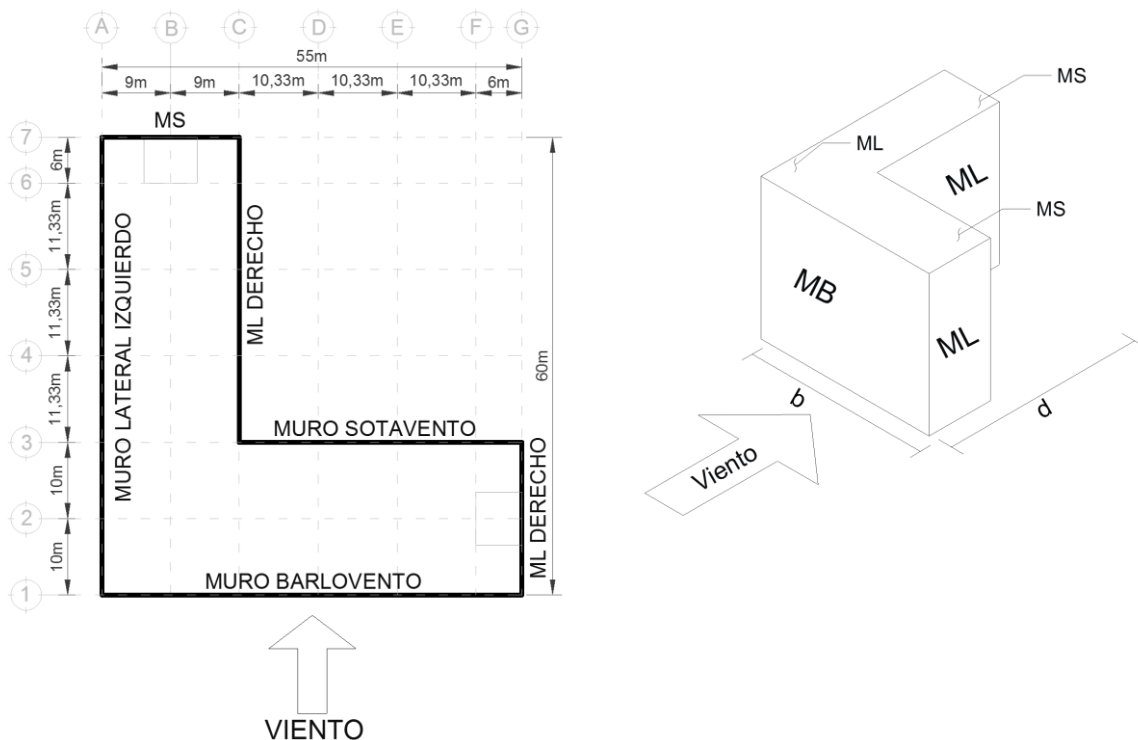


Figura 4.3. Definición de los muros de acuerdo a la primera dirección del flujo de viento a analizar

Tabla 4.3. Presiones ejercidas por el viento sobre el muro de barlovento.

Nivel 1			Nivel 2			Nivel 3		
q_z	138.19	[kg/m ²]	q_z	138.19	[kg/m ²]	q_z	148.74	[kg/m ²]
p_e	110.55	[kg/m ²]	p_e	110.55	[kg/m ²]	p_e	118.99	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]	Eje	B[m]	W [kg/m]	Eje	B[m]	W [kg/m]
A	4.50	497.49	A	4.50	497.49	A	4.50	535.47
B	9.00	994.97	B	9.00	994.97	B	9.00	1070.93
C	9.67	1068.67	C	9.67	1068.67	C	9.67	1150.26
D	10.33	1142.37	D	10.33	1142.37	D	10.33	1229.59
E	10.33	1142.37	E	10.33	1142.37	E	10.33	1229.59
F	8.17	902.84	F	8.17	902.84	F	8.17	971.77
G	3.00	331.66	G	3.00	331.66	G	3.00	356.98

Nivel 4			Nivel 5			Nivel 6		
q_z	156.92	[kg/m ²]	q_z	163.66	[kg/m ²]	q_z	169.44	[kg/m ²]
p_e	125.53	[kg/m ²]	p_e	130.93	[kg/m ²]	p_e	135.55	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]	Eje	B[m]	W [kg/m]	Eje	B[m]	W [kg/m]
A	4.50	564.90	A	4.50	589.19	A	4.50	609.98
B	9.00	1129.81	B	9.00	1178.37	B	9.00	1219.97
C	9.67	1213.49	C	9.67	1265.66	C	9.67	1310.33
D	10.33	1297.18	D	10.33	1352.94	D	10.33	1400.70
E	10.33	1297.18	E	10.33	1352.94	E	10.33	1400.70
F	8.17	1025.19	F	8.17	1069.26	F	8.17	1107.01
G	3.00	376.60	G	3.00	392.79	G	3.00	406.66

Nivel 7			Nivel 8			Nivel 9		
q_z	174.51	[kg/m ²]	q_z	179.05	[kg/m ²]	q_z	183.17	[kg/m ²]
p_e	139.61	[kg/m ²]	p_e	143.24	[kg/m ²]	p_e	146.53	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]	Eje	B[m]	W [kg/m]	Eje	B[m]	W [kg/m]
A	4.50	628.25	A	4.50	644.59	A	4.50	659.41
B	9.00	1256.50	B	9.00	1289.18	B	9.00	1318.81
C	9.67	1349.58	C	9.67	1384.68	C	9.67	1416.50
D	10.33	1442.65	D	10.33	1480.17	D	10.33	1514.19
E	10.33	1442.65	E	10.33	1480.17	E	10.33	1514.19
F	8.17	1140.16	F	8.17	1169.81	F	8.17	1196.70
G	3.00	418.83	G	3.00	429.73	G	3.00	439.60

Nivel 10		
q_z	186.94	[kg/m ²]
p_e	149.55	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]
A	4.50	672.99
B	9.00	1345.97
C	9.67	1445.67
D	10.33	1545.38
E	10.33	1545.38
F	8.17	1221.35
G	3.00	448.66

Tabla 4.4. Presiones ejercidas por el viento sobre el muro de sotavento.

Nivel 1			Nivel 2			Nivel 3		
q_z	138.19	[kg/m ²]	q_z	138.19	[kg/m ²]	q_z	148.74	[kg/m ²]
p_e	-66.58	[kg/m ²]	p_e	-66.58	[kg/m ²]	p_e	-71.67	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]	Eje	B[m]	W [kg/m]	Eje	B[m]	W [kg/m]
A	4.50	-299.62	A	4.50	-299.62	A	4.50	-322.50
B	9.00	-599.24	B	9.00	-599.24	B	9.00	-644.99
C	4.50	-299.62	C	4.50	-299.62	C	4.50	-322.50
C'	5.17	-344.01	C'	5.17	-344.01	C'	5.17	-370.27
D	10.33	-688.02	D	10.33	-688.02	D	10.33	-740.55
E	10.33	-688.02	E	10.33	-688.02	E	10.33	-740.55
F	8.17	-543.76	F	8.17	-543.76	F	8.17	-585.27
G	3.00	-199.75	G	3.00	-199.75	G	3.00	-215.00

Nivel 4			Nivel 5			Nivel 6		
q_z	156.92	[kg/m ²]	q_z	163.66	[kg/m ²]	q_z	169.44	[kg/m ²]
p_e	-75.61	[kg/m ²]	p_e	-78.86	[kg/m ²]	p_e	-81.64	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]	Eje	B[m]	W [kg/m]	Eje	B[m]	W [kg/m]
A	4.50	-340.23	A	4.50	-354.85	A	4.50	-367.38
B	9.00	-680.45	B	9.00	-709.70	B	9.00	-734.75
C	4.50	-340.23	C	4.50	-354.85	C	4.50	-367.38
C'	5.17	-390.63	C'	5.17	-407.42	C'	5.17	-421.80
D	10.33	-781.26	D	10.33	-814.84	D	10.33	-843.60
E	10.33	-781.26	E	10.33	-814.84	E	10.33	-843.60
F	8.17	-617.45	F	8.17	-643.99	F	8.17	-666.72
G	3.00	-226.82	G	3.00	-236.57	G	3.00	-244.92

Nivel 7		
q_z	174.51	[kg/m ²]
p_e	-84.08	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]
A	4.50	-378.38
B	9.00	-756.76
C	4.50	-378.38
C'	5.17	-434.43
D	10.33	-868.87
E	10.33	-868.87
F	8.17	-686.69
G	3.00	-252.25

Nivel 8		
q_z	179.05	[kg/m ²]
p_e	-86.27	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]
A	4.50	-388.22
B	9.00	-776.44
C	4.50	-388.22
C'	5.17	-445.73
D	10.33	-891.47
E	10.33	-891.47
F	8.17	-704.55
G	3.00	-258.81

Nivel 9		
q_z	183.17	[kg/m ²]
p_e	-88.25	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]
A	4.50	-397.14
B	9.00	-794.29
C	4.50	-397.14
C'	5.17	-455.98
D	10.33	-911.96
E	10.33	-911.96
F	8.17	-720.74
G	3.00	-264.76

Nivel 10		
q_z	186.94	[kg/m ²]
p_e	-90.07	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]
A	4.50	-405.32
B	9.00	-810.64
C	4.50	-405.32
C'	5.17	-465.37
D	10.33	-930.74
E	10.33	-930.74
F	8.17	-735.58
G	3.00	-270.21

Para el cálculo de los muros lateral izquierdo y derecho, es necesario tomar en cuenta un factor de reducción por área (K_A) que depende del área tributaria, por lo que para hacer un cálculo más rápido y preciso, se realizó una regresión lineal de acuerdo a la tabla 2.12 quedando la siguiente ecuación:

$$K_A = 0.987096 - 1.9538 * 10^{-3} * A_T$$

Como ya se explicó en el capítulo 2, los valores del coeficiente de presión externa para estos muros, varían de acuerdo a la distancia horizontal y se determinan en función a la altura del edificio (fig. 2.3). De 0 a 1h el coeficiente tiene un valor de -0.65 y de 1h a 2h de -0.5. En este caso, (teniendo en cuenta que $h=26$ m) a los ejes de 1, 2, 3, 4 y una parte del 5 les corresponde el coeficiente de -0.65, y a los restantes el del -0.5.

Tomando en cuenta lo dicho anteriormente, en las tablas 4.5 y 4.6, se presentan los resultados para los muros laterales

Tabla 4.5. Presiones ejercidas por el viento sobre el muro lateral izquierdo.

Nivel 1		
qz	138.19	[kg/m ²]
h	5	m

Nivel 2		
qz	138.19	[kg/m ²]
h	4.5	m

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
1	5.00	25.00	0.94	-84.28	-421.40
2	10.00	50.00	0.89	-79.89	-798.93
3	10.67	53.33	0.88	-79.31	-845.96
4	11.33	56.67	0.88	-78.72	-892.20
5	9.00	45.00	0.90	-80.77	-726.93

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
1	5.00	22.50	0.94	-84.72	-423.59
2	10.00	45.00	0.90	-80.77	-807.71
3	10.67	48.00	0.89	-80.24	-855.94
4	11.33	51.00	0.89	-79.72	-903.47
5	9.00	40.50	0.91	-81.56	-734.04

5	2.33	11.67	0.96	-66.63	-155.47
6	8.67	43.33	0.90	-62.36	-540.42
7	3.00	15.00	0.96	-66.18	-198.54

5	2.33	10.50	0.97	-66.79	-155.84
6	8.67	39.00	0.91	-62.94	-545.49
7	3.00	13.50	0.96	-66.38	-199.15

Nivel 3		
qz	148.74	[kg/m ²]
h	4.5	m

Nivel 4		
qz	156.92	[kg/m ²]
h	4.5	m

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
1	5.00	22.50	0.94	-91.19	-455.93
2	10.00	45.00	0.90	-86.94	-869.37
3	10.67	48.00	0.89	-86.37	-921.28
4	11.33	51.00	0.89	-85.80	-972.44
5	9.00	40.50	0.91	-87.79	-790.08

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
1	5.00	22.50	0.94	-96.20	-480.99
2	10.00	45.00	0.90	-91.72	-917.16
3	10.67	48.00	0.89	-91.12	-971.93
4	11.33	51.00	0.89	-90.52	-1025.90
5	9.00	40.50	0.91	-92.61	-833.51

5	2.33	10.50	0.97	-71.89	-167.73
6	8.67	39.00	0.91	-67.75	-587.13
7	3.00	13.50	0.96	-71.45	-214.35

5	2.33	10.50	0.97	-75.84	-176.95
6	8.67	39.00	0.91	-71.47	-619.41
7	3.00	13.50	0.96	-75.38	-226.13

Nivel 5		
qz	163.66	[kg/m ²]
h	4.5	m

Nivel 6		
qz	169.44	[kg/m ²]
h	4.5	m

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
1	5.00	22.50	0.94	-100.33	-501.67
2	10.00	45.00	0.90	-95.66	-956.59
3	10.67	48.00	0.89	-95.04	-1013.71
4	11.33	51.00	0.89	-94.41	-1070.00
5	9.00	40.50	0.91	-96.59	-869.34

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
1	5.00	22.50	0.94	-103.87	-519.37
2	10.00	45.00	0.90	-99.04	-990.35
3	10.67	48.00	0.89	-98.39	-1049.49
4	11.33	51.00	0.89	-97.74	-1107.77
5	9.00	40.50	0.91	-100.00	-900.03

5	2.33	10.50	0.97	-79.10	-184.56
6	8.67	39.00	0.91	-74.54	-646.03
7	3.00	13.50	0.96	-78.62	-235.85

5	2.33	10.50	0.97	-81.89	-191.08
6	8.67	39.00	0.91	-77.17	-668.84
7	3.00	13.50	0.96	-81.39	-244.18

Nivel 7		
qz	174.51	[kg/m ²]
h	4.5	m

Nivel 8		
qz	179.05	[kg/m ²]
h	4.5	m

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
1	5.00	22.50	0.94	-106.99	-534.93
2	10.00	45.00	0.90	-102.00	-1020.01
3	10.67	48.00	0.89	-101.34	-1080.92
4	11.33	51.00	0.89	-100.67	-1140.95
5	9.00	40.50	0.91	-103.00	-926.98

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
1	5.00	22.50	0.94	-109.77	-548.84
2	10.00	45.00	0.90	-104.65	-1046.54
3	10.67	48.00	0.89	-103.97	-1109.04
4	11.33	51.00	0.89	-103.29	-1170.62
5	9.00	40.50	0.91	-105.68	-951.09

5	2.33	10.50	0.97	-84.34	-196.80
6	8.67	39.00	0.91	-79.49	-688.87
7	3.00	13.50	0.96	-83.83	-251.49

5	2.33	10.50	0.97	-86.54	-201.92
6	8.67	39.00	0.91	-81.55	-706.79
7	3.00	13.50	0.96	-86.01	-258.03

Nivel 9		
qz	183.17	[kg/m ²]
h	4.5	m

Nivel 10		
qz	186.94	[kg/m ²]
h	4.5	m

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
1	5.00	22.50	0.94	-112.29	-561.46
2	10.00	45.00	0.90	-107.06	-1070.60
3	10.67	48.00	0.89	-106.36	-1134.53
4	11.33	51.00	0.89	-105.66	-1197.53
5	9.00	40.50	0.91	-108.11	-972.96

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
1	5.00	22.50	0.94	-114.60	-573.02
2	10.00	45.00	0.90	-109.26	-1092.64
3	10.67	48.00	0.89	-108.55	-1157.89
4	11.33	51.00	0.89	-107.84	-1222.19
5	9.00	40.50	0.91	-110.33	-992.99

5	2.33	10.50	0.97	-88.52	-206.56
6	8.67	39.00	0.91	-83.43	-723.03
7	3.00	13.50	0.96	-87.99	-263.96

5	2.33	10.50	0.97	-90.35	-210.81
6	8.67	39.00	0.91	-85.14	-737.92
7	3.00	13.50	0.96	-89.80	-269.40

Tabla 4.6. Presiones ejercidas por el viento sobre el muro lateral derecho.

Nivel 1		
qz	138.19	[kg/m ²]
h	5	m

Nivel 2		
qz	138.19	[kg/m ²]
h	4.5	m

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
1	5.00	25.00	0.94	-84.28	-421.40
2	10.00	50.00	0.89	-79.89	-798.93
3	5.00	25.00	0.94	-84.28	-421.40
3'	5.67	28.33	0.93	-83.69	-474.27
4	11.33	56.67	0.88	-78.72	-892.20
5	9.00	45.00	0.90	-80.77	-726.93

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
1	5.00	22.50	0.94	-84.72	-423.59
2	10.00	45.00	0.90	-80.77	-807.71
3	5.00	22.50	0.94	-84.72	-423.59
3'	5.67	25.50	0.94	-84.19	-477.08
4	11.33	51.00	0.89	-79.72	-903.47
5	9.00	40.50	0.91	-81.56	-734.04

5	2.33	11.67	0.96	-66.63	-155.47
6	8.67	43.33	0.90	-62.36	-540.42
7	3.00	15.00	0.96	-66.18	-198.54

5	2.33	10.50	0.97	-66.79	-155.84
6	8.67	39.00	0.91	-62.94	-545.49
7	3.00	13.50	0.96	-66.38	-199.15

Nivel 3		
qz	148.74	[kg/m ²]
h	4.5	m

Nivel 4		
qz	156.92	[kg/m ²]
h	4.5	m

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
1	5.00	22.50	0.94	-91.19	-455.93
2	10.00	45.00	0.90	-86.94	-869.37
3	5.00	22.50	0.94	-91.19	-455.93
3'	5.67	25.50	0.94	-90.62	-513.51
4	11.33	51.00	0.89	-85.80	-972.44
5	9.00	40.50	0.91	-87.79	-790.08

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
1	5.00	22.50	0.94	-96.20	-480.99
2	10.00	45.00	0.90	-91.72	-917.16
3	5.00	22.50	0.94	-96.20	-480.99
3'	5.67	25.50	0.94	-95.60	-541.74
4	11.33	51.00	0.89	-90.52	-1025.90
5	9.00	40.50	0.91	-92.61	-833.51

5	2.33	10.50	0.97	-71.89	-167.73
6	8.67	39.00	0.91	-67.75	-587.13
7	3.00	13.50	0.96	-71.45	-214.35

5	2.33	10.50	0.97	-75.84	-176.95
6	8.67	39.00	0.91	-71.47	-619.41
7	3.00	13.50	0.96	-75.38	-226.13

Nivel 5		
qz	163.66	[kg/m ²]
h	4.5	m

Nivel 6		
qz	169.44	[kg/m ²]
h	4.5	m

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
1	5.00	22.50	0.94	-100.33	-501.67
2	10.00	45.00	0.90	-95.66	-956.59
3	5.00	22.50	0.94	-100.33	-501.67
3'	5.67	25.50	0.94	-99.71	-565.02
4	11.33	51.00	0.89	-94.41	-1070.00
5	9.00	40.50	0.91	-96.59	-869.34

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
1	5.00	22.50	0.94	-103.87	-519.37
2	10.00	45.00	0.90	-99.04	-990.35
3	5.00	22.50	0.94	-103.87	-519.37
3'	5.67	25.50	0.94	-103.23	-584.97
4	11.33	51.00	0.89	-97.74	-1107.77
5	9.00	40.50	0.91	-100.00	-900.03

5	2.33	10.50	0.97	-79.10	-184.56
6	8.67	39.00	0.91	-74.54	-646.03
7	3.00	13.50	0.96	-78.62	-235.85

5	2.33	10.50	0.97	-81.89	-191.08
6	8.67	39.00	0.91	-77.17	-668.84
7	3.00	13.50	0.96	-81.39	-244.18

Nivel 7		
qz	174.51	[kg/m ²]
h	4.5	m

Nivel 8		
qz	179.05	[kg/m ²]
h	4.5	m

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
1	5.00	22.50	0.94	-106.99	-534.93
2	10.00	45.00	0.90	-102.00	-1020.01
3	5.00	22.50	0.94	-106.99	-534.93
3'	5.67	25.50	0.94	-106.32	-602.49
4	11.33	51.00	0.89	-100.67	-1140.95
5	9.00	40.50	0.91	-103.00	-926.98

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
1	5.00	22.50	0.94	-109.77	-548.84
2	10.00	45.00	0.90	-104.65	-1046.54
3	5.00	22.50	0.94	-109.77	-548.84
3'	5.67	25.50	0.94	-109.09	-618.16
4	11.33	51.00	0.89	-103.29	-1170.62
5	9.00	40.50	0.91	-105.68	-951.09

5	2.33	10.50	0.97	-84.34	-196.80
6	8.67	39.00	0.91	-79.49	-688.87
7	3.00	13.50	0.96	-83.83	-251.49

5	2.33	10.50	0.97	-86.54	-201.92
6	8.67	39.00	0.91	-81.55	-706.79
7	3.00	13.50	0.96	-86.01	-258.03

Nivel 9		
qz	183.17	[kg/m ²]
h	4.5	m

Nivel 10		
qz	186.941	[kg/m ²]
h	4.5	m

Eje	B [m]	A _r [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
1	5.00	22.50	0.94	-112.29	-561.46
2	10.00	45.00	0.90	-107.06	-1070.60
3	5.00	22.50	0.94	-112.29	-561.46
3'	5.67	25.50	0.94	-111.59	-632.37
4	11.33	51.00	0.89	-105.66	-1197.53
5	9.00	40.50	0.91	-108.11	-972.96

Eje	B [m]	A _r [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
1	5.00	22.50	0.94	-114.60	-573.02
2	10.00	45.00	0.90	-109.26	-1092.64
3	5.00	22.50	0.94	-114.60	-573.02
3'	5.67	25.50	0.94	-113.89	-645.39
4	11.33	51.00	0.89	-107.84	-1222.19
5	9.00	40.50	0.91	-110.33	-992.99

5	2.33	10.50	0.97	-88.52	-206.56
6	8.67	39.00	0.91	-83.43	-723.03
7	3.00	13.50	0.96	-87.99	-263.96

5	2.33	10.50	0.97	-90.35	-210.81
6	8.67	39.00	0.91	-85.14	-737.92
7	3.00	13.50	0.96	-89.80	-269.40

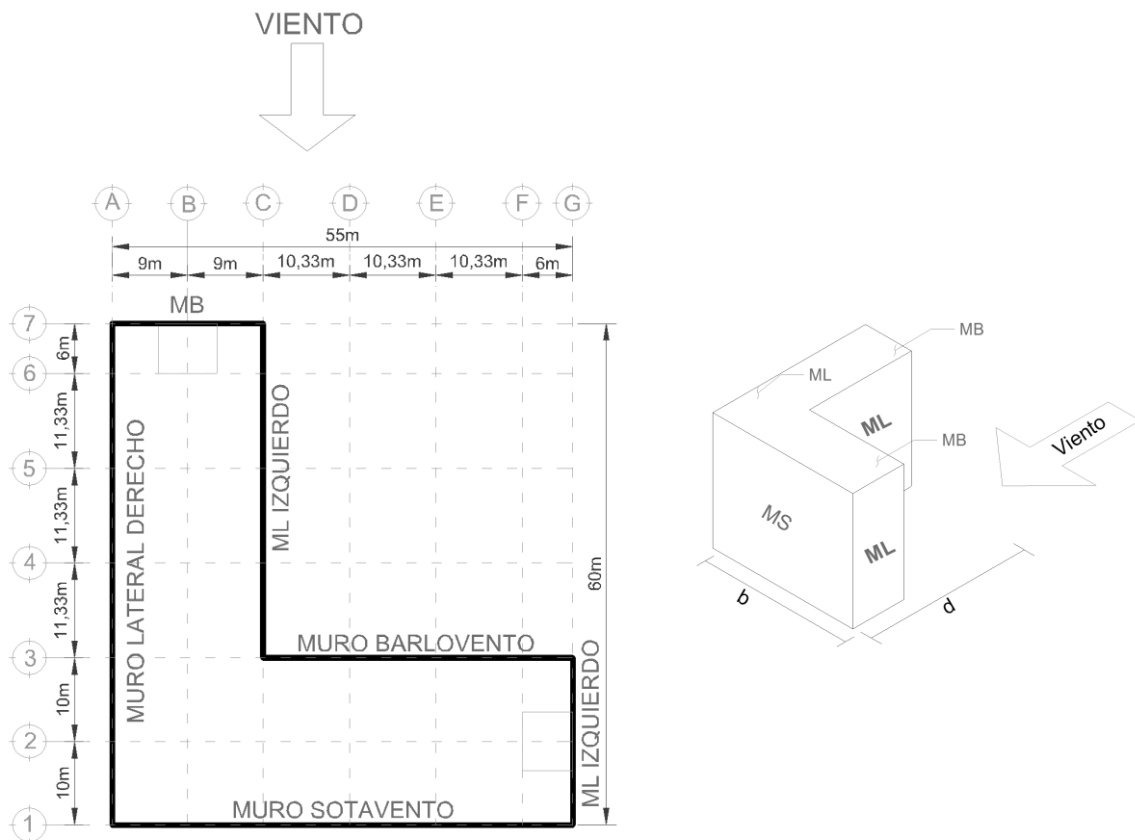


Figura 4.4. Definición de los muros de acuerdo a la segunda dirección del flujo de viento a analizar

Para la dirección del viento mostrada en la figura 4.4, los coeficientes de presión externa en el caso de muro sotavento y barlovento, son los mismos que el caso anterior. En las tablas 4.7 y 4.8 se presentan los resultados obtenidos para este caso.

Tabla 4.7. Presiones ejercidas por el viento sobre el muro de barlovento.

Nivel 1			Nivel 2			Nivel 3		
q_z	138.19	[kg/m ²]	q_z	138.19	[kg/m ²]	q_z	148.74	[kg/m ²]
p_e	110.55	[kg/m ²]	p_e	110.55	[kg/m ²]	p_e	118.99	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]	Eje	B[m]	W [kg/m]	Eje	B[m]	W [kg/m]
A	4.50	497.49	A	4.50	497.49	A	4.50	535.47
B	9.00	994.97	B	9.00	994.97	B	9.00	1070.93
C	4.50	497.49	C	4.50	497.49	C	4.50	535.47
C'	5.17	571.19	C'	5.17	571.19	C'	5.17	614.79
D	10.33	1142.37	D	10.33	1142.37	D	10.33	1229.59
E	10.33	1142.37	E	10.33	1142.37	E	10.33	1229.59
F	8.17	902.84	F	8.17	902.84	F	8.17	971.77
G	3.00	331.66	G	3.00	331.66	G	3.00	356.98

Nivel 4			Nivel 5			Nivel 6		
q_z	156.92	[kg/m ²]	q_z	163.66	[kg/m ²]	q_z	169.44	[kg/m ²]
p_e	125.53	[kg/m ²]	p_e	130.93	[kg/m ²]	p_e	135.55	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]	Eje	B[m]	W [kg/m]	Eje	B[m]	W [kg/m]
A	4.50	564.90	A	4.50	589.19	A	4.50	609.98
B	9.00	1129.81	B	9.00	1178.37	B	9.00	1219.97
C	4.50	564.90	C	4.50	589.19	C	4.50	609.98
C'	5.17	648.59	C'	5.17	676.47	C'	5.17	700.35
D	10.33	1297.18	D	10.33	1352.94	D	10.33	1400.70
E	10.33	1297.18	E	10.33	1352.94	E	10.33	1400.70
F	8.17	1025.19	F	8.17	1069.26	F	8.17	1107.01
G	3.00	376.60	G	3.00	392.79	G	3.00	406.66

Nivel 7			Nivel 8			Nivel 9		
q_z	174.51	[kg/m ²]	q_z	179.05	[kg/m ²]	q_z	183.17	[kg/m ²]
p_e	139.61	[kg/m ²]	p_e	143.24	[kg/m ²]	p_e	146.53	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]	Eje	B[m]	W [kg/m]	Eje	B[m]	W [kg/m]
A	4.50	628.25	A	4.50	644.59	A	4.50	659.41
B	9.00	1256.50	B	9.00	1289.18	B	9.00	1318.81
C	4.50	628.25	C	4.50	644.59	C	4.50	659.41
C'	5.17	721.33	C'	5.17	740.09	C'	5.17	757.10
D	10.33	1442.65	D	10.33	1480.17	D	10.33	1514.19
E	10.33	1442.65	E	10.33	1480.17	E	10.33	1514.19
F	8.17	1140.16	F	8.17	1169.81	F	8.17	1196.70
G	3.00	418.83	G	3.00	429.73	G	3.00	439.60

Nivel 10		
q_z	186.94	[kg/m ²]
p_e	149.55	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]
A	4.50	672.99
B	9.00	1345.97
C	4.50	672.99
C'	5.17	772.69
D	10.33	1545.38
E	10.33	1545.38
F	8.17	1221.35
G	3.00	448.66

Tabla 4.8. Presiones ejercidas por el viento sobre el muro de sotavento.

Nivel 1			Nivel 2			Nivel 3		
q_z	138.19	[kg/m ²]	q_z	138.19	[kg/m ²]	q_z	148.74	[kg/m ²]
p_e	-66.58	[kg/m ²]	p_e	-66.58	[kg/m ²]	p_e	-71.67	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]	Eje	B[m]	W [kg/m]	Eje	B[m]	W [kg/m]
A	4.50	-299.62	A	4.50	-299.62	A	4.50	-322.50
B	9.00	-599.24	B	9.00	-599.24	B	9.00	-644.99
C	9.67	-643.63	C	9.67	-643.63	C	9.67	-692.77
D	10.33	-688.02	D	10.33	-688.02	D	10.33	-740.55
E	10.33	-688.02	E	10.33	-688.02	E	10.33	-740.55
F	8.17	-543.76	F	8.17	-543.76	F	8.17	-585.27
G	3.00	-199.75	G	3.00	-199.75	G	3.00	-215.00

Nivel 4			Nivel 5			Nivel 6		
q_z	156.92	[kg/m ²]	q_z	163.66	[kg/m ²]	q_z	169.44	[kg/m ²]
p_e	-75.61	[kg/m ²]	p_e	-78.86	[kg/m ²]	p_e	-81.64	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]	Eje	B[m]	W [kg/m]	Eje	B[m]	W [kg/m]
A	4.50	-340.23	A	4.50	-354.85	A	4.50	-367.38
B	9.00	-680.45	B	9.00	-709.70	B	9.00	-734.75
C	9.67	-730.85	C	9.67	-762.27	C	9.67	-789.18
D	10.33	-781.26	D	10.33	-814.84	D	10.33	-843.60
E	10.33	-781.26	E	10.33	-814.84	E	10.33	-843.60
F	8.17	-617.45	F	8.17	-643.99	F	8.17	-666.72
G	3.00	-226.82	G	3.00	-236.57	G	3.00	-244.92

Nivel 7		
q_z	174.51	[kg/m ²]
p_e	-84.08	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]
A	4.50	-378.38
B	9.00	-756.76
C	9.67	-812.81
D	10.33	-868.87
E	10.33	-868.87
F	8.17	-686.69
G	3.00	-252.25

Nivel 8		
q_z	179.05	[kg/m ²]
p_e	-86.27	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]
A	4.50	-388.22
B	9.00	-776.44
C	9.67	-833.95
D	10.33	-891.47
E	10.33	-891.47
F	8.17	-704.55
G	3.00	-258.81

Nivel 9		
q_z	183.17	[kg/m ²]
p_e	-88.25	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]
A	4.50	-397.14
B	9.00	-794.29
C	9.67	-853.12
D	10.33	-911.96
E	10.33	-911.96
F	8.17	-720.74
G	3.00	-264.76

Nivel 10		
q_z	186.94	[kg/m ²]
p_e	-90.07	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]
A	4.50	-405.32
B	9.00	-810.64
C	9.67	-870.69
D	10.33	-930.74
E	10.33	-930.74
F	8.17	-735.58
G	3.00	-270.21

Para este caso, el coeficiente de -0.65 para muros laterales les corresponde a los ejes 7, 6, 5, 4, 3 y parte del 2 y el coeficiente de -0.5 les corresponde a la parte restante del eje 2 y al eje 1. En las tablas 4.9 y 4.10 se presentan las presiones ejercidas sobre los muros laterales.

Tabla 4.9. Presiones ejercidas por el viento sobre el muro lateral izquierdo.

Nivel 1		
qz	138.19	[kg/m ²]
h	5	m

Nivel 2		
qz	138.19	[kg/m ²]
h	4.5	m

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
7	3.00	15.00	0.96	-86.03	-258.10
6	8.67	43.33	0.90	-81.06	-702.55
5	11.33	56.67	0.88	-78.72	-892.20
4	11.33	56.67	0.88	-78.72	-892.20
3	5.67	28.33	0.93	-83.69	-474.27
3'	5.00	25.00	0.94	-84.28	-421.40
2	1.00	5.00	0.98	-87.79	-87.79

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
7	3.00	13.50	0.96	-86.30	-258.89
6	8.67	39.00	0.91	-81.82	-709.13
5	11.33	51.00	0.89	-79.72	-903.47
4	11.33	51.00	0.89	-79.72	-903.47
3	5.67	25.50	0.94	-84.19	-477.08
3'	5.00	22.50	0.94	-84.72	-423.59
2	1.00	4.50	0.98	-87.88	-87.88

2	9.00	45.00	0.90	-62.13	-559.18
1	5.00	25.00	0.94	-64.83	-324.15

2	9.00	40.50	0.91	-62.74	-564.65
1	5.00	22.50	0.94	-65.17	-325.84

Nivel 3		
qz	148.74	[kg/m ²]
h	4.5	m

Nivel 4		
qz	156.92	[kg/m ²]
h	4.5	m

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
7	3.00	13.50	0.96	-92.88	-278.65
6	8.67	39.00	0.91	-88.07	-763.27
5	11.33	51.00	0.89	-85.80	-972.44
4	11.33	51.00	0.89	-85.80	-972.44
3	5.67	25.50	0.94	-90.62	-513.51
3'	5.00	22.50	0.94	-91.19	-455.93
2	1.00	4.50	0.98	-94.58	-94.58

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
7	3.00	13.50	0.96	-97.99	-293.97
6	8.67	39.00	0.91	-92.91	-805.23
5	11.33	51.00	0.89	-90.52	-1025.90
4	11.33	51.00	0.89	-90.52	-1025.90
3	5.67	25.50	0.94	-95.60	-541.74
3'	5.00	22.50	0.94	-96.20	-480.99
2	1.00	4.50	0.98	-99.78	-99.78

2	9.00	40.50	0.91	-67.53	-607.75
1	5.00	22.50	0.94	-70.14	-350.71

2	9.00	40.50	0.91	-71.24	-641.16
1	5.00	22.50	0.94	-74.00	-369.99

Nivel 5		
qz	163.66	[kg/m ²]
h	4.5	m

Nivel 6		
qz	169.44	[kg/m ²]
h	4.5	m

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
7	3.00	13.50	0.96	-102.20	-306.61
6	8.67	39.00	0.91	-96.91	-839.85
5	11.33	51.00	0.89	-94.41	-1070.00
4	11.33	51.00	0.89	-94.41	-1070.00
3	5.67	25.50	0.94	-99.71	-565.02
3'	5.00	22.50	0.94	-100.33	-501.67
2	1.00	4.50	0.98	-104.07	-104.07

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
7	3.00	13.50	0.96	-105.81	-317.43
6	8.67	39.00	0.91	-100.33	-869.49
5	11.33	51.00	0.89	-97.74	-1107.77
4	11.33	51.00	0.89	-97.74	-1107.77
3	5.67	25.50	0.94	-103.23	-584.97
3'	5.00	22.50	0.94	-103.87	-519.37
2	1.00	4.50	0.98	-107.75	-107.75

2	9.00	40.50	0.91	-74.30	-668.72
1	5.00	22.50	0.94	-77.18	-385.90

2	9.00	40.50	0.91	-76.93	-692.33
1	5.00	22.50	0.94	-79.90	-399.52

Nivel 7		
qz	174.51	[kg/m ²]
h	4.5	m

Nivel 8		
qz	179.05	[kg/m ²]
h	4.5	m

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
7	3.00	13.50	0.96	-108.98	-326.94
6	8.67	39.00	0.91	-103.33	-895.53
5	11.33	51.00	0.89	-100.67	-1140.95
4	11.33	51.00	0.89	-100.67	-1140.95
3	5.67	25.50	0.94	-106.32	-602.49
3'	5.00	22.50	0.94	-106.99	-534.93
2	1.00	4.50	0.98	-110.97	-110.97

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
7	3.00	13.50	0.96	-111.81	-335.44
6	8.67	39.00	0.91	-106.02	-918.82
5	11.33	51.00	0.89	-103.29	-1170.62
4	11.33	51.00	0.89	-103.29	-1170.62
3	5.67	25.50	0.94	-109.09	-618.16
3'	5.00	22.50	0.94	-109.77	-548.84
2	1.00	4.50	0.98	-113.86	-113.86

2	9.00	40.50	0.91	-79.23	-713.06
1	5.00	22.50	0.94	-82.30	-411.48

2	9.00	40.50	0.91	-81.29	-731.61
1	5.00	22.50	0.94	-84.44	-422.19

Nivel 9		
qz	183.17	[kg/m ²]
h	4.5	m

Nivel 10		
qz	186.94	[kg/m ²]
h	4.5	m

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
7	3.00	13.50	0.96	-114.38	-343.15
6	8.67	39.00	0.91	-108.45	-939.94
5	11.33	51.00	0.89	-105.66	-1197.53
4	11.33	51.00	0.89	-105.66	-1197.53
3	5.67	25.50	0.94	-111.59	-632.37
3'	5.00	22.50	0.94	-112.29	-561.46
2	1.00	4.50	0.98	-116.48	-116.48

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
7	3.00	13.50	0.96	-116.74	-350.22
6	8.67	39.00	0.91	-110.69	-959.30
5	11.33	51.00	0.89	-107.84	-1222.19
4	11.33	51.00	0.89	-107.84	-1222.19
3	5.67	25.50	0.94	-113.89	-645.39
3'	5.00	22.50	0.94	-114.60	-573.02
2	1.00	4.50	0.98	-118.88	-118.88

2	9.00	40.50	0.91	-83.16	-748.43
1	5.00	22.50	0.94	-86.38	-431.89

2	9.00	40.50	0.91	-84.87	-763.84
1	5.00	22.50	0.94	-88.16	-440.78

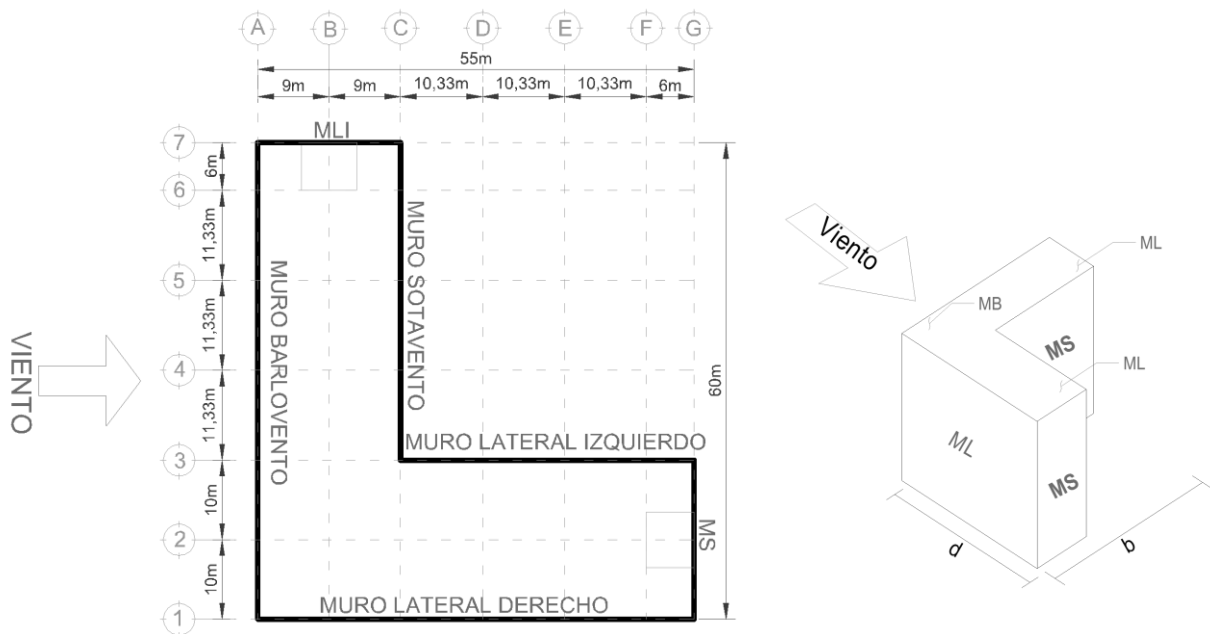


Figura 4.5. Definición de los muros de acuerdo a la tercera dirección del flujo de viento a analizar

Para la dirección del flujo de viento mostrada en la fig. 4.5, el coeficiente de presión externa para el muro barlovento es de 0.8. La relación d/b para este caso es igual a 0.91, por lo que le corresponde un coeficiente de -0.52.

Tabla 4.10. Presiones ejercidas por el viento sobre el muro de barlovento.

Nivel 1			Nivel 2			Nivel 3		
qz	138.19	[kg/m ²]	qz	138.19	[kg/m ²]	qz	148.74	[kg/m ²]
pe	110.55	[kg/m ²]	pe	110.55	[kg/m ²]	pe	118.99	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]	Eje	B[m]	W [kg/m]	Eje	B[m]	W [kg/m]
1	5.00	552.76	1	5.00	552.76	1	5.00	594.96
2	10.00	1105.52	2	10.00	1105.52	2	10.00	1189.92
3	10.67	1179.22	3	10.67	1179.22	3	10.67	1269.25
4	11.33	1252.93	4	11.33	1252.93	4	11.33	1348.58
5	11.33	1252.93	5	11.33	1252.93	5	11.33	1348.58
6	8.67	958.12	6	8.67	958.12	6	8.67	1031.27
7	3.00	331.66	7	3.00	331.66	7	3.00	356.98

Nivel 4			Nivel 5			Nivel 6		
qz	156.92	[kg/m ²]	qz	163.66	[kg/m ²]	qz	169.44	[kg/m ²]
pe	125.53	[kg/m ²]	pe	130.93	[kg/m ²]	pe	135.55	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]	Eje	B[m]	W [kg/m]	Eje	B[m]	W [kg/m]
1	5.00	627.67	1	5.00	654.65	1	5.00	677.76
2	10.00	1255.34	2	10.00	1309.30	2	10.00	1355.52
3	10.67	1339.03	3	10.67	1396.59	3	10.67	1445.89
4	11.33	1422.72	4	11.33	1483.87	4	11.33	1536.25
5	11.33	1422.72	5	11.33	1483.87	5	11.33	1536.25
6	8.67	1087.96	6	8.67	1134.73	6	8.67	1174.78
7	3.00	376.60	7	3.00	392.79	7	3.00	406.66

Nivel 7			Nivel 8			Nivel 9		
qz	174.51	[kg/m ²]	qz	179.05	[kg/m ²]	qz	183.17	[kg/m ²]
pe	139.61	[kg/m ²]	pe	143.24	[kg/m ²]	pe	146.53	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]	Eje	B[m]	W [kg/m]	Eje	B[m]	W [kg/m]
1	5.00	698.06	1	5.00	716.21	1	5.00	732.67
2	10.00	1396.11	2	10.00	1432.42	2	10.00	1465.35
3	10.67	1489.19	3	10.67	1527.92	3	10.67	1563.04
4	11.33	1582.26	4	11.33	1623.41	4	11.33	1660.73
5	11.33	1582.26	5	11.33	1623.41	5	11.33	1660.73
6	8.67	1209.97	6	8.67	1241.43	6	8.67	1269.97
7	3.00	418.83	7	3.00	429.73	7	3.00	439.60

Nivel 10		
qz	186.94	[kg/m ²]
pe	149.55	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]
1	5.00	747.76
2	10.00	1495.53
3	10.67	1595.23
4	11.33	1694.93
5	11.33	1694.93
6	8.67	1296.12
7	3.00	448.66

Tabla 4.11. Presiones ejercidas por el viento sobre el muro de sotavento.

Nivel 1			Nivel 2			Nivel 3		
qz	138.19	[kg/m ²]	qz	138.19	[kg/m ²]	qz	148.74	[kg/m ²]
pe	-71.40	[kg/m ²]	pe	-71.40	[kg/m ²]	pe	-76.85	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]	Eje	B[m]	W [kg/m]	Eje	B[m]	W [kg/m]
1	5.00	-356.99	1	5.00	-356.99	1	5.00	-384.25
2	10.00	-713.98	2	10.00	-713.98	2	10.00	-768.49
3	5.00	-356.99	3	5.00	-356.99	3	5.00	-384.25
3'	5.67	-404.59	3'	5.67	-404.59	3'	5.67	-435.48
4	11.33	-809.18	4	11.33	-809.18	4	11.33	-870.96
5	11.33	-809.18	5	11.33	-809.18	5	11.33	-870.96
6	8.67	-618.79	6	8.67	-618.79	6	8.67	-666.03
7	3.00	-214.20	7	3.00	-214.20	7	3.00	-230.55

Nivel 4			Nivel 5			Nivel 6		
qz	156.92	[kg/m ²]	qz	163.66	[kg/m ²]	qz	169.44	[kg/m ²]
pe	-81.07	[kg/m ²]	pe	-84.56	[kg/m ²]	pe	-87.54	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]	Eje	B[m]	W [kg/m]	Eje	B[m]	W [kg/m]
1	5.00	-405.37	1	5.00	-422.79	1	5.00	-437.72
2	10.00	-810.74	2	10.00	-845.59	2	10.00	-875.44
3	5.00	-405.37	3	5.00	-422.79	3	5.00	-437.72
3'	5.67	-459.42	3'	5.67	-479.17	3'	5.67	-496.08
4	11.33	-918.84	4	11.33	-958.34	4	11.33	-992.16
5	11.33	-918.84	5	11.33	-958.34	5	11.33	-992.16
6	8.67	-702.64	6	8.67	-732.84	6	8.67	-758.71
7	3.00	-243.22	7	3.00	-253.68	7	3.00	-262.63

Nivel 7		
qz	174.51	[kg/m ²]
pe	-90.17	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]
1	5.00	-450.83
2	10.00	-901.66
3	5.00	-450.83
3'	5.67	-510.94
4	11.33	-1021.88
5	11.33	-1021.88
6	8.67	-781.44
7	3.00	-270.50

Nivel 8		
qz	179.05	[kg/m ²]
pe	-92.51	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]
1	5.00	-462.55
2	10.00	-925.11
3	5.00	-462.55
3'	5.67	-524.23
4	11.33	-1048.46
5	11.33	-1048.46
6	8.67	-801.76
7	3.00	-277.53

Nivel 9		
qz	183.17	[kg/m ²]
pe	-94.64	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]
1	5.00	-473.19
2	10.00	-946.37
3	5.00	-473.19
3'	5.67	-536.28
4	11.33	-1072.55
5	11.33	-1072.55
6	8.67	-820.19
7	3.00	-283.91

Nivel 10		
qz	186.94	[kg/m ²]
pe	-96.59	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]
1	5.00	-482.93
2	10.00	-965.86
3	5.00	-482.93
3'	5.67	-547.32
4	11.33	-1094.64
5	11.33	-1094.64
6	8.67	-837.08
7	3.00	-289.76

Para los muros laterales, a los ejes A, B, C, D y una parte del F les corresponde el coeficiente de -0.65 (de 0 a 1h) y a los demás ejes faltantes les corresponde el de -0.5.

Tabla 4.12. Presiones ejercidas por el viento sobre el muro lateral izquierdo.

Nivel 1		
qz	138.19	[kg/m ²]
h	5	m

Nivel 2		
qz	138.19	[kg/m ²]
h	4.5	m

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
A	4.50	22.50	0.94	-84.72	-381.23
B	9.00	45.00	0.90	-80.77	-726.93
C	4.50	22.50	0.94	-84.72	-381.23
C'	5.17	25.83	0.94	-84.13	-434.69
D	10.33	51.67	0.89	-79.60	-822.54
E	10.33	51.67	0.89	-79.60	-822.54
F	2.17	10.83	0.97	-86.76	-187.99

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
A	4.50	20.25	0.95	-85.11	-383.01
B	9.00	40.50	0.91	-81.56	-734.04
C	4.50	20.25	0.95	-85.11	-383.01
C'	5.17	23.25	0.94	-84.59	-437.03
D	10.33	46.50	0.90	-80.51	-831.91
E	10.33	46.50	0.90	-80.51	-831.91
F	2.17	9.75	0.97	-86.95	-188.40

F	6.00	30.00	0.93	-64.16	-384.93
G	3.00	15.00	0.96	-66.18	-198.54

F	6.00	27.00	0.93	-64.56	-387.36
G	3.00	13.50	0.96	-66.38	-199.15

Nivel 3		
qz	148.74	[kg/m ²]
h	4.5	m

Nivel 4		
qz	156.92	[kg/m ²]
h	4.5	m

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
A	4.50	20.25	0.95	-91.61	-412.25
B	9.00	40.50	0.91	-87.79	-790.08
C	4.50	20.25	0.95	-91.61	-412.25
C'	5.17	23.25	0.94	-91.04	-470.39
D	10.33	46.50	0.90	-86.65	-895.42
E	10.33	46.50	0.90	-86.65	-895.42
F	2.17	9.75	0.97	-93.59	-202.78

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
A	4.50	20.25	0.95	-96.65	-434.91
B	9.00	40.50	0.91	-92.61	-833.51
C	4.50	20.25	0.95	-96.65	-434.91
C'	5.17	23.25	0.94	-96.05	-496.25
D	10.33	46.50	0.90	-91.42	-944.65
E	10.33	46.50	0.90	-91.42	-944.65
F	2.17	9.75	0.97	-98.74	-213.93

F	6.00	27.00	0.93	-69.49	-416.93
G	3.00	13.50	0.96	-71.45	-214.35

F	6.00	27.00	0.93	-73.31	-439.85
G	3.00	13.50	0.96	-75.38	-226.13

Nivel 5		
qz	163.66	[kg/m ²]
h	4.5	m

Nivel 6		
qz	169.44	[kg/m ²]
h	4.5	m

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
A	4.50	20.25	0.95	-100.80	-453.60
B	9.00	40.50	0.91	-96.59	-869.34
C	4.50	20.25	0.95	-100.80	-453.60
C'	5.17	23.25	0.94	-100.18	-517.58
D	10.33	46.50	0.90	-95.35	-985.25
E	10.33	46.50	0.90	-95.35	-985.25
F	2.17	9.75	0.97	-102.98	-223.13

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
A	4.50	20.25	0.95	-104.36	-469.62
B	9.00	40.50	0.91	-100.00	-900.03
C	4.50	20.25	0.95	-104.36	-469.62
C'	5.17	23.25	0.94	-103.71	-535.85
D	10.33	46.50	0.90	-98.71	-1020.03
E	10.33	46.50	0.90	-98.71	-1020.03
F	2.17	9.75	0.97	-106.62	-231.00

F	6.00	27.00	0.93	-76.46	-458.76
G	3.00	13.50	0.96	-78.62	-235.85

F	6.00	27.00	0.93	-79.16	-474.96
G	3.00	13.50	0.96	-81.39	-244.18

Nivel 7		
qz	174.51	[kg/m ²]
h	4.5	m

Nivel 8		
qz	179.05	[kg/m ²]
h	4.5	m

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
A	4.50	20.25	0.95	-107.48	-483.68
B	9.00	40.50	0.91	-103.00	-926.98
C	4.50	20.25	0.95	-107.48	-483.68
C'	5.17	23.25	0.94	-106.82	-551.90
D	10.33	46.50	0.90	-101.67	-1050.58
E	10.33	46.50	0.90	-101.67	-1050.58
F	2.17	9.75	0.97	-109.81	-237.92

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
A	4.50	20.25	0.95	-110.28	-496.26
B	9.00	40.50	0.91	-105.68	-951.09
C	4.50	20.25	0.95	-110.28	-496.26
C'	5.17	23.25	0.94	-109.60	-566.26
D	10.33	46.50	0.90	-104.31	-1077.90
E	10.33	46.50	0.90	-104.31	-1077.90
F	2.17	9.75	0.97	-112.67	-244.11

F	6.00	27.00	0.93	-81.53	-489.18
G	3.00	13.50	0.96	-83.83	-251.49

F	6.00	27.00	0.93	-83.65	-501.90
G	3.00	13.50	0.96	-86.01	-258.03

Nivel 9		
qz	183.17	[kg/m ²]
h	4.5	m

Nivel 10		
qz	186.94	[kg/m ²]
h	4.5	m

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
A	4.50	20.25	0.95	-112.81	-507.67
B	9.00	40.50	0.91	-108.11	-972.96
C	4.50	20.25	0.95	-112.81	-507.67
C'	5.17	23.25	0.94	-112.12	-579.27
D	10.33	46.50	0.90	-106.71	-1102.68
E	10.33	46.50	0.90	-106.71	-1102.68
F	2.17	9.75	0.97	-115.26	-249.72

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
A	4.50	20.25	0.95	-115.14	-518.12
B	9.00	40.50	0.91	-110.33	-992.99
C	4.50	20.25	0.95	-115.14	-518.12
C'	5.17	23.25	0.94	-114.43	-591.20
D	10.33	46.50	0.90	-108.91	-1125.39
E	10.33	46.50	0.90	-108.91	-1125.39
F	2.17	9.75	0.97	-117.63	-254.86

F	6.00	27.00	0.93	-85.57	-513.44
G	3.00	13.50	0.96	-87.99	-263.96

F	6.00	27.00	0.93	-87.34	-524.01
G	3.00	13.50	0.96	-89.80	-269.40

Tabla 4.13. Presiones ejercidas por el viento sobre el muro lateral derecho.

Nivel 1		
qz	138.19	[kg/m ²]
h	5	m

Nivel 2		
qz	138.19	[kg/m ²]
h	4.5	m

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
A	4.50	22.50	0.94	-84.72	-381.23
B	9.00	45.00	0.90	-80.77	-726.93
C	9.67	48.33	0.89	-80.19	-775.13
D	10.33	51.67	0.89	-79.60	-822.54
E	10.33	51.67	0.89	-79.60	-822.54
F	2.17	10.83	0.97	-86.76	-187.99

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
A	4.50	20.25	0.95	-85.11	-383.01
B	9.00	40.50	0.91	-81.56	-734.04
C	9.67	43.50	0.90	-81.03	-783.33
D	10.33	46.50	0.90	-80.51	-831.91
E	10.33	46.50	0.90	-80.51	-831.91
F	2.17	9.75	0.97	-86.95	-188.40

F	6.00	30.00	0.93	-64.16	-384.93
G	3.00	15.00	0.96	-66.18	-198.54

F	6.00	27.00	0.93	-64.56	-387.36
G	3.00	13.50	0.96	-66.38	-199.15

Nivel 3		
qz	148.74	[kg/m ²]
h	4.5	m

Nivel 4		
qz	156.92	[kg/m ²]
h	4.5	m

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
A	4.50	20.25	0.95	-91.61	-412.25
B	9.00	40.50	0.91	-87.79	-790.08
C	9.67	43.50	0.90	-87.22	-843.13
D	10.33	46.50	0.90	-86.65	-895.42
E	10.33	46.50	0.90	-86.65	-895.42
F	2.17	9.75	0.97	-93.59	-202.78

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
A	4.50	20.25	0.95	-96.65	-434.91
B	9.00	40.50	0.91	-92.61	-833.51
C	9.67	43.50	0.90	-92.01	-889.48
D	10.33	46.50	0.90	-91.42	-944.65
E	10.33	46.50	0.90	-91.42	-944.65
F	2.17	9.75	0.97	-98.74	-213.93

F	6.00	27.00	0.93	-69.49	-416.93
G	3.00	13.50	0.96	-71.45	-214.35

F	6.00	27.00	0.93	-73.31	-439.85
G	3.00	13.50	0.96	-75.38	-226.13

Nivel 5		
qz	163.66	[kg/m ²]
h	4.5	m

Nivel 6		
qz	169.44	[kg/m ²]
h	4.5	m

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
A	4.50	20.25	0.95	-100.80	-453.60
B	9.00	40.50	0.91	-96.59	-869.34
C	9.67	43.50	0.90	-95.97	-927.71
D	10.33	46.50	0.90	-95.35	-985.25
E	10.33	46.50	0.90	-95.35	-985.25
F	2.17	9.75	0.97	-102.98	-223.13

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
A	4.50	20.25	0.95	-104.36	-469.62
B	9.00	40.50	0.91	-100.00	-900.03
C	9.67	43.50	0.90	-99.36	-960.46
D	10.33	46.50	0.90	-98.71	-1020.03
E	10.33	46.50	0.90	-98.71	-1020.03
F	2.17	9.75	0.97	-106.62	-231.00

F	6.00	27.00	0.93	-76.46	-458.76
G	3.00	13.50	0.96	-78.62	-235.85

F	6.00	27.00	0.93	-79.16	-474.96
G	3.00	13.50	0.96	-81.39	-244.18

Nivel 7		
qz	174.51	[kg/m ²]
h	4.5	m

Nivel 8		
qz	179.05	[kg/m ²]
h	4.5	m

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
A	4.50	20.25	0.95	-107.48	-483.68
B	9.00	40.50	0.91	-103.00	-926.98
C	9.67	43.50	0.90	-102.33	-989.22
D	10.33	46.50	0.90	-101.67	-1050.58
E	10.33	46.50	0.90	-101.67	-1050.58
F	2.17	9.75	0.97	-109.81	-237.92

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
A	4.50	20.25	0.95	-110.28	-496.26
B	9.00	40.50	0.91	-105.68	-951.09
C	9.67	43.50	0.90	-105.00	-1014.95
D	10.33	46.50	0.90	-104.31	-1077.90
E	10.33	46.50	0.90	-104.31	-1077.90
F	2.17	9.75	0.97	-112.67	-244.11

F	6.00	27.00	0.93	-81.53	-489.18
G	3.00	13.50	0.96	-83.83	-251.49

F	6.00	27.00	0.93	-83.65	-501.90
G	3.00	13.50	0.96	-86.01	-258.03

Nivel 9		
qz	183.17	[kg/m ²]
h	4.5	m

Nivel 10		
qz	186.94	[kg/m ²]
h	4.5	m

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
A	4.50	20.25	0.95	-112.81	-507.67
B	9.00	40.50	0.91	-108.11	-972.96
C	9.67	43.50	0.90	-107.41	-1038.28
D	10.33	46.50	0.90	-106.71	-1102.68
E	10.33	46.50	0.90	-106.71	-1102.68
F	2.17	9.75	0.97	-115.26	-249.72

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
A	4.50	20.25	0.95	-115.14	-518.12
B	9.00	40.50	0.91	-110.33	-992.99
C	9.67	43.50	0.90	-109.62	-1059.66
D	10.33	46.50	0.90	-108.91	-1125.39
E	10.33	46.50	0.90	-108.91	-1125.39
F	2.17	9.75	0.97	-117.63	-254.86

F	6.00	27.00	0.93	-85.57	-513.44
G	3.00	13.50	0.96	-87.99	-263.96

F	6.00	27.00	0.93	-87.34	-524.01
G	3.00	13.50	0.96	-89.80	-269.40

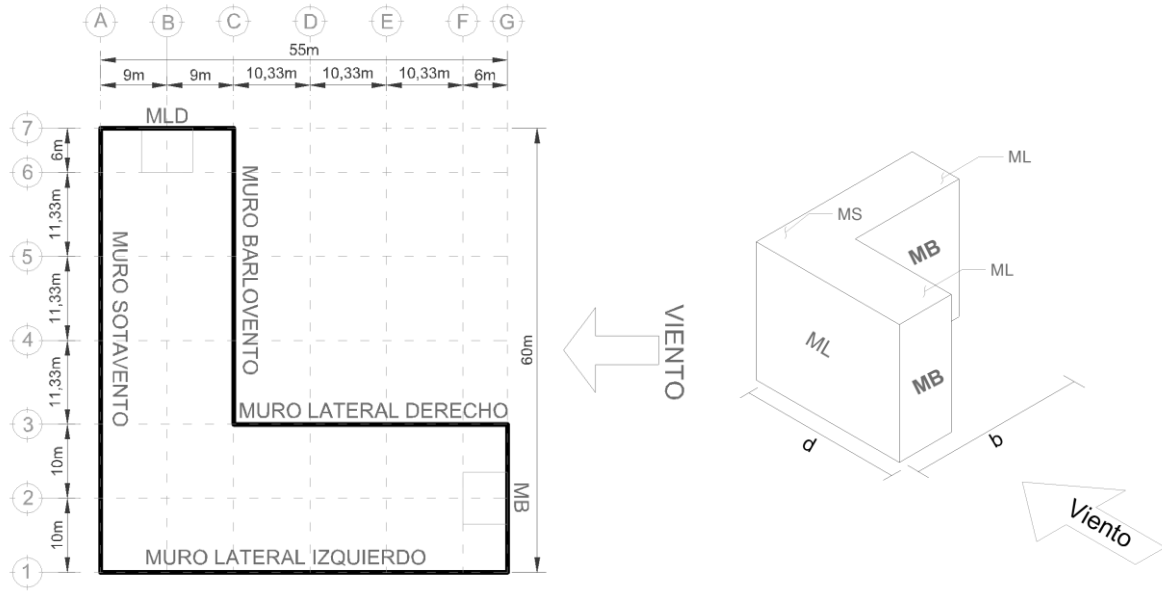


Figura 4.6. Definición de los muros de acuerdo a la cuarta dirección del flujo de viento a analizar

Para el caso que nos muestra la fig. 4.5, los coeficientes de presión exterior para muro barlovento y sotavento, son los mismos que el caso anterior.

Tabla 4.14. Presiones ejercidas por el viento sobre el muro de barlovento.

Nivel 1			Nivel 2			Nivel 3		
qz	138.19	[kg/m ²]	qz	138.19	[kg/m ²]	qz	148.74	[kg/m ²]
pe	110.55	[kg/m ²]	pe	110.55	[kg/m ²]	pe	118.99	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]	Eje	B[m]	W [kg/m]	Eje	B[m]	W [kg/m]
1	5.00	552.76	1	5.00	552.76	1	5.00	594.96
2	10.00	1105.52	2	10.00	1105.52	2	10.00	1189.92
3	5.00	552.76	3	5.00	552.76	3	5.00	594.96
3'	5.67	626.46	3'	5.67	626.46	3'	5.67	674.29
4	11.33	1252.93	4	11.33	1252.93	4	11.33	1348.58
5	11.33	1252.93	5	11.33	1252.93	5	11.33	1348.58
6	8.67	958.12	6	8.67	958.12	6	8.67	1031.27
7	3.00	331.66	7	3.00	331.66	7	3.00	356.98

Nivel 4		
qz	156.92	[kg/m ²]
pe	125.53	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]
1	5.00	627.67
2	10.00	1255.34
3	5.00	627.67
3'	5.67	711.36
4	11.33	1422.72
5	11.33	1422.72
6	8.67	1087.96
7	3.00	376.60

Nivel 5		
qz	163.66	[kg/m ²]
pe	130.93	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]
1	5.00	654.65
2	10.00	1309.30
3	5.00	654.65
3'	5.67	741.94
4	11.33	1483.87
5	11.33	1483.87
6	8.67	1134.73
7	3.00	392.79

Nivel 6		
qz	169.44	[kg/m ²]
pe	135.55	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]
1	5.00	677.76
2	10.00	1355.52
3	5.00	677.76
3'	5.67	768.13
4	11.33	1536.25
5	11.33	1536.25
6	8.67	1174.78
7	3.00	406.66

Nivel 7		
qz	174.51	[kg/m ²]
pe	139.61	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]
1	5.00	698.06
2	10.00	1396.11
3	5.00	698.06
3'	5.67	791.13
4	11.33	1582.26
5	11.33	1582.26
6	8.67	1209.97
7	3.00	418.83

Nivel 8		
qz	179.05	[kg/m ²]
pe	143.24	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]
1	5.00	716.21
2	10.00	1432.42
3	5.00	716.21
3'	5.67	811.71
4	11.33	1623.41
5	11.33	1623.41
6	8.67	1241.43
7	3.00	429.73

Nivel 9		
qz	183.17	[kg/m ²]
pe	146.53	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]
1	5.00	732.67
2	10.00	1465.35
3	5.00	732.67
3'	5.67	830.36
4	11.33	1660.73
5	11.33	1660.73
6	8.67	1269.97
7	3.00	439.60

Nivel 10		
qz	186.94	[kg/m ²]
pe	149.55	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]
1	5.00	747.76
2	10.00	1495.53
3	5.00	747.76
3'	5.67	847.46
4	11.33	1694.93
5	11.33	1694.93
6	8.67	1296.12
7	3.00	448.66

Tabla 4.15. Presiones ejercidas por el viento sobre el muro de sotavento.

Nivel 1			Nivel 2			Nivel 3		
qz	138.19	[kg/m ²]	qz	138.19	[kg/m ²]	qz	148.74	[kg/m ²]
pe	-71.40	[kg/m ²]	pe	-71.40	[kg/m ²]	pe	-76.85	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]	Eje	B[m]	W [kg/m]	Eje	B[m]	W [kg/m]
1	5.00	-356.99	1	5.00	-356.99	1	5.00	-384.25
2	10.00	-713.98	2	10.00	-713.98	2	10.00	-768.49
3	10.67	-761.58	3	10.67	-761.58	3	10.67	-819.72
4	11.33	-809.18	4	11.33	-809.18	4	11.33	-870.96
5	11.33	-809.18	5	11.33	-809.18	5	11.33	-870.96
6	8.67	-618.79	6	8.67	-618.79	6	8.67	-666.03
7	3.00	-214.20	7	3.00	-214.20	7	3.00	-230.55

Nivel 4			Nivel 5			Nivel 6		
qz	156.92	[kg/m ²]	qz	163.66	[kg/m ²]	qz	169.44	[kg/m ²]
pe	-81.07	[kg/m ²]	pe	-84.56	[kg/m ²]	pe	-87.54	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]	Eje	B[m]	W [kg/m]	Eje	B[m]	W [kg/m]
1	5.00	-405.37	1	5.00	-422.79	1	5.00	-437.72
2	10.00	-810.74	2	10.00	-845.59	2	10.00	-875.44
3	10.67	-864.79	3	10.67	-901.96	3	10.67	-933.80
4	11.33	-918.84	4	11.33	-958.34	4	11.33	-992.16
5	11.33	-918.84	5	11.33	-958.34	5	11.33	-992.16
6	8.67	-702.64	6	8.67	-732.84	6	8.67	-758.71
7	3.00	-243.22	7	3.00	-253.68	7	3.00	-262.63

Nivel 7			Nivel 8			Nivel 9		
qz	174.51	[kg/m ²]	qz	179.05	[kg/m ²]	qz	183.17	[kg/m ²]
pe	-90.17	[kg/m ²]	pe	-92.51	[kg/m ²]	pe	-94.64	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]	Eje	B[m]	W [kg/m]	Eje	B[m]	W [kg/m]
1	5.00	-450.83	1	5.00	-462.55	1	5.00	-473.19
2	10.00	-901.66	2	10.00	-925.11	2	10.00	-946.37
3	10.67	-961.77	3	10.67	-986.78	3	10.67	-1009.46
4	11.33	-1021.88	4	11.33	-1048.46	4	11.33	-1072.55
5	11.33	-1021.88	5	11.33	-1048.46	5	11.33	-1072.55
6	8.67	-781.44	6	8.67	-801.76	6	8.67	-820.19
7	3.00	-270.50	7	3.00	-277.53	7	3.00	-283.91

Nivel 10		
qz	186.94	[kg/m ²]
pe	-96.59	[kg/m ²]
Eje	B[m]	W [kg/m]
1	5.00	-482.93
2	10.00	-965.86
3	10.67	-1030.25
4	11.33	-1094.64
5	11.33	-1094.64
6	8.67	-837.08
7	3.00	-289.76

El coeficiente de -0.65 para los muros laterales les corresponde a los ejes G, F, E, D, C y parte del B; a los ejes restantes les corresponde -0.5.

Tabla 4.16. Presiones ejercidas por el viento sobre el muro lateral izquierdo.

Nivel 1		
qz	138.19	[kg/m ²]
h	5	m

Nivel 2		
qz	138.19	[kg/m ²]
h	4.5	m

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
G	3.00	15.00	0.96	-86.03	-258.10
F	8.17	40.83	0.91	-81.50	-665.60
E	10.33	51.67	0.89	-79.60	-822.54
D	10.33	51.67	0.89	-79.60	-822.54
C	9.67	48.33	0.89	-80.19	-775.13
B	4.50	22.50	0.94	-84.72	-381.23

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
G	3.00	13.50	0.96	-86.30	-258.89
F	8.17	36.75	0.92	-82.22	-671.45
E	10.33	46.50	0.90	-80.51	-831.91
D	10.33	46.50	0.90	-80.51	-831.91
C	9.67	43.50	0.90	-81.03	-783.33
B	4.50	20.25	0.95	-85.11	-383.01

B	4.50	22.50	0.94	-65.17	-293.25
A	4.50	22.50	0.94	-65.17	-293.25

B	4.50	20.25	0.95	-65.47	-294.62
A	4.50	20.25	0.95	-65.47	-294.62

Nivel 3		
qz	148.74	[kg/m ²]
h	4.5	m

Nivel 4		
qz	156.92	[kg/m ²]
h	4.5	m

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
G	3.00	13.50	0.96	-92.88	-278.65
F	8.17	36.75	0.92	-88.49	-722.71
E	10.33	46.50	0.90	-86.65	-895.42
D	10.33	46.50	0.90	-86.65	-895.42
C	9.67	43.50	0.90	-87.22	-843.13
B	4.50	20.25	0.95	-91.61	-412.25

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
G	3.00	13.50	0.96	-97.99	-293.97
F	8.17	36.75	0.92	-93.36	-762.44
E	10.33	46.50	0.90	-91.42	-944.65
D	10.33	46.50	0.90	-91.42	-944.65
C	9.67	43.50	0.90	-92.01	-889.48
B	4.50	20.25	0.95	-96.65	-434.91

B	4.50	20.25	0.95	-70.47	-317.11
A	4.50	20.25	0.95	-70.47	-317.11

B	4.50	20.25	0.95	-74.34	-334.55
A	4.50	20.25	0.95	-74.34	-334.55

Nivel 5		
qz	163.66	[kg/m ²]
h	4.5	m

Nivel 6		
qz	169.44	[kg/m ²]
h	4.5	m

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
G	3.00	13.50	0.96	-102.20	-306.61
F	8.17	36.75	0.92	-97.37	-795.21
E	10.33	46.50	0.90	-95.35	-985.25
D	10.33	46.50	0.90	-95.35	-985.25
C	9.67	43.50	0.90	-95.97	-927.71
B	4.50	20.25	0.95	-100.80	-453.60

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
G	3.00	13.50	0.96	-105.81	-317.43
F	8.17	36.75	0.92	-100.81	-823.28
E	10.33	46.50	0.90	-98.71	-1020.03
D	10.33	46.50	0.90	-98.71	-1020.03
C	9.67	43.50	0.90	-99.36	-960.46
B	4.50	20.25	0.95	-104.36	-469.62

B	4.50	20.25	0.95	-77.54	-348.93
A	4.50	20.25	0.95	-77.54	-348.93

B	4.50	20.25	0.95	-80.28	-361.24
A	4.50	20.25	0.95	-80.28	-361.24

Nivel 7		
qz	174.51	[kg/m ²]
h	4.5	m

Nivel 8		
qz	179.05	[kg/m ²]
h	4.5	m

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
G	3.00	13.50	0.96	-108.98	-326.94
F	8.17	36.75	0.92	-103.83	-847.94
E	10.33	46.50	0.90	-101.67	-1050.58
D	10.33	46.50	0.90	-101.67	-1050.58
C	9.67	43.50	0.90	-102.33	-989.22
B	4.50	20.25	0.95	-107.48	-483.68

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
G	3.00	13.50	0.96	-111.81	-335.44
F	8.17	36.75	0.92	-106.53	-869.99
E	10.33	46.50	0.90	-104.31	-1077.90
D	10.33	46.50	0.90	-104.31	-1077.90
C	9.67	43.50	0.90	-105.00	-1014.95
B	4.50	20.25	0.95	-110.28	-496.26

B	4.50	20.25	0.95	-82.68	-372.06
A	4.50	20.25	0.95	-82.68	-372.06

B	4.50	20.25	0.95	-84.83	-381.74
A	4.50	20.25	0.95	-84.83	-381.74

Nivel 9		
qz	183.17	[kg/m ²]
h	4.5	m

Nivel 10		
qz	186.94	[kg/m ²]
h	4.5	m

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
G	3.00	13.50	0.96	-114.38	-343.15
F	8.17	36.75	0.92	-108.98	-889.99
E	10.33	46.50	0.90	-106.71	-1102.68
D	10.33	46.50	0.90	-106.71	-1102.68
C	9.67	43.50	0.90	-107.41	-1038.28
B	4.50	20.25	0.95	-112.81	-507.67

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
G	3.00	13.50	0.96	-116.74	-350.22
F	8.17	36.75	0.92	-111.22	-908.32
E	10.33	46.50	0.90	-108.91	-1125.39
D	10.33	46.50	0.90	-108.91	-1125.39
C	9.67	43.50	0.90	-109.62	-1059.66
B	4.50	20.25	0.95	-115.14	-518.12

B	4.50	20.25	0.95	-86.78	-390.51
A	4.50	20.25	0.95	-86.78	-390.51

B	4.50	20.25	0.95	-88.57	-398.55
A	4.50	20.25	0.95	-88.57	-398.55

Tabla 4.17. Presiones ejercidas por el viento sobre el muro lateral derecho.

Nivel 1		
qz	138.19	[kg/m ²]
h	5	m

Nivel 2		
qz	138.19	[kg/m ²]
h	4.5	m

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
G	3.00	15.00	0.96	-86.03	-258.10
F	8.17	40.83	0.91	-81.50	-665.60
E	10.33	51.67	0.89	-79.60	-822.54
D	10.33	51.67	0.89	-79.60	-822.54
C	5.17	25.83	0.94	-84.13	-434.69
C'	4.50	22.50	0.94	-84.72	-381.23
B	4.50	22.50	0.94	-84.72	-381.23

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
G	3.00	13.50	0.96	-86.30	-258.89
F	8.17	36.75	0.92	-82.22	-671.45
E	10.33	46.50	0.90	-80.51	-831.91
D	10.33	46.50	0.90	-80.51	-831.91
C	5.17	23.25	0.94	-84.59	-437.03
C'	4.50	20.25	0.95	-85.11	-383.01
B	4.50	20.25	0.95	-85.11	-383.01

B	4.50	22.50	0.94	-65.17	-293.25
A	4.50	22.50	0.94	-65.17	-293.25

B	4.50	20.25	0.95	-65.47	-294.62
A	4.50	20.25	0.95	-65.47	-294.62

Nivel 3		
qz	148.74	[kg/m ²]
h	4.5	m

Nivel 4		
qz	156.92	[kg/m ²]
h	4.5	m

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
G	3.00	13.50	0.96	-92.88	-278.65
F	8.17	36.75	0.92	-88.49	-722.71
E	10.33	46.50	0.90	-86.65	-895.42
D	10.33	46.50	0.90	-86.65	-895.42
C	5.17	23.25	0.94	-91.04	-470.39
C'	4.50	20.25	0.95	-91.61	-412.25
B	4.50	20.25	0.95	-91.61	-412.25

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
G	3.00	13.50	0.96	-97.99	-293.97
F	8.17	36.75	0.92	-93.36	-762.44
E	10.33	46.50	0.90	-91.42	-944.65
D	10.33	46.50	0.90	-91.42	-944.65
C	5.17	23.25	0.94	-96.05	-496.25
C'	4.50	20.25	0.95	-96.65	-434.91
B	4.50	20.25	0.95	-96.65	-434.91

B	4.50	20.25	0.95	-70.47	-317.11
A	4.50	20.25	0.95	-70.47	-317.11

B	4.50	20.25	0.95	-74.34	-334.55
A	4.50	20.25	0.95	-74.34	-334.55

Nivel 5		
qz	163.66	[kg/m ²]
h	4.5	m

Nivel 6		
qz	169.44	[kg/m ²]
h	4.5	m

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
G	3.00	13.50	0.96	-102.20	-306.61
F	8.17	36.75	0.92	-97.37	-795.21
E	10.33	46.50	0.90	-95.35	-985.25
D	10.33	46.50	0.90	-95.35	-985.25
C	5.17	23.25	0.94	-100.18	-517.58
C'	4.50	20.25	0.95	-100.80	-453.60
B	4.50	20.25	0.95	-100.80	-453.60

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
G	3.00	13.50	0.96	-105.81	-317.43
F	8.17	36.75	0.92	-100.81	-823.28
E	10.33	46.50	0.90	-98.71	-1020.03
D	10.33	46.50	0.90	-98.71	-1020.03
C	5.17	23.25	0.94	-103.71	-535.85
C'	4.50	20.25	0.95	-104.36	-469.62
B	4.50	20.25	0.95	-104.36	-469.62

B	4.50	20.25	0.95	-77.54	-348.93
A	4.50	20.25	0.95	-77.54	-348.93

B	4.50	20.25	0.95	-80.28	-361.24
A	4.50	20.25	0.95	-80.28	-361.24

Nivel 7		
qz	174.51	[kg/m ²]
h	4.5	m

Nivel 8		
qz	179.05	[kg/m ²]
h	4.5	m

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
G	3.00	13.50	0.96	-108.98	-326.94
F	8.17	36.75	0.92	-103.83	-847.94
E	10.33	46.50	0.90	-101.67	-1050.58
D	10.33	46.50	0.90	-101.67	-1050.58
C	5.17	23.25	0.94	-106.82	-551.90
C'	4.50	20.25	0.95	-107.48	-483.68
B	4.50	20.25	0.95	-107.48	-483.68

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
G	3.00	13.50	0.96	-111.81	-335.44
F	8.17	36.75	0.92	-106.53	-869.99
E	10.33	46.50	0.90	-104.31	-1077.90
D	10.33	46.50	0.90	-104.31	-1077.90
C	5.17	23.25	0.94	-109.60	-566.26
C'	4.50	20.25	0.95	-110.28	-496.26
B	4.50	20.25	0.95	-110.28	-496.26

B	4.50	20.25	0.95	-82.68	-372.06
A	4.50	20.25	0.95	-82.68	-372.06

B	4.50	20.25	0.95	-84.83	-381.74
A	4.50	20.25	0.95	-84.83	-381.74

Nivel 9		
qz	183.17	[kg/m ²]
h	4.5	m

Nivel 10		
qz	186.94	[kg/m ²]
h	4.5	m

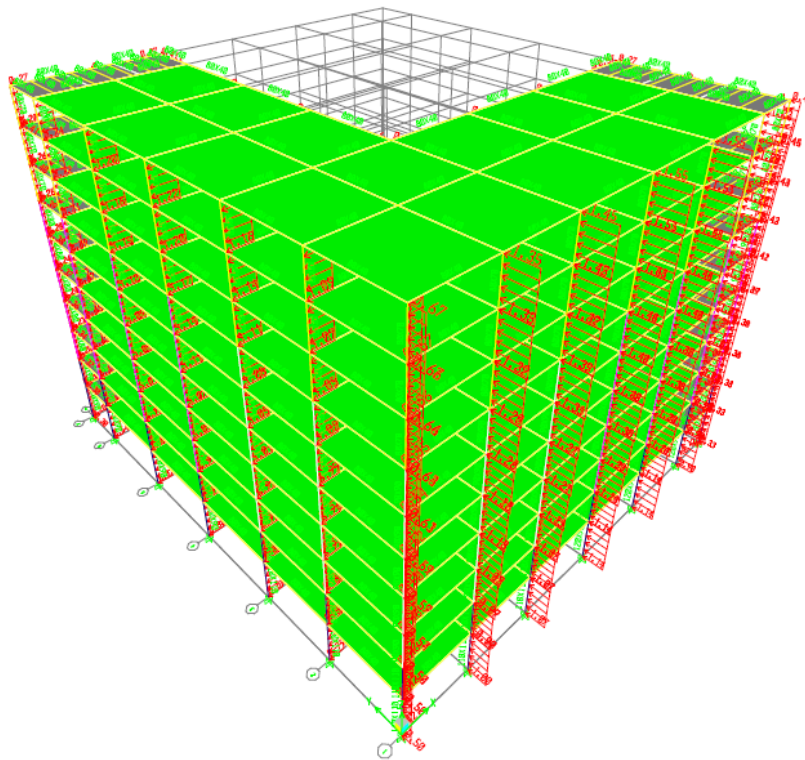
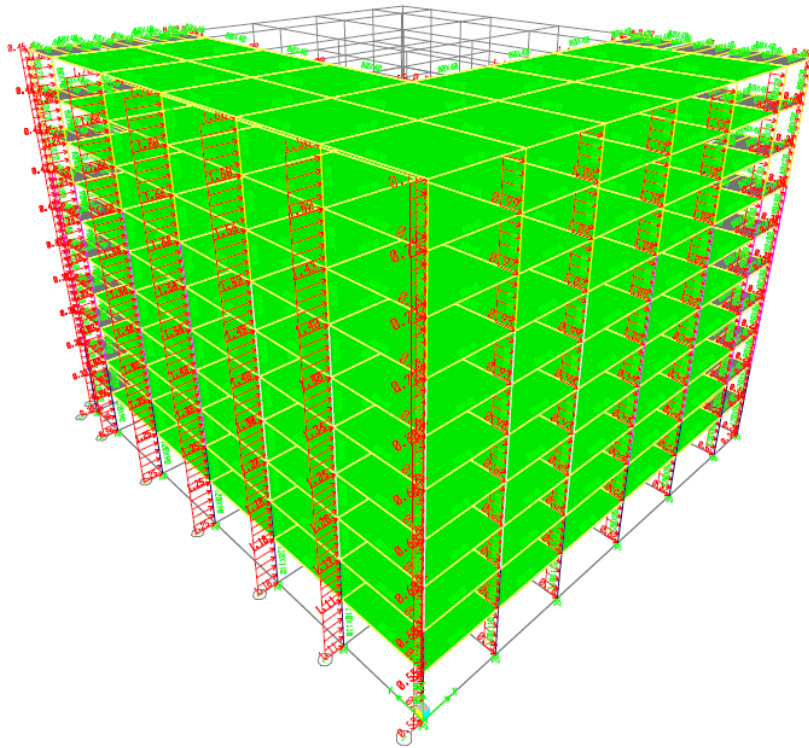
Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
G	3.00	13.50	0.96	-114.38	-343.15
F	8.17	36.75	0.92	-108.98	-889.99
E	10.33	46.50	0.90	-106.71	-1102.68
D	10.33	46.50	0.90	-106.71	-1102.68
C	5.17	23.25	0.94	-112.12	-579.27
C'	4.50	20.25	0.95	-112.81	-507.67
B	4.50	20.25	0.95	-112.81	-507.67

Eje	B [m]	A _T [m ²]	K _A	p _e [kg/m ²]	W [kg/m]
G	3.00	13.50	0.96	-116.74	-350.22
F	8.17	36.75	0.92	-111.22	-908.32
E	10.33	46.50	0.90	-108.91	-1125.39
D	10.33	46.50	0.90	-108.91	-1125.39
C	5.17	23.25	0.94	-114.43	-591.20
C'	4.50	20.25	0.95	-115.14	-518.12
B	4.50	20.25	0.95	-115.14	-518.12

B	4.50	20.25	0.95	-86.78	-390.51
A	4.50	20.25	0.95	-86.78	-390.51

B	4.50	20.25	0.95	-88.57	-398.55
A	4.50	20.25	0.95	-88.57	-398.55

Teniendo calculados los valores de la fuerza distribuida para cada columna debido a 4 posibles direcciones del flujo de viento, lo siguiente es asignar dichos valores al modelo de la estructura en el programa ETABS. A continuación, en las figuras 4.7 y 4.8, se muestra cómo quedan representadas dichas fuerzas en el modelo.



Figuras 4.7 y 4.8. Representación de las fuerzas ejercidas por el viento sobre la estructura.

CAPÍTULO 5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En este capítulo se mostrarán los desplazamientos y elementos mecánicos que presentarán ambas estructuras ante las diversas cargas a las que pueden estar expuestas. También se verificará que la estructura cumpla con los límites de servicio establecidos en cuanto a desplazamientos. Para lograr lo dicho anteriormente, es de gran importancia presentar primero el análisis de cargas muertas y cargas vivas a utilizar.

Para el análisis de carga muerta de ambas estructuras se utilizaron los pesos volumétricos de la tabla 5.1:

Tabla 5.1 Pesos volumétricos		
γ concreto	2400	[Kg/m ³]
γ mortero	2000	[Kg /m ³]
γ vidrio	2500	[Kg /m ³]
γ tabique	1500	[Kg /m ³]

A continuación se presenta el análisis de carga para la azotea, planta tipo y área de albercas para la estructura de acero.

Tabla 5.2. Análisis de cargas para la azotea de la estructura de acero.

AZOTEA	Carga [kg/m²]
Losacero	12.59
Concreto, espesor 5cm; v= 0.085 [m ³ /m ²]	204
Firme (Mortero)	40
Carga reglamentaria adicional	40
Instalaciones	40
Loseta cerámica	25
Total	361.59

Tabla 5.3. Análisis de cargas para planta tipo de la estructura de acero.

PLANTA TIPO	Carga	
Losacero	12.59	[kg/m ²]
Concreto, espesor 5cm; v= 0.085 [m ³ /m ²]	204	[kg/m ²]
Firme (Mortero)	40	[kg/m ²]
Carga reglamentaria adicional	40	[kg/m ²]
Muros divisorios	40	[kg/m ²]
Instalaciones	40	[kg/m ²]
Plafón	20	[kg/m ²]
Loseta cerámica	25	[kg/m ²]
Total	421.59	[kg/m²]

Tabla 5.4. Análisis de cargas para las albercas de la estructura de acero.

Albercas	Carga	
Losa de concreto 20cm	480	[kg/m ²]
Plancha de concreto 20 cm	480	[kg/m ²]
Muros de concreto 20 cm	176	[kg/m ²]
Azulejo	20	[kg/m ²]
Agua	1200	[kg/m ²]
Total	2356	[kg/m²]

Tabla 5.5. Análisis de cargas para el área alrededor de las albercas en azotea de ambas estructuras.

Área de albercas (azotea)	Carga	
Losa de concreto 20cm	480	[kg/m ²]
Firme (Mortero)	40	[kg/m ²]
Carga reglamentaria adicional	40	[kg/m ²]
Instalaciones	40	[kg/m ²]
Loseta cerámica	25	[kg/m ²]
Total	625	[kg/m²]

Tabla 5.6. Análisis de cargas para el área alrededor de las albercas en planta tipo de ambas estructuras.

Área de albercas planta	Carga	
Losa de concreto 20cm	480	[kg/m ²]
Firme (Mortero)	40	[kg/m ²]
Muros divisorios	40	[kg/m ²]
Instalaciones	40	[kg/m ²]
Plafón	20	[kg/m ²]
Loseta cerámica	25.00	[kg/m ²]
Total	645	[kg/m²]

Hay que aclarar que las tablas 5.5 y 5.6 son el análisis de cargas para el área que se encuentra alrededor de la alberca, la cual puede ser ocupada para vestidores y equipo necesario para el mantenimiento de las albercas.

En cuanto la fachada, se propone que sea de cancelería de aluminio y vidrio de 6 mm de espesor. Para la azotea, se propone un pretil de 1.2 m de altura a base de tabique.

Tabla 5.7. Análisis de cargas para la fachada de ambas estructuras.

FACHADA	Carga	
Vidrio (6mm espesor)	15	[kg/m ²]
Cancelería de aluminio	20	[kg/m ²]
Total	35	[kg/m ²]

Tabla 5.8. Análisis de cargas para el pretil en azotea de ambas estructuras.

PRETIL	Carga	
Tabique (e=15cm)	225	[kg/m ²]

A continuación se presenta el análisis de carga de muerta para la estructura de concreto.

Tabla 5.9. Análisis de cargas para la azotea de la estructura de concreto.

AZOTEA	Carga	
Losa	671	[kg/m ²]
Firme (Mortero)	40	[kg/m ²]
Carga reglamentaria adicional	40	[kg/m ²]
Instalaciones	40	[kg/m ²]
Loseta cerámica	25	[kg/m ²]
Total	816	[kg/m ²]

Tabla 5.10. Análisis de cargas para la planta tipo de la estructura de concreto.

PLANTA TIPO	Carga	
Losa	671	[kg/m ²]
Firme (Mortero)	40	[kg/m ²]
Carga reglamentaria adicional	40	[kg/m ²]
Muros divisorios	40	[kg/m ²]
Instalaciones	40	[kg/m ²]
Plafón	20	[kg/m ²]
Loseta cerámica	25	[kg/m ²]
Total	876	[kg/m ²]

Tabla 5.11. Análisis de cargas para las albercas de la estructura de concreto.

Área de albercas	Carga	
Losa de concreto 20cm	480	[kg/m ²]
Muros de concreto 20 cm	176	[kg/m ²]
Azulejo	20	[kg/m ²]
Agua	1200	[kg/m ²]
Total	1876	[kg/m ²]

Para el área que esta alrededor de las albercas, las cargas serán las mismas que para la estructura de acero, al igual que para la fachada, ya que será la misma para ambos casos.

En cuanto a las cargas vivas para ambas estructuras, se determinan de acuerdo a lo que menciona el RCMA- 2002. Cuando el destino de piso es para habitaciones de hotel se utiliza una carga viva media de 70 Kg/m², una carga viva instantánea de 90 Kg/m² y una carga viva máxima de 170 Kg/m². El área de albercas y la azotea, se considerarán como un lugar de reunión, por lo que les corresponde una carga viva media de 40 Kg/m², una carga viva instantánea de 250 Kg/m² y una carga viva máxima de 350 Kg/m².

Teniendo ya el dimensionamiento de los elementos estructurales, las cargas por viento, el espectro de diseño para sismo y las cargas vivas y muertas, lo que procede es modelar ambas estructuras en el programa ETABS para obtener los desplazamientos y los elementos mecánicos.

Para el diseño de la estructura de acero se utilizará la filosofía ASD (Diseño por esfuerzos permisibles) y para el cual se utilizaron las siguientes combinaciones de carga:

$CM + P_P + CV_{m\acute{a}x}$	$CM + P_P + CV_{inst} - \frac{0.3}{Q'} \cdot SX - \frac{1}{Q'} \cdot SY + SV$
$CM + P_P + CV_{inst} + \frac{1}{Q'} \cdot SX + \frac{0.3}{Q'} \cdot SY + SV$	$CM + P_P + CV_{inst} + \frac{0.3}{Q'} \cdot SX - \frac{1}{Q'} \cdot SY + SV$
$CM + P_P + CV_{inst} + \frac{0.3}{Q'} \cdot SX + \frac{1}{Q'} \cdot SY + SV$	$CM + P_P + CV_{inst} + \frac{1}{Q'} \cdot SX - \frac{0.3}{Q'} \cdot SY + SV$
$CM + P_P + CV_{inst} - \frac{0.3}{Q'} \cdot SX + \frac{1}{Q'} \cdot SY + SV$	$CM + P_P + CV_{inst} + VX$
$CM + P_P + CV_{inst} - \frac{1}{Q'} \cdot SX + \frac{0.3}{Q'} \cdot SY + SV$	$CM + P_P + CV_{inst} + VY$
$CM + P_P + CV_{inst} - \frac{1}{Q'} \cdot SX - \frac{0.3}{Q'} \cdot SY + SV$	$CM + P_P + CV_{inst} + VX_R$
	$CM + P_P + CV_{inst} + VY_R$

Y para la estructura de concreto se utilizaron las siguientes combinaciones de acuerdo con la filosofía de factores de carga y resistencia (LRFD):

$$\begin{array}{l}
1.4CM + 1.4P_P + 1.4CV_{\text{máx}} \\
1.1CM + 1.1P_P + 1.1CV_{\text{inst}} + \frac{1.1}{Q'}SX + \frac{0.33}{Q'}SY + SV \\
1.1CM + 1.1P_P + 1.1CV_{\text{inst}} + \frac{1.1}{Q'}SX - \frac{0.33}{Q'}SY + SV \\
1.1CM + 1.1P_P + 1.1CV_{\text{inst}} - \frac{1.1}{Q'}SX + \frac{0.33}{Q'}SY + SV \\
1.1CM + 1.1P_P + 1.1CV_{\text{inst}} - \frac{1.1}{Q'}SX - \frac{0.33}{Q'}SY + SV \\
1.1CM + 1.1P_P + 1.1CV_{\text{inst}} + \frac{0.33}{Q'}SX + \frac{1.1}{Q'}SY + SV \\
1.1CM + 1.1P_P + 1.1CV_{\text{inst}} + \frac{0.33}{Q'}SX - \frac{1.1}{Q'}SY + SV \\
1.1CM + 1.1P_P + 1.1CV_{\text{inst}} - \frac{0.33}{Q'}SX + \frac{1.1}{Q'}SY + SV \\
1.1CM + 1.1P_P + 1.1CV_{\text{inst}} - \frac{0.33}{Q'}SX - \frac{1.1}{Q'}SY + SV \\
1.1CM + 1.1P_P + 1.1CV_{\text{inst}} + 1.1VX \\
1.1CM + 1.1P_P + 1.1CV_{\text{inst}} + 1.1VY \\
1.1CM + 1.1P_P + 1.1CV_{\text{inst}} + 1.1VX_R \\
1.1CM + 1.1P_P + 1.1CV_{\text{inst}} + 1.1VY_R
\end{array}$$

En donde:

CM es la carga muerta que fue calculada al principio de este capítulo

Pp es el peso propio de los elementos estructurales, que es calculado en el programa

CV_{inst} es la carga viva instantánea

SX es la carga sísmica en dirección x

SY es la carga sísmica en dirección y

SV es la carga sísmica vertical

VX es la carga de viento en dirección x; VXR es la carga de viento opuesta a VX

VY es la carga de viento en dirección y; VYR es la carga de viento opuesta a VY

Cabe mencionar que con las combinaciones anteriores se va a poder calcular las fuerzas que los elementos estructurales deben resistir, para que esta tarea resulte más fácil, se realiza una envolvente que incluye a todas las combinaciones, de esta forma la envolvente nos arroja las fuerzas que resultan más desfavorables. Para el cálculo de los desplazamientos es necesario realizar otra envolvente, en la cual no haya reducciones de fuerza por sismo, es decir, los factores que afectan a sismo x y sismo y, ya no se dividen entre Q'.

5.1. Modelo de la Estructura de Acero.

Ya asignadas las cargas correspondientes en el modelo de la estructura en el programa ETABS, lo que prosigue es realizar el análisis. Al revisar los desplazamientos de la estructura, resultó que éstos no entraban dentro de los límites de servicio establecidos por el reglamento, así que se decidió agregar contraventeos concéntricos entre los ejes A- B, 1-2, y sobre los ejes G y 7. En las figs. 5.1 y 5.2, se muestra la sección transversal de dichos contraventeos y su ubicación. Realizando de nueva cuenta el análisis ya con la nueva

configuración, los resultados arrojaron que los desplazamientos se redujeron, siendo ya menores al límite establecido como se mostrará más adelante. En cuanto al periodo fundamental de la estructura, éste resultó ser 1.69 segundos, lo cual nos indica que se trata de una estructura flexible.

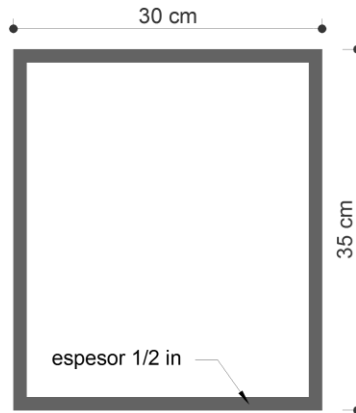


Figura 5.1. Sección transversal de los contraventeos.

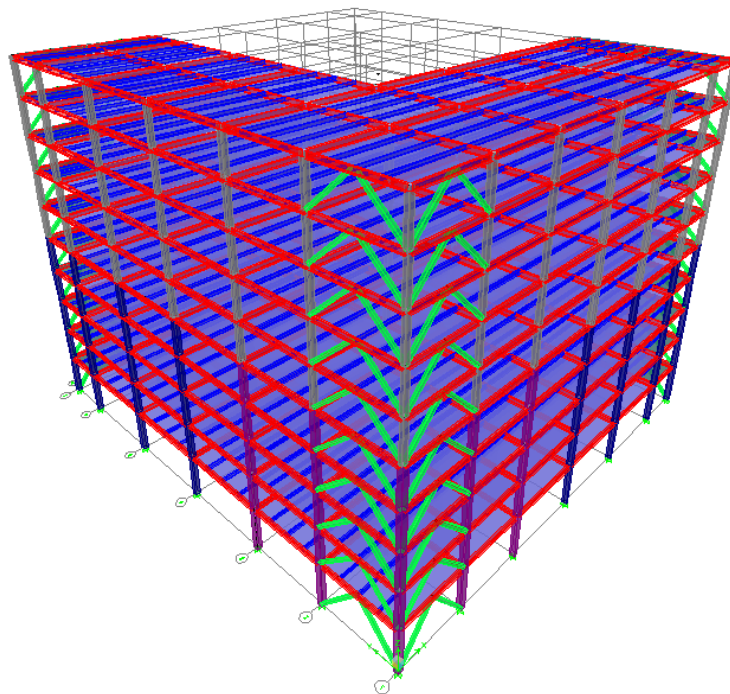


Figura 5.1. Ubicación de los contraventeos.

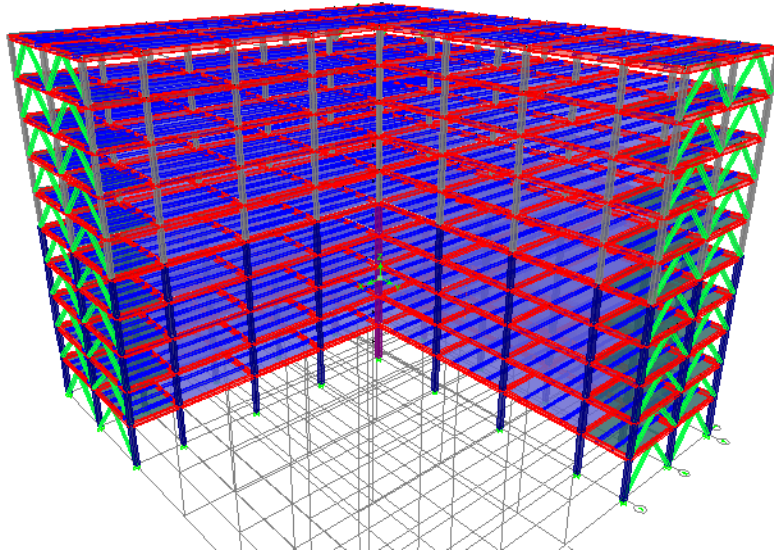


Figura 5.1. Ubicación de los contraventeos (continuación).

En el programa se realizó el diseño de los elementos, esto con el fin de dar una idea de qué elementos estructurales son los que no son los suficientemente resistentes para soportar las solicitaciones a las que estará expuesta. En la fig. 5.3 se muestra un isométrico con dichos resultados:

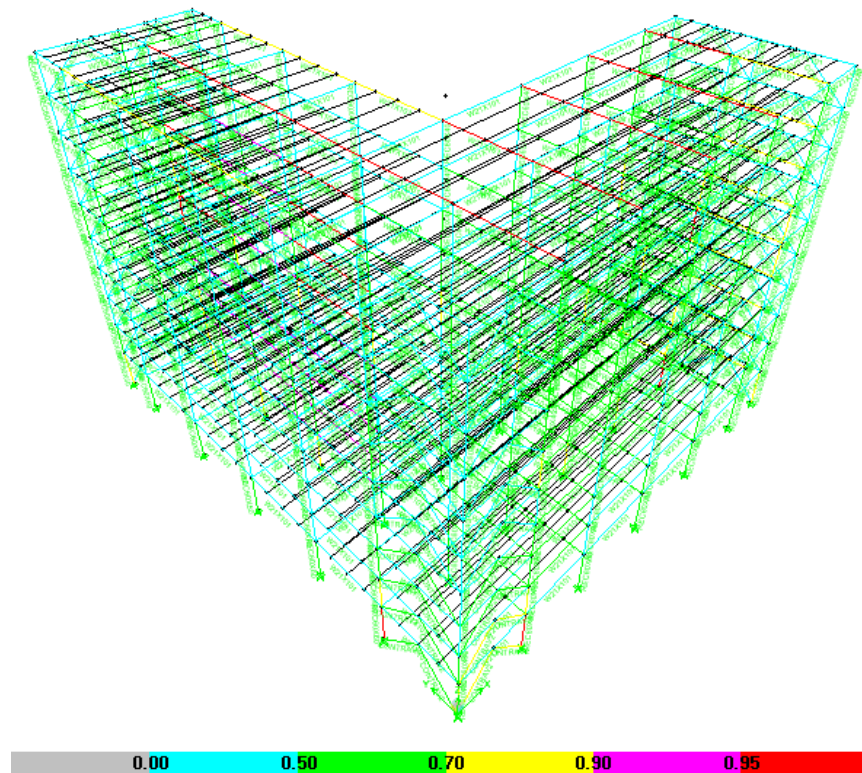


Figura 5.3. Resultados del diseño de la estructura de acero realizado por el programa ETABS.

Como se puede observar, el programa le asigna un color a cada elemento de acuerdo al porcentaje en que se encuentra trabajando ante los esfuerzos de compresión axial y esfuerzos de flexión (fórmula de interacción). El color rojo es para los elementos más desfavorables, aquellos que se encuentran trabajando en un 95% o más de su esfuerzo permisible. Cabe mencionar, que los elementos estructurales no serán diseñados con el programa, sino que sólo interesan los diagramas de elementos mecánicos y los desplazamientos que presenta la estructura, y que lo hecho anteriormente solo es para dar una idea sobre si el pre dimensionamiento propuesto de los elementos estructurales es el adecuado para que la estructura no colapse. En la fig. 5.1, se puede observar que la gran mayoría de los elementos se encuentran trabajando entre un 50 y un 70% de su esfuerzo permisible, y los que se encuentran en color rojo son la minoría, por lo que se puede decir que el dimensionamiento propuesto puede ser el adecuado para esta estructura.

A continuación se presentan los desplazamientos que presenta la estructura, con el fin de comprobar si dichos desplazamientos cumplen con el estado límite de servicio establecido para que la estructura sea funcional. Inmediatamente después, se presentan los diagramas de elementos mecánicos de los marcos más desfavorables para poder realizar el adecuado diseño de los elementos estructurales.

a) Cálculo de desplazamientos y derivas de entrepiso

En la tabla 5.12, se presentan los desplazamientos de la estructura ante las cargas a las que puede estar expuesta, así como también se presentan las derivas de entrepiso que son calculadas de la siguiente forma:

$$\gamma = \frac{\Delta}{H}$$

En donde Δ es el desplazamiento relativo del entrepiso ($\Delta = \delta_i - \delta_{i-1}$) y H es la altura de dicho entrepiso. Lo mencionado anteriormente, se puede explicar de una mejor manera en la fig. 5.1 (Bazán-Meli, 2008, ref. 7).

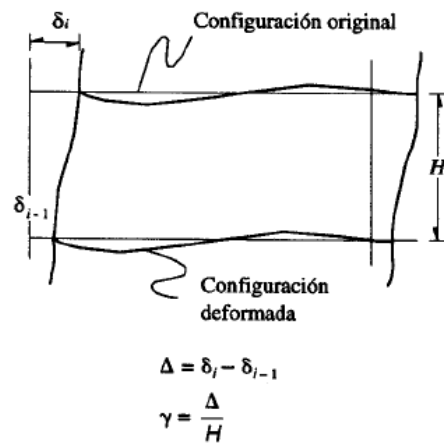


Figura 5.2. Desplazamiento relativo de entrepiso

Tabla 5.12. Desplazamientos y derivas de entrepiso de la estructura de acero.

Nivel	H [m]	Desplazamientos		Derivas x	Derivas y
		x [m]	y [m]		
Base	0	0	0	0	0
N1	5.5	0.022	0.0208	0.0040	0.0038
N2	4.5	0.0467	0.0444	0.0055	0.0052
N3	4.5	0.0735	0.0698	0.0060	0.0056
N4	4.5	0.1015	0.0965	0.0062	0.0059
N5	4.5	0.1297	0.1232	0.0063	0.0059
N6	4.5	0.1596	0.1518	0.0066	0.0064
N7	4.5	0.1891	0.18	0.0066	0.0063
N8	4.5	0.2173	0.2071	0.0063	0.0060
N9	4.5	0.2432	0.2322	0.0058	0.0056
Azotea	4.5	0.2665	0.2547	0.0052	0.0050

El RCMA-2002, determina que las derivas de entrepiso no excederán de 0.006. Dicho límite puede ser de 0.012 si los elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, están separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por las deformaciones de ésta.

En la figura 5.3 se presenta la gráfica de las derivas de entrepiso que presentan cada uno de los niveles del edificio tanto en la dirección x y en la dirección y, también se representan los límites que se deben cumplir.

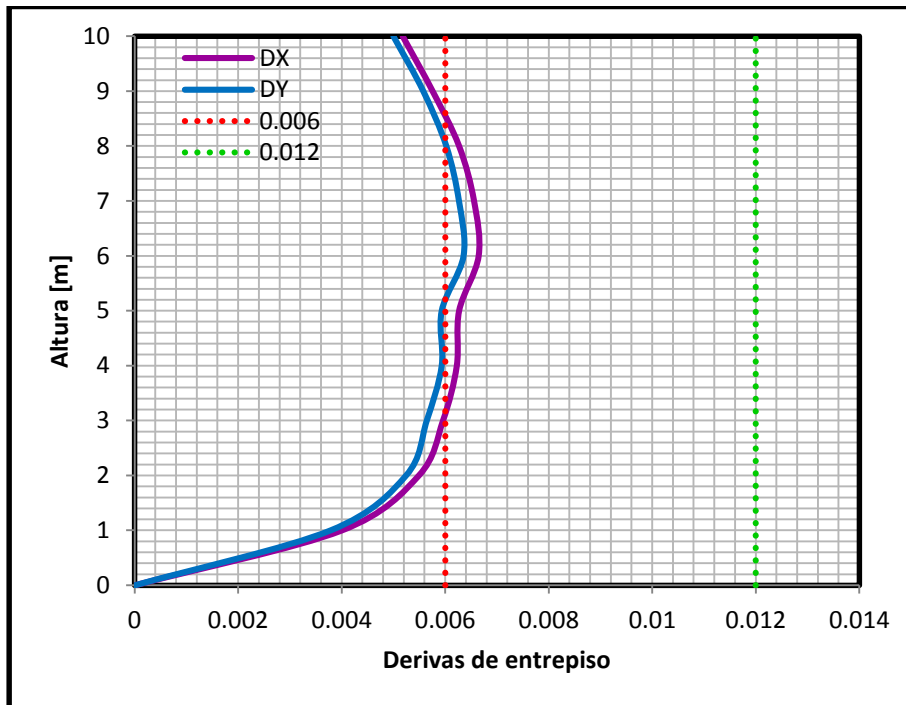


Figura 5.3. Gráfica de derivas de entrepiso de cada uno de los niveles de la estructura de acero.

Se ha decidido que para esta estructura, los elementos frágiles no estén ligados a la estructura, por lo que el límite para este caso es de 0.012. Como se puede observar en la gráfica, dicho requisito se cumple para todos los niveles.

b) Cálculo de Elementos Mecánicos.

En las siguientes figuras, se mostrarán los diagramas de elementos mecánicos de los marcos en donde se presentan las fuerzas más desfavorables; dichos marcos se encuentran en el eje 2, eje B, eje 6 y eje D. Con estos diagramas, en el capítulo 6 se procederá a comprobar si el dimensionamiento de los elementos estructurales es el adecuado o no.

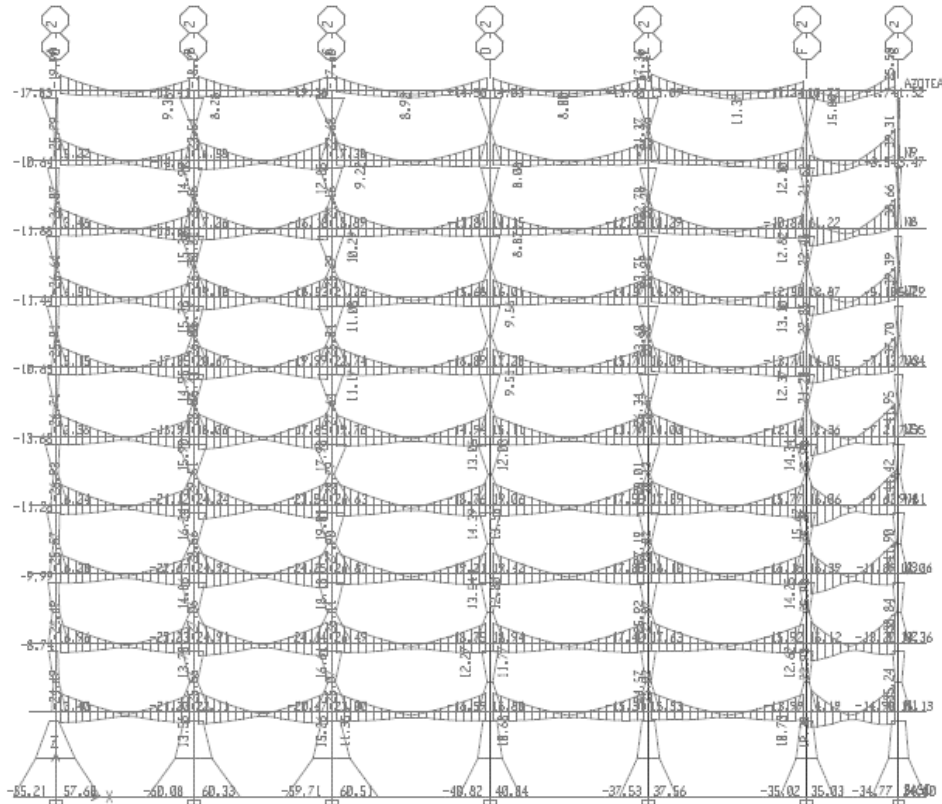


Figura 5.5a Diagrama de Momento Flexionante eje 2

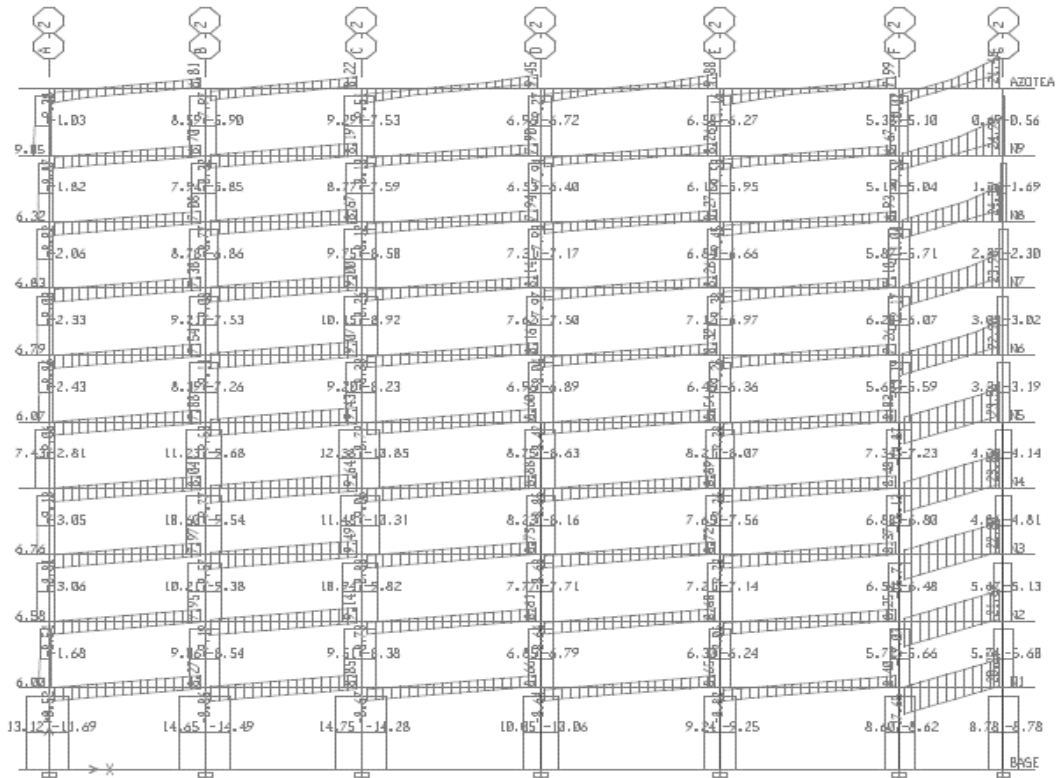


Figura 5.5b Diagrama de Fuerza cortante eje 2

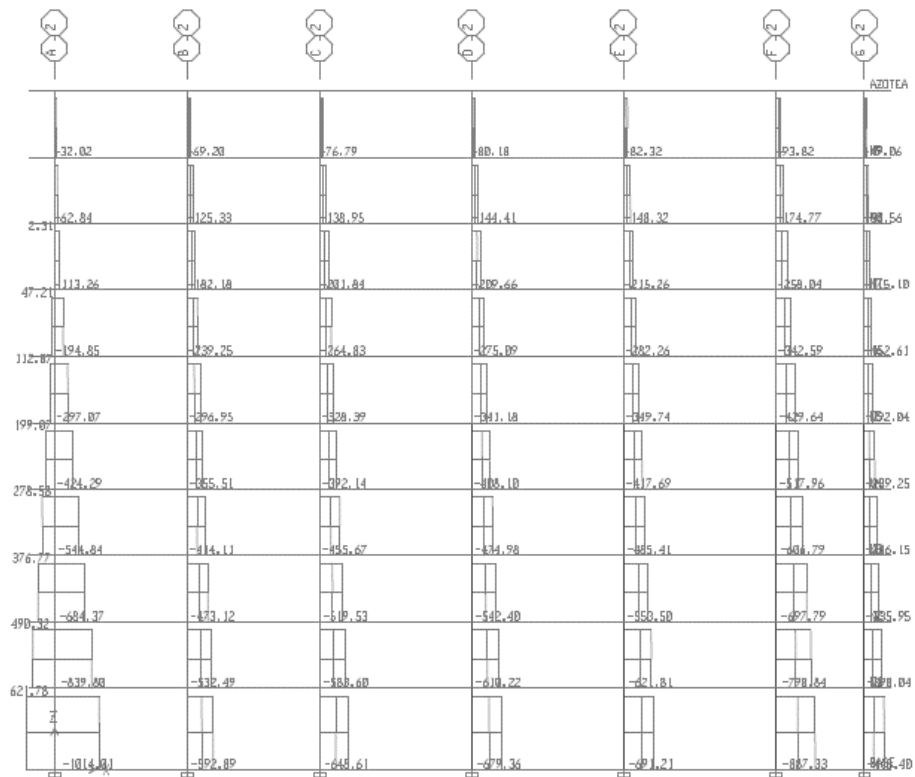


Figura 5.5c Diagrama de Fuerza Axial, eje 2

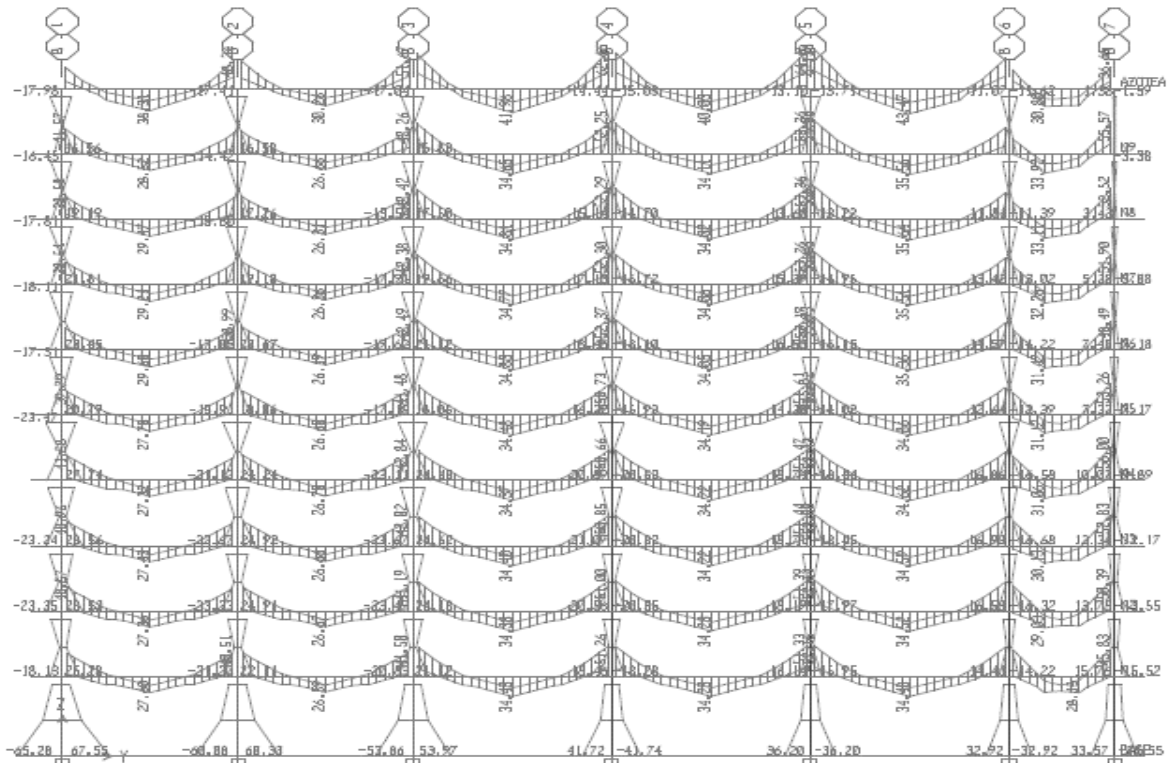


Figura 5.6a Diagrama de Momento Flexionante, eje B

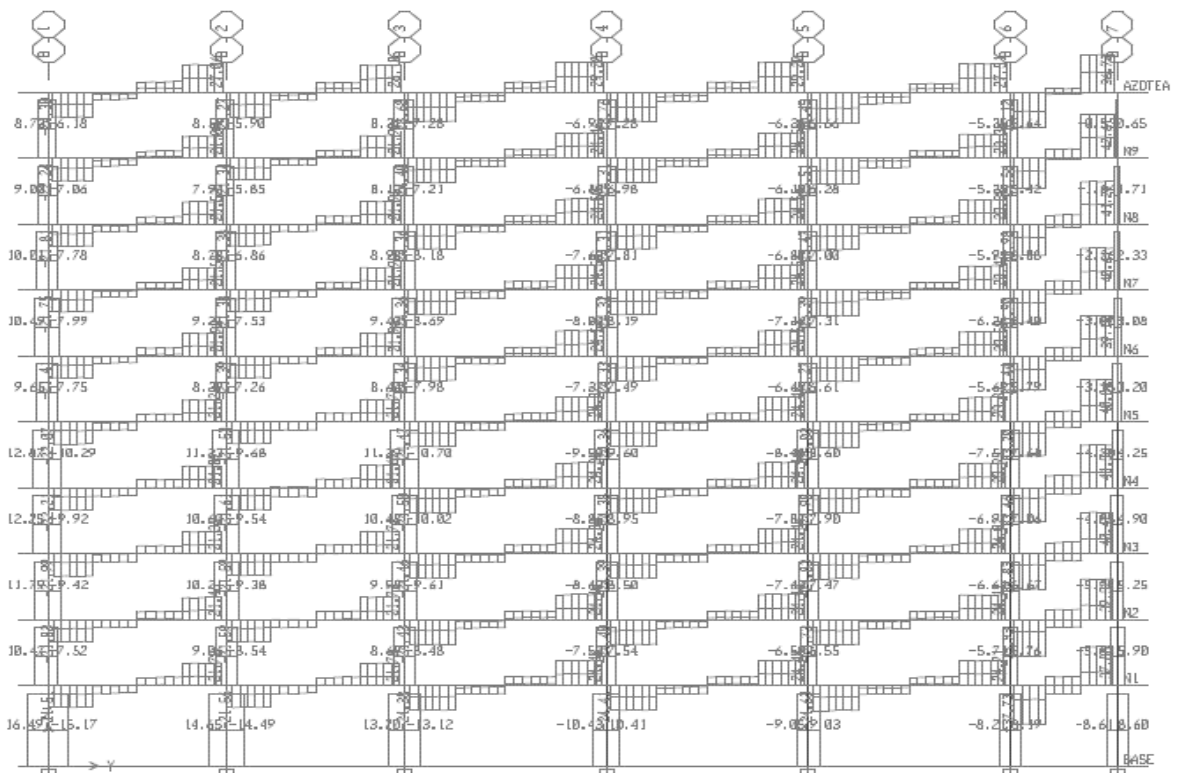


Figura 5.6b Diagrama de Fuerza Cortante, eje B

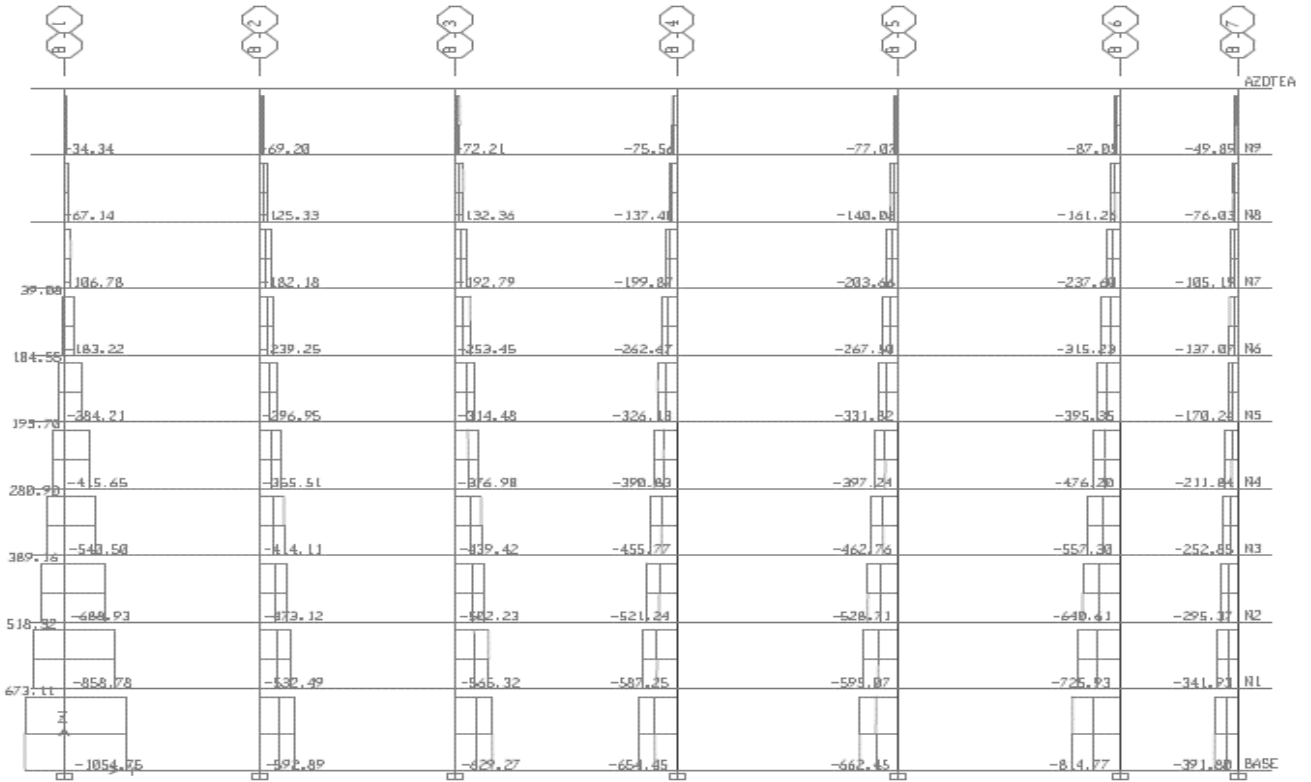


Figura 5.6c Diagrama de Fuerza Axial, eje B

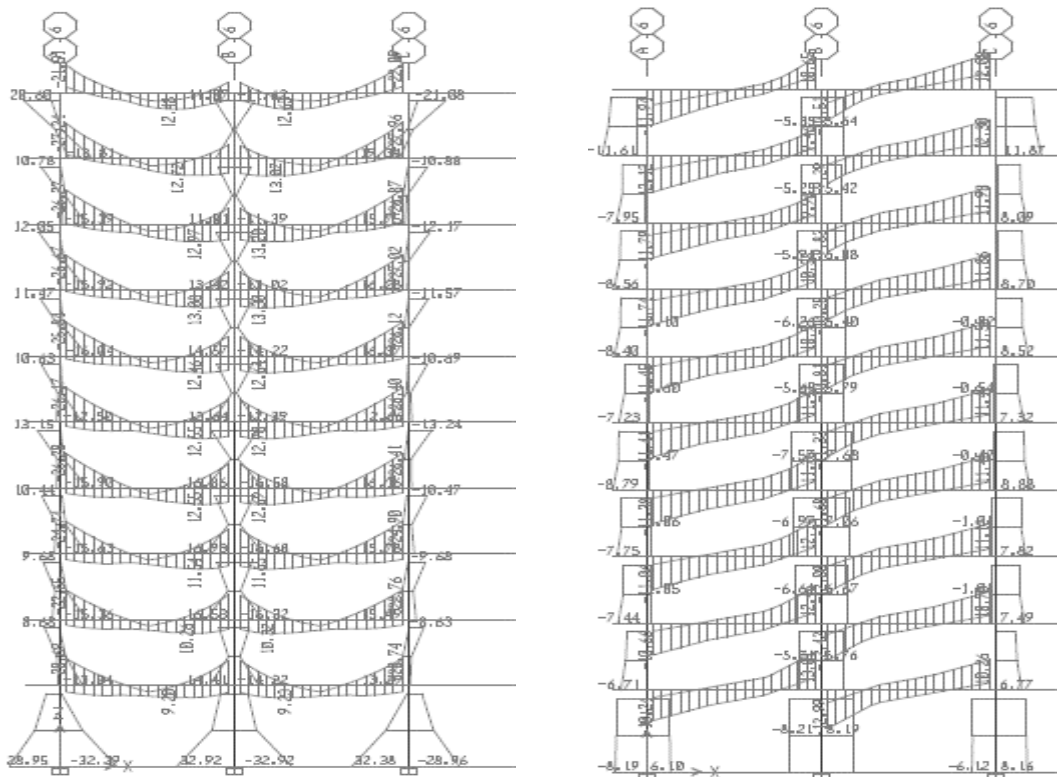


Figura 5.7a Diagrama de Momento Flexionante y Figura 5.7b Diagrama de Fuerza Cortante, eje 6

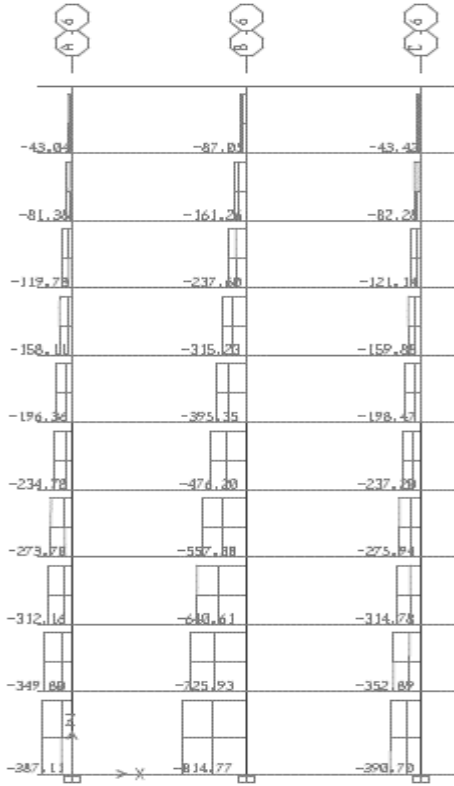


Figura 5.7c Diagrama de Fuerza axial eje 6

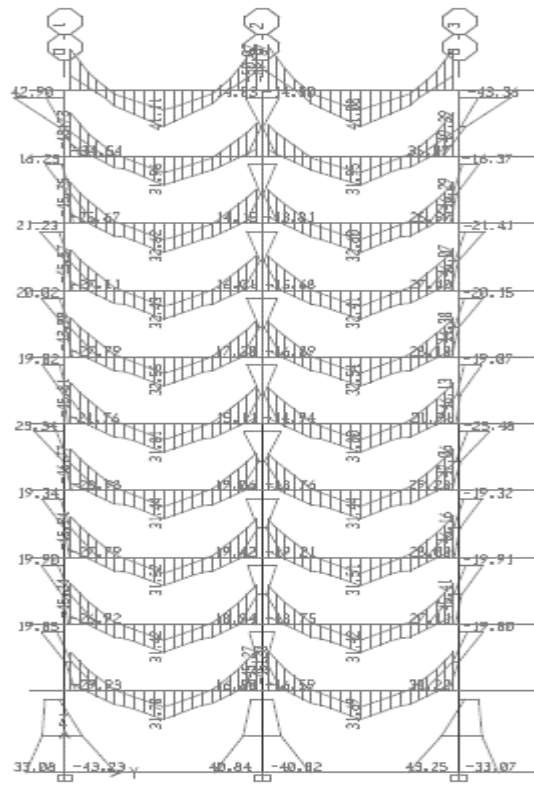


Figura 5.8a Diagrama de Momentos, eje D

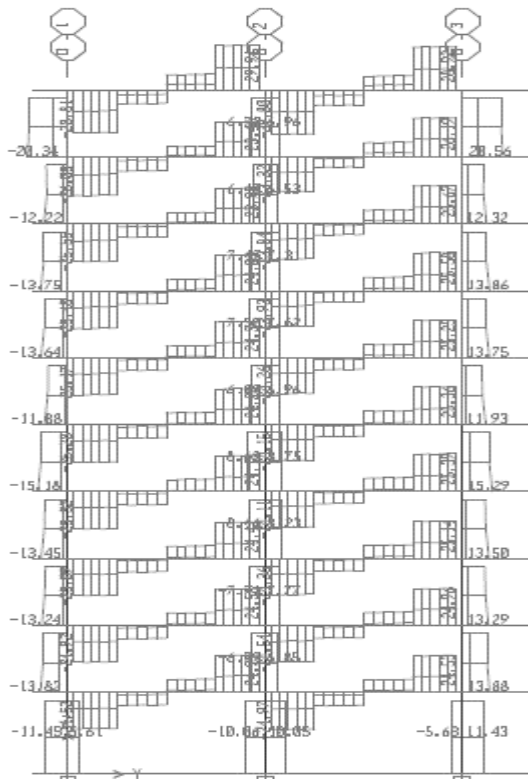
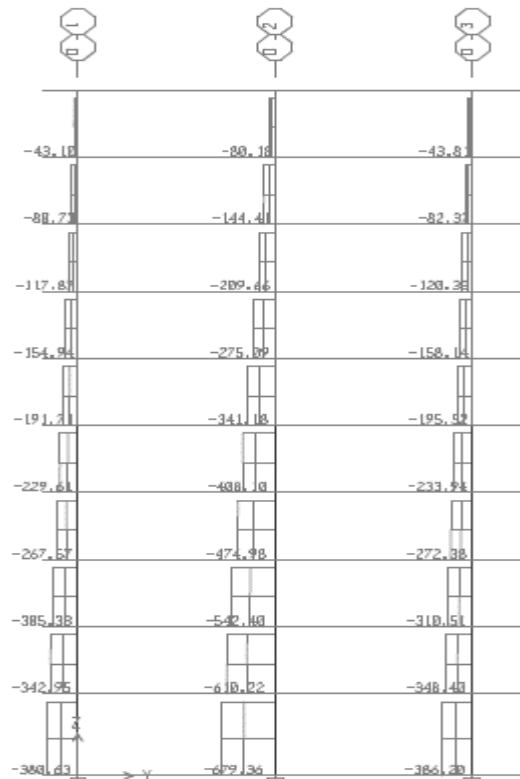


Figura 5.8b Diagrama de Fuerza Cortante y Fig. 5.8c Diagrama de Fuerza axial, eje D



5.2. Modelo de la Estructura de Concreto

Para la estructura de concreto se tiene que el periodo es de 2 segundos. Al igual que en la estructura de acero, se realizó el diseño de los elementos en el programa, arrojando lo que se muestra en la fig. 5.9.

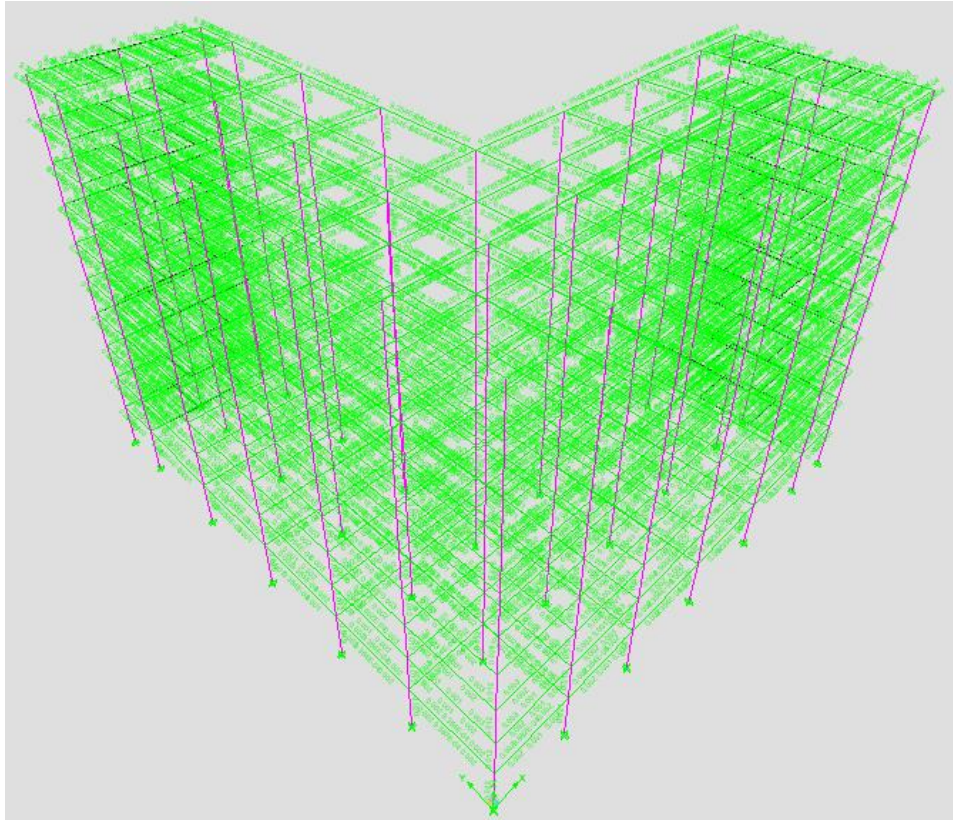


Figura 5.9. Resultados del diseño de la estructura de concreto realizado por el programa ETABS.

En este caso, se puede apreciar que la gran mayoría de los elementos tiene asignado un color rosa y también tiene el área de acero que requiere a cortante y flexión para que el elemento sea lo suficientemente resistente. En este caso, el diseño de los elementos tampoco se realizará con el programa, si no que lo que nos interesa son los diagramas de elementos mecánicos y los desplazamientos que la estructura puede llegar a presentar. En el capítulo 6 se procederá al diseño de los elementos estructurales, cuyos resultados se podrán comparar con los que arroja el programa.

a) Cálculo de desplazamientos y derivas de entrepiso

De la misma manera que en la estructura de acero, en la tabla 5.13 se presentan los desplazamientos y las derivas de entrepiso para la estructura de concreto.

Tabla 5.13. Desplazamientos y derivas de entepiso de la estructura de concreto.

Nivel	H [m]	Desplazamientos		Derivas x	Derivas y
		x [m]	y [m]		
Base	0	0	0	0	0
N1	5.5	0.0238	0.0292	0.0043	0.0053
N2	4.5	0.0584	0.0726	0.0077	0.0096
N3	4.5	0.0962	0.1208	0.0084	0.0107
N4	4.5	0.1335	0.1691	0.0083	0.0107
N5	4.5	0.1738	0.2209	0.0090	0.0115
N6	4.5	0.2097	0.2672	0.0080	0.0103
N7	4.5	0.2409	0.3071	0.0069	0.0089
N8	4.5	0.2703	0.3433	0.0065	0.0080
N9	4.5	0.2919	0.3694	0.0048	0.0058
Azotea	4.5	0.3045	0.3848	0.0028	0.0034

En la figura 5.10 se muestra la gráfica que representa las derivas de entepiso que presenta la estructura de concreto, al igual que los límites que no deben exceder dichas derivas.

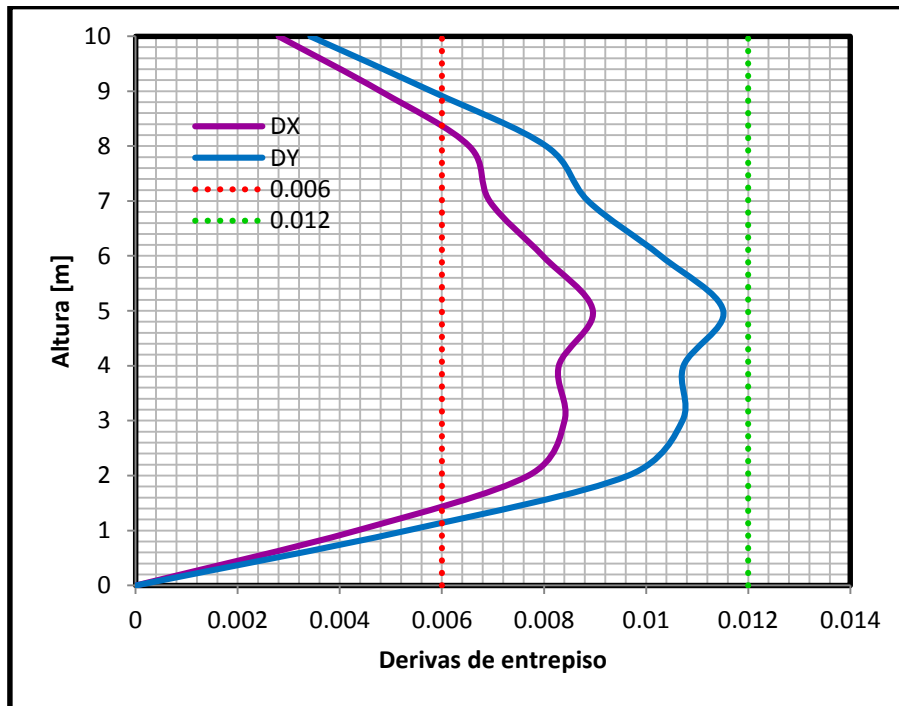


Figura 5.10. Gráfica de derivas de entepiso de cada uno de los niveles de la estructura de concreto.

Al igual que en el caso de la estructura de acero, los elementos que no puedan aceptar grandes deformaciones, no estarán ligadas a la estructura principal, de manera que la

estructura de concreto tampoco debe de exceder el límite de 0.012. Como se observa en la gráfica, dicho límite no se excede.

b) Cálculo de Elementos Mecánicos.

A continuación se mostrarán los diagramas de elementos mecánicos de los ejes 2, 7, B y G, ya que resultaron ser los más desfavorables para esta estructura.

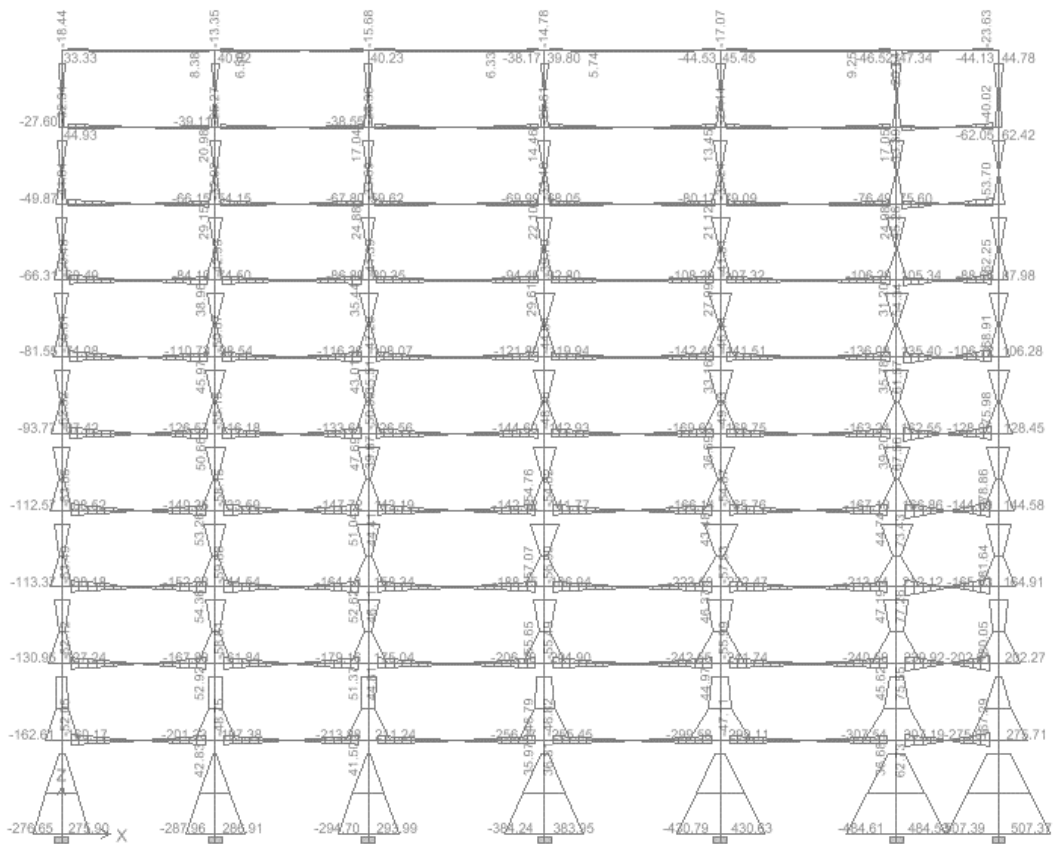


Figura 5.10a Diagrama de Momento Flexionante, eje 2



Figura 5.10b Diagrama de Fuerza Cortante, eje 2

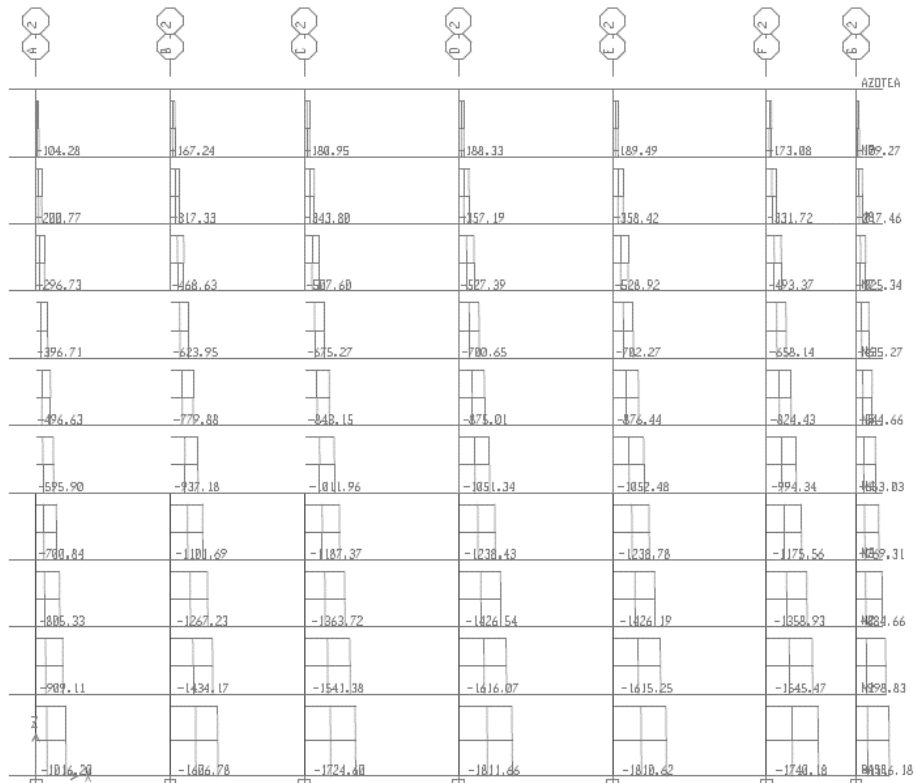


Figura 5.10c Diagrama de Fuerza Axial, eje 2

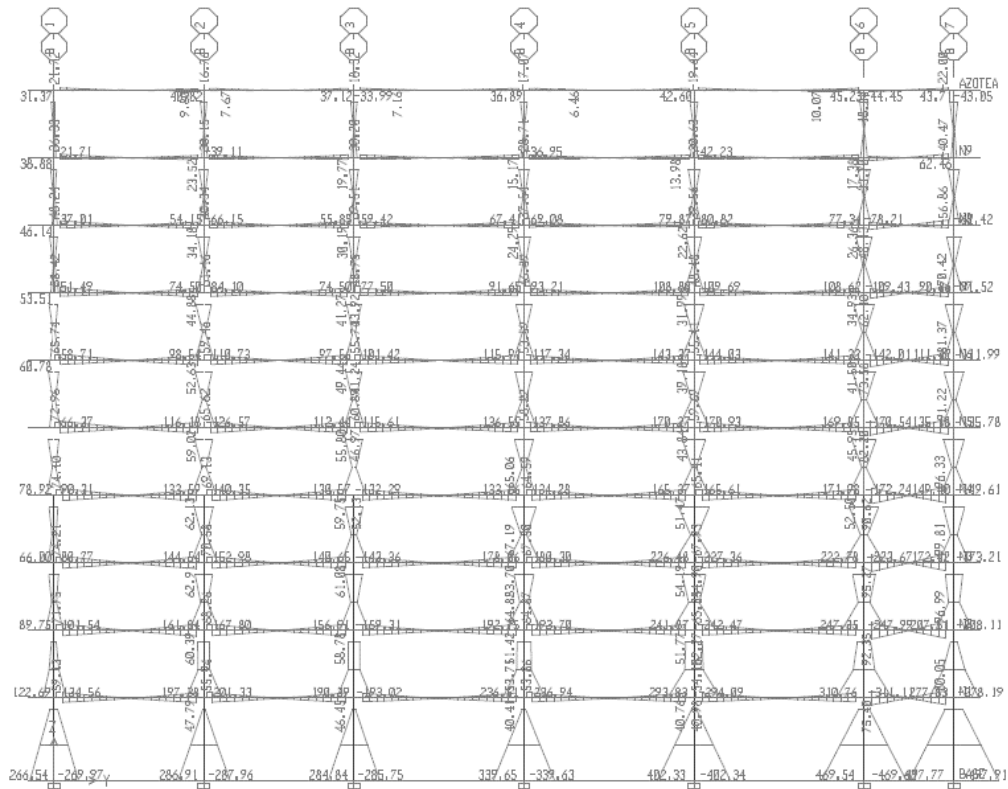


Figura 5.11a Diagrama de Momento Flexionante, eje B

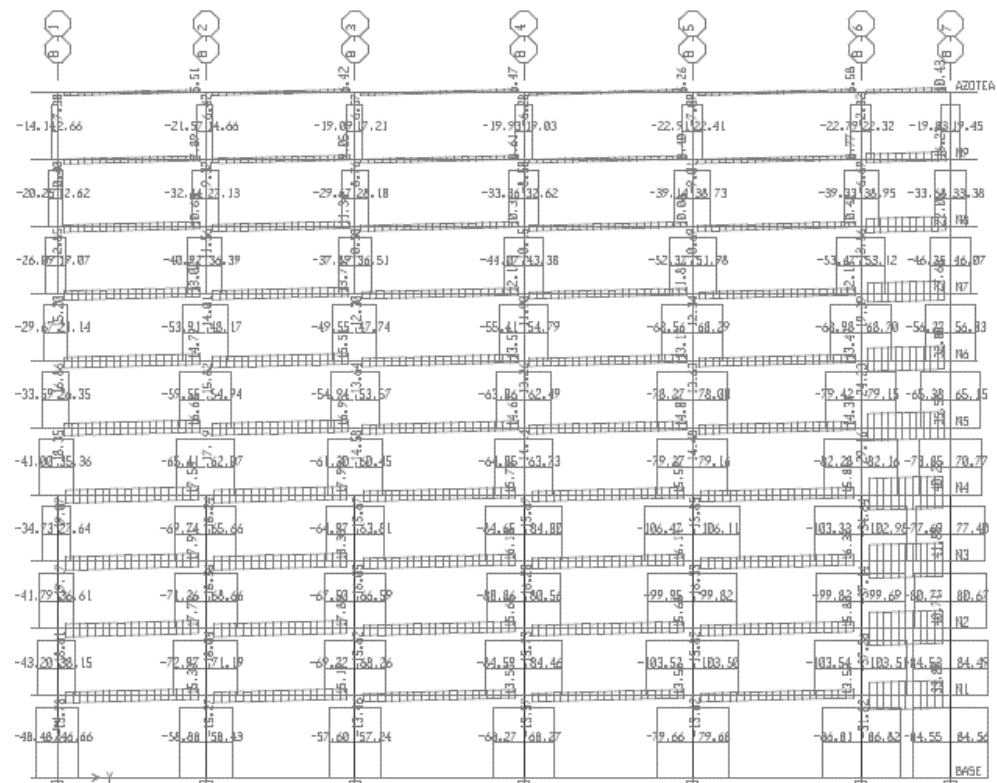


Figura 5.11b Diagrama de Fuerza Cortante, eje B

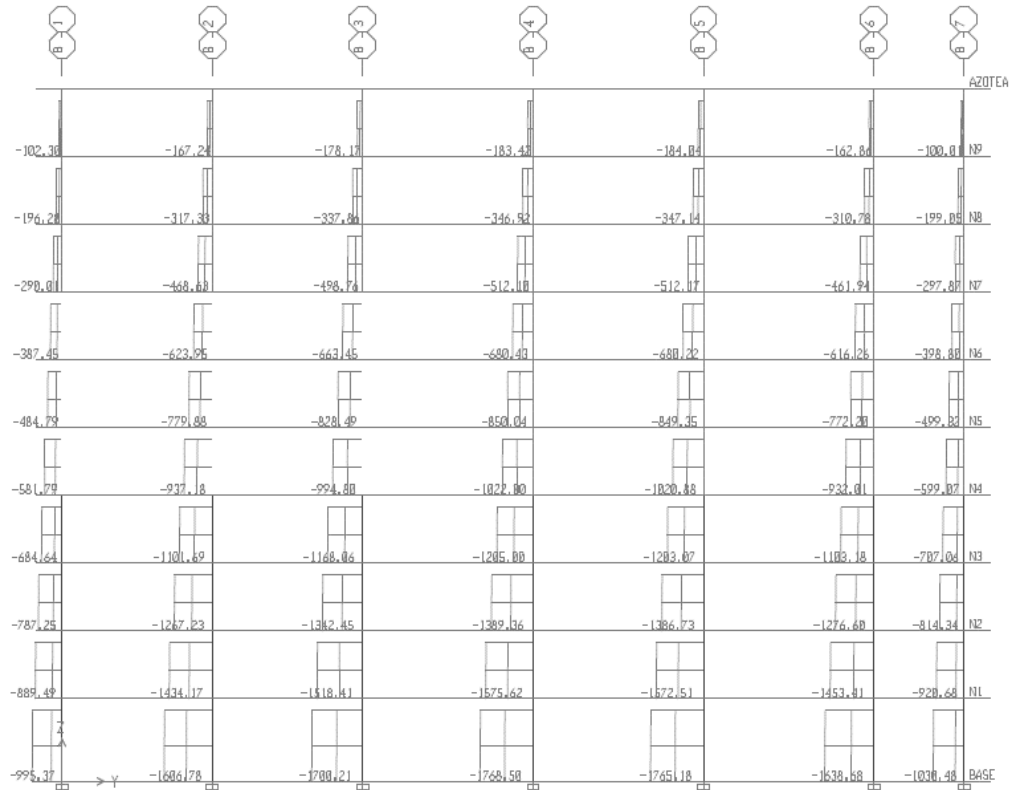


Figura 5.11c Diagrama de Fuerza Axial, eje B

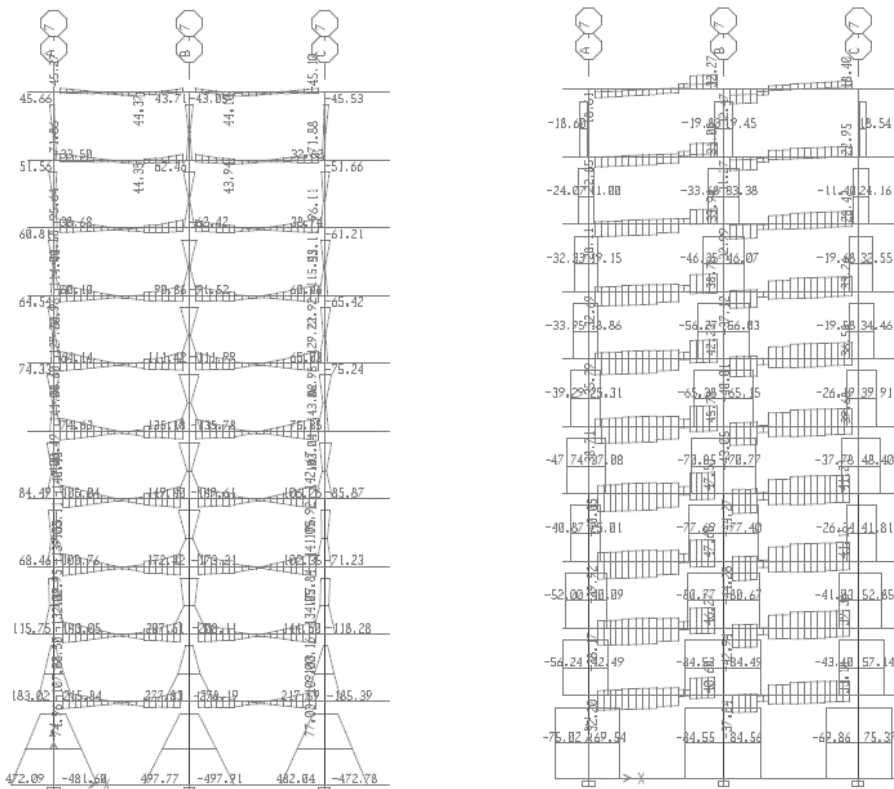


Figura 5.12a Diagrama de Momento Flexionante y Figura 5.12b Diagrama de Fuerza Cortante, eje 7

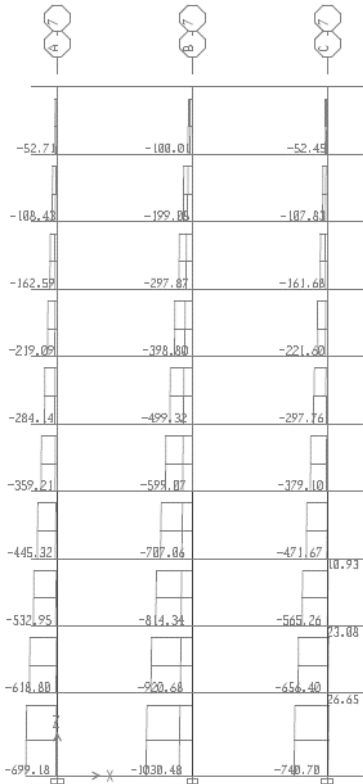


Figura 5.12c Diagrama de Fza. Axial, eje 7

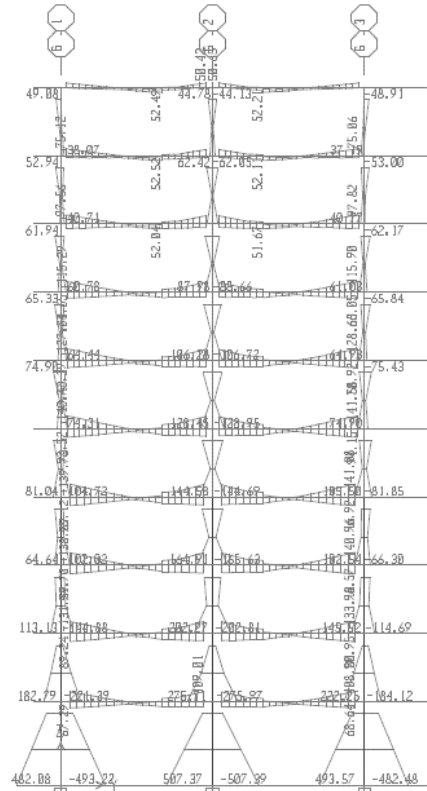


Figura 5.13a Diagrama de Momentos, eje G

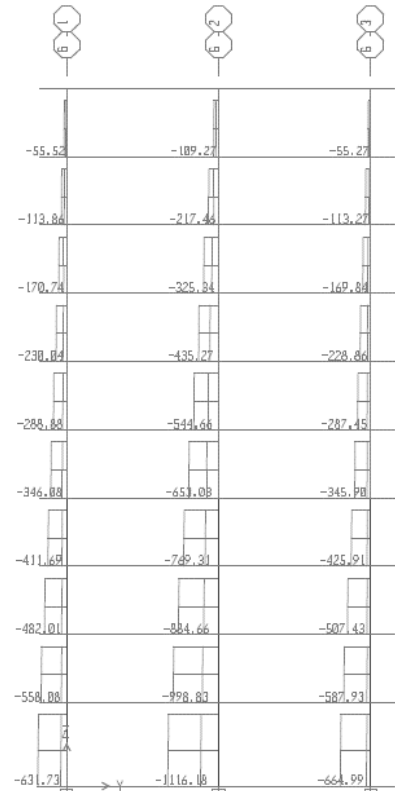
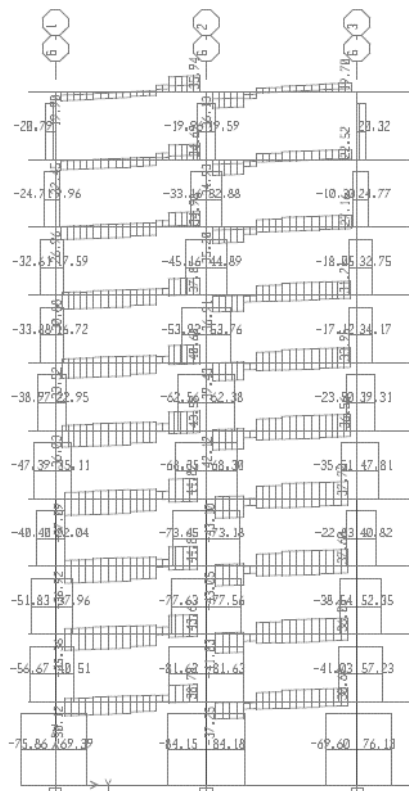


Figura 5.13b Diagrama de Fuerza Cortante y Figura 5.13c Diagrama de Fuerza Axial, eje G

CAPÍTULO 6. DISEÑO ESTRUCTURAL.

En este capítulo se realizará el diseño de los elementos estructurales, con la finalidad de que posean la suficiente resistencia y tengan un comportamiento adecuado ante las solicitaciones a las que puede estar expuesta la estructura.

6.1. Estructura de Acero.

Los cálculos de diseño para la estructura de acero se realizarán por el Método de Diseño por esfuerzo Permisible (ASD).

En el capítulo anterior se mostraron los diagramas de elementos mecánicos de los marcos más desfavorables de la estructura, y también mediante el programa ETABS se demostró que las dimensiones de los elementos de la estructura pueden ser las adecuadas, pero debido a que el programa no cuenta con el reglamento actual y no considera ciertos aspectos del mismo, no es conveniente confiar mucho en los resultados que arrojó al pedir que verificará si los elementos son lo suficientemente resistentes, por lo tanto, a continuación se elegirán algunos elementos estructurales y se verificará que cuenten con la resistencia que se requiere para soportar las solicitaciones a las que estará expuesta.

6.1.1. Diseño de columnas.

Para mostrar el diseño de columnas para la estructura de acero, se eligieron dos columnas del centro, éstas se encuentran entre el eje B y eje el 2 en el nivel 1 y 2 (fig. 6.1).

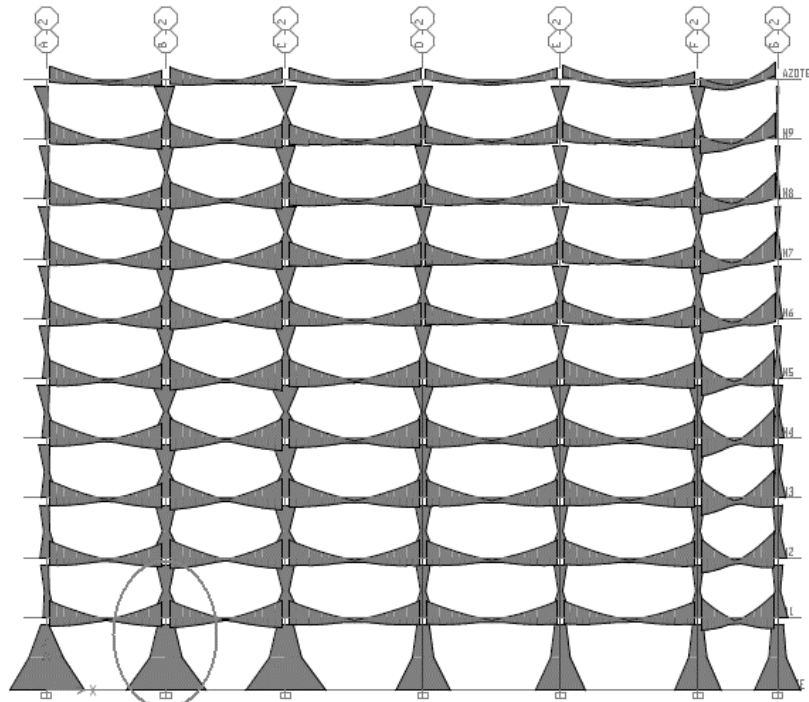


Figura 6.1. Localización de las columnas a analizar.

Estas dos columnas tienen una dimensión de 60x60 cm y hay que recordar que son de sección tipo cajón. A estas columnas están unidas en sus extremos vigas de una sección W 21x121 como se muestra en la fig. 6.2.

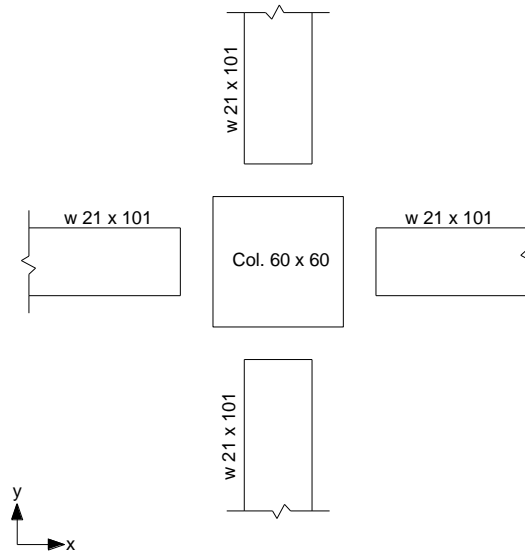


Figura 6.2. Vigas que están unidas a la columna a analizar

➤ **Revisión a Carga Axial.**

Para revisar qué tanto resisten las columnas al recibir cierta carga axial, primero es necesario calcular algunas propiedades geométricas de dichos elementos. También se requieren esas propiedades de las vigas W.

Los momentos de inercia de las vigas W son los siguientes:

$$I_{Txx} := 100728\text{cm}^4 \quad I_{Tyy} := 10323\text{cm}^4$$

Y tienen una longitud de 9m en dirección x y 10m en dirección y. Las columnas, como ya se mencionó, tienen una dimensión de 60 x 60 cm y un espesor de una pulgada ($e_c=2.54$ cm) y una longitud de 4.5 m en el caso de la columna del segundo nivel y de 5.5 m para la del primer nivel. Para realizar el cálculo de los momentos de inercia de las columnas, dichas columnas se dividirán en cuatro partes como se muestra en la fig. 6.3.

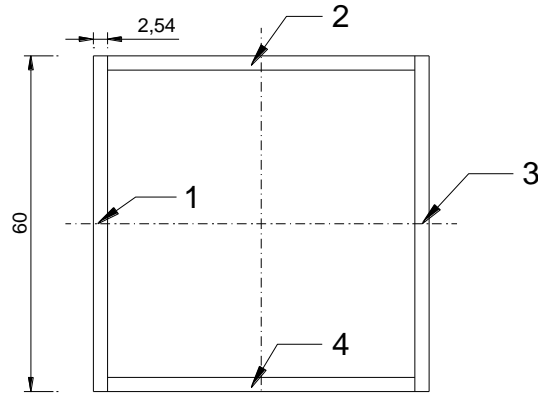


Figura 6.3. Partes en que se divide la sección cajón para obtener el momento de inercia.

El centroide de la columna se localiza en:

$$x := \frac{b_c}{2} = 30 \cdot \text{cm} \quad y := \frac{h_c}{2} = 30 \cdot \text{cm}$$

Calculando el área de cada una de las cuatro partes:

$b_1 := 2.54 \text{cm}$	$h_1 := h_c = 60 \cdot \text{cm}$	$A_1 := b_1 \cdot h_1 = 152.4 \cdot \text{cm}^2$
$b_2 := b_c - 2 \times e_c = 54.92 \cdot \text{cm}$	$h_2 := 2.54 \text{cm}$	$A_2 := b_2 \cdot h_2 = 139.497 \cdot \text{cm}^2$
$b_3 := b_1 = 2.54 \text{cm}$	$h_3 := h_1 = 60 \cdot \text{cm}$	$A_3 := b_3 \cdot h_3 = 152.4 \cdot \text{cm}^2$
$b_4 := b_2 = 54.92 \cdot \text{cm}$	$h_4 := h_2 = 2.54 \cdot \text{cm}$	$A_4 := b_4 \cdot h_4 = 139.497 \cdot \text{cm}^2$

El momento de inercia de cada una de las partes es:

$I_{xx1} := \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} = 45720 \cdot \text{cm}^4$	$I_{yy1} := \frac{h_1 \cdot b_1^3}{12} = 81.935 \cdot \text{cm}^4$
$I_{xx2} := \frac{b_2 \cdot h_2^3}{12} = 74.998 \cdot \text{cm}^4$	$I_{yy2} := \frac{h_2 \cdot b_2^3}{12} = 35062.595 \cdot \text{cm}^4$
$I_{xx3} := \frac{b_3 \cdot h_3^3}{12} = 45720 \cdot \text{cm}^4$	$I_{yy3} := \frac{h_3 \cdot b_3^3}{12} = 81.935 \cdot \text{cm}^4$
$I_{xx4} := \frac{b_4 \cdot h_4^3}{12} = 74.998 \cdot \text{cm}^4$	$I_{yy4} := \frac{h_4 \cdot b_4^3}{12} = 35062.595 \cdot \text{cm}^4$

En la fig. 6.4 se muestran las distancias entre el centroide de cada una de las cuatro partes y el centroide de la columna completa. Ahora lo que sigue es calcular los momentos de inercia de las columnas empleando el teorema de los ejes paralelos.

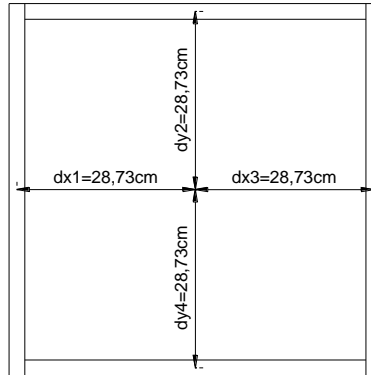


Figura 6.4. Distancias entre el centroide de la sección y el centroide de cada una de las partes en que se dividió.

$$I_{cxx} := I_{xx1} + A_1 \cdot d_{y1}^2 + I_{xx2} + A_2 \cdot d_{y2}^2 + I_{xx3} + A_3 \cdot d_{y3}^2 + I_{xx4} + A_4 \cdot d_{y4}^2 = 321874.913 \text{ cm}^4$$

$$I_{cyy} := I_{yy1} + A_1 \cdot d_{x1}^2 + I_{yy2} + A_2 \cdot d_{x2}^2 + I_{yy3} + A_3 \cdot d_{x3}^2 + I_{yy4} + A_4 \cdot d_{x4}^2 = 321874.913 \text{ cm}^4$$

También se requiere el cálculo del radio de giro, el cual queda de la siguiente forma:

$$r_x := \sqrt{\frac{I_{cxx}}{A_T}} = 23.481 \cdot \text{cm} \quad r_y := \sqrt{\frac{I_{cyy}}{A_T}} = 23.481 \cdot \text{cm}$$

En donde el área total de la columna es 583.794 cm^2

Teniendo ya todos los elementos geométricos que se requieren, lo siguiente es calcular la longitud efectiva de la columna, para lo cual se requiere obtener K. Se calculará primero el valor de K para la columna del segundo nivel, para ello nos serán de ayuda las figuras 6.5a y 6.5 b. Lo siguiente es calcular el valor de G_x y G_y para el extremo A y B, para después entrar con dichos valores al nomograma que muestra el MCA-IMCA-2009.

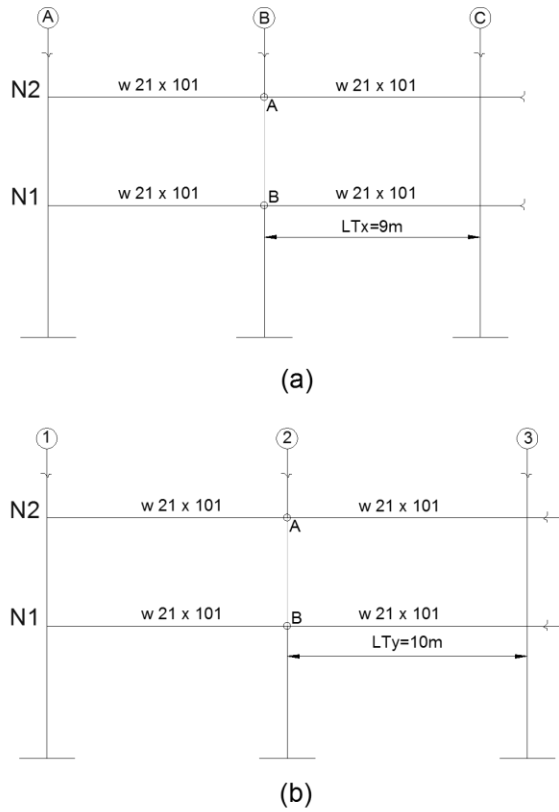


Figura 6.5. Elevación de columna a analizar y de vigas que están unidas a ella.

Calculando los valores de G para K_x :

$$G_{Ax} := \frac{2 \cdot \frac{I_{cxx}}{L_{cA}}}{2 \cdot \frac{I_{Txx}}{L_{Tx}}} = 6.391$$

$$G_{Bx} := \frac{\frac{I_{cxx}}{L_{cA}} + \frac{I_{cxx}}{L_{cB}}}{2 \cdot \frac{I_{Txx}}{L_{Tx}}} = 5.81$$

Para K_y :

$$G_{Ay} := \frac{2 \cdot \frac{I_{cyy}}{L_{cA}}}{2 \cdot \frac{I_{Txx}}{L_{Ty}}} = 7.101$$

$$G_{By} := \frac{\frac{I_{cyy}}{L_{cA}} + \frac{I_{cyy}}{L_{cB}}}{2 \cdot \frac{I_{Txx}}{L_T}} = 5.81$$

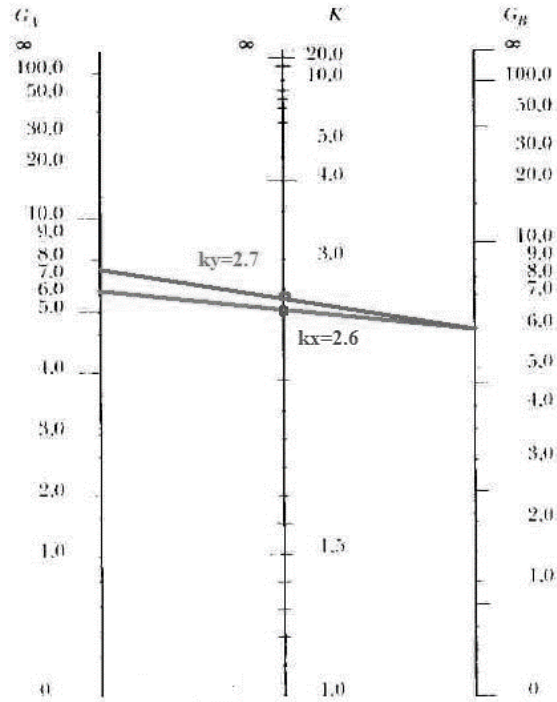


Figura 6.6. Valores de Kx y Ky obtenidos del nomograma

Entrando al nomograma (fig. 6.6) con estos valores se tiene que K_x tiene un valor de 2.6 y K_y un valor de 2.7. Teniendo ya estos valores ahora se calcula la relación de esbeltez:

$$\frac{K_x \cdot L_c}{r_x} = 49.828 \quad \frac{K_y \cdot L_c}{r_y} = 51.744$$

De estos dos valores trabajaremos con el mayor, ya que es el que resultaría más desfavorable.

Para conocer si se trata de un pandeo elástico o inelástico, se debe calcular el coeficiente de columna (C_c):

$$C_c := \sqrt{\frac{2 \cdot \pi^2 \cdot E}{F_y}} = 107.007$$

En donde

$$E := 2.039 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \quad F_y := 3515 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

como $\frac{K_y \cdot L_c}{r_y} < C_c$ se trata de pandeo inelástico

Entonces calculando el esfuerzo admisible a carga axial se tiene:

$$F_a := \frac{\left[1 - \frac{\left(\frac{K_y \cdot L_c}{r_y} \right)^2}{2 \cdot C_c^2} \right] \cdot F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8} \cdot \frac{K_y \cdot L_c}{C_c} - \frac{\left(\frac{K_y \cdot L_c}{r_y} \right)^3}{8 \cdot C_c^3}} = 16926.195 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Para calcular el esfuerzo actuante es necesario conocer la carga que debe resistir la columna, la cual se muestra en la fig. 6.7 y tiene un valor de 532.49 toneladas.

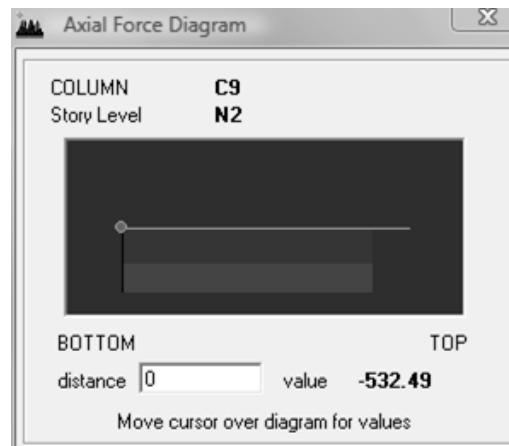


Figura 6.7. Diagrama de fuerza axial de la columna a analizar obtenido del programa ETABS

Por lo que el esfuerzo actuante tiene un valor de:

$$f_a := \frac{P}{A_T} = 9121.203 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Como el esfuerzo actuante es menor que el esfuerzo admisible, la columna cuenta con la suficiente resistencia para soportar la carga axial.

La relación entre el esfuerzo permisible y el actuante es:

$$\frac{f_a}{F_a} = 0.539$$

Para que la columna tenga un comportamiento adecuado ante los diversos esfuerzos a los que estará expuesta, deberá cumplir con la siguiente fórmula de interacción:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} \cdot f_{bx}}{\left(1 + \frac{f_a}{F' e_x}\right) \cdot F_{bx}} + \frac{C_{my} \cdot f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F' e_y}\right) \cdot F_{by}} \leq 1.0 \quad \text{para } \frac{f_a}{F_a} > 0.15$$

Para lo cual se debe calcular el esfuerzo actuante y admisible de flexión para el eje x y para el eje y, lo cual se procede a calcular a continuación.

➤ **Revisión a flexión.**

Para revisar que tanto resiste la columna a flexión, lo primero que se debe hacer es revisar si la sección entra dentro de la clasificación de sección compacta, para lo cual debe cumplir con los siguientes requisitos de acuerdo a lo que establece el MCA-IMCA-2009:

1. Los patines estarán unidos continuamente al alma o almas. Debido a que las columnas estarán conformadas por 4 placas de acero soldadas en todo el largo de la columna, este primer requisito sí se cumple.
2. La relación ancho/espesor de elementos no atiesados del patín a compresión, no excederá de:

$$e: \frac{545}{\sqrt{F_c \cdot y}}$$

Los elementos no atiesados son aquellos que tienen un borde libre paralelo a la dirección del esfuerzo de compresión. Como las columnas de la estructura no tienen dicho borde libre se trata de un elemento atiesado y, por lo tanto, este requisito no aplica.

3. La relación ancho/espesor de elementos atiesados del patín en compresión, no excederá de:

$$e: \frac{1590}{\sqrt{F_c \cdot y}}$$

Cabe mencionar que el ancho de este miembro es igual a la distancia entre las líneas más cercanas de soldaduras.

Se tiene que $t_f := 2.54\text{cm}$ $b_f := b_c - 2 \cdot t_f = 54.92 \cdot \text{cm}$

Por lo tanto: $\frac{b_f}{t_f} = 21.622$ y $\frac{1590}{\sqrt{3515}} = 26.818$

como: $\frac{b_f}{t_f} < \frac{1590}{\sqrt{3515}}$ Sí se cumple este requisito

4. La relación peralte/espesor (d/e_c) del alma o almas no excederá el valor dado por las fórmulas siguientes, según sea aplicable:

$$d/t = \frac{5370}{\sqrt{F_y}} \cdot \left(1 - 3.74 \cdot \frac{f_a}{F_y} \right) \quad \text{cuando } \frac{f_a}{F_y} \leq 0.16$$

$$d/t = \frac{2150}{\sqrt{F_y}} \quad \text{cuando } \frac{f_a}{F_y} > 0.16$$

como $\frac{f_a}{F_y} = 0.261$ y es mayor a 0.16 entonces:

$$\frac{d}{e_c} = 23.622 < \frac{2150}{\sqrt{3515}} = 36.264 \quad \text{Por lo tanto sí cumple este requisito}$$

5. La longitud entre soportes laterales del patín en compresión de miembros que no sean circulares o miembros en cajón, no excederá el valor de:

$$\frac{637 \cdot b_f}{\sqrt{F_y}} \quad \text{ni de} \quad \frac{1410000}{\left(\frac{d}{A} \right) \cdot F_y}$$

Como la sección que se está analizando se trata de un miembro en cajón, este requisito no aplica.

6. La longitud ente soportes laterales del patín en compresión de miembros de cajón de sección transversal rectangular, cuyo peralte no es mayor de seis veces el ancho y cuyo espesor del patín no es mayor de dos veces el espesor del alma, no excederá el valor de:

$$\left(137000 + 84400 \frac{M_1}{M_2} \right) \cdot \frac{b}{F_y}$$

Donde M_1 es el menor y M_2 el mayor de los momentos de flexión en los extremos. Dichos momentos se presentan en la fig. 6.8

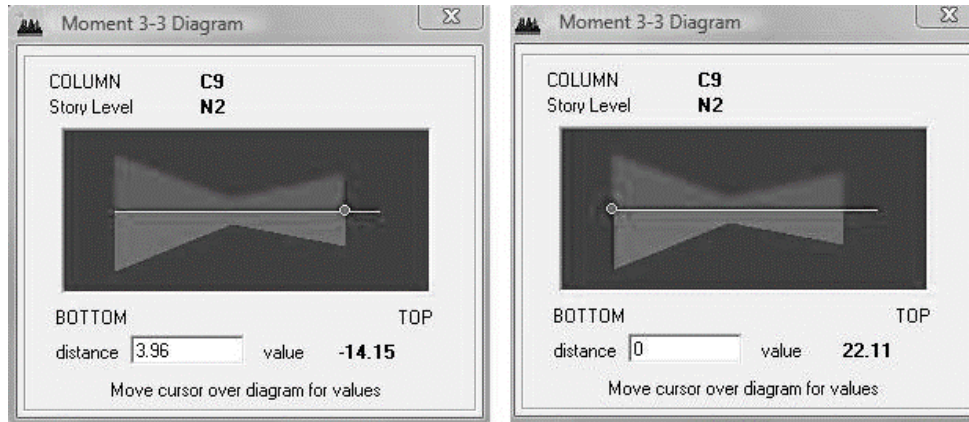


Figura 6.8. Diagrama de momentos en los extremos de la columna a analizar

Por lo que $M_1 = -14.15 \text{Ton}\cdot\text{m}$ y $M_2 = 22.11 \text{Ton}\cdot\text{m}$

$$\left(137000 + 84400 \cdot \frac{14.15}{22.11} \right) \cdot \frac{0.60}{35150} = 3.261$$

Esta cantidad está en metros, y la longitud entre soportes laterales es de 4.5m, por lo que este requisito no se cumple.

7. La relación diámetro/espesor de secciones circulares huecas no excederá de: 232000/ F_y .

Como esta sección no se trata de una sección circular, este requisito no aplica.

Como el requisito número 6 no se cumple, este miembro no es una sección compacta, por lo que para calcular su esfuerzo de flexión, el MCA-IMCA-2009 menciona que, si el miembro de cajón no cumple con los requisitos de sección compacta pero cumple con cierta relación ancho/espesor, el esfuerzo admisible se puede calcular de la siguiente forma:

$$F_b := 0.60 \cdot F_y$$

La relación ancho/espesor que debe cumplir para que aplique lo dicho antes es la siguiente:

$$\frac{-2000}{\sqrt{F_y}}$$

La relación ancho/espesor fue calculado en el punto número de 3 de sección compacta, por lo que comparando con la expresión anterior se tiene:

$$\frac{b_f}{t_f} = 21.622 < \frac{2000}{\sqrt{3515}} = 33.734$$

Como sí se cumple dicha condición entonces el esfuerzo admisible de flexión de esta columna es:

$$F_b := 0.60 \cdot F_y = 21090 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Como la sección transversal de esta columna es de forma cuadrada y por tanto es doblemente simétrica, el esfuerzo admisible de flexión para el eje x y para el eje y es la misma.

El esfuerzo actuante de flexión es igual al momento de flexión / módulo de sección del elemento. El módulo de sección se calcula de la siguiente forma:

$$S_x := \frac{I_{cxx}}{y} = 10729.164 \cdot \text{cm}^3 \quad S_y := \frac{I_{cyy}}{x} = 10729.164 \cdot \text{cm}^3$$

En donde "x" y "y" son las distancias de las fibras más alejadas a compresión.

Los momentos tanto para el eje x como para el eje y tienen los siguientes valores:

$$M_x = 22.11 \text{Ton} \cdot \text{m} \quad M_y = 18.9 \text{Ton} \cdot \text{m}$$

Calculando el esfuerzo actuante para ambos ejes:

$$f_{bx} := \frac{M_x}{S_x} = 2060.738 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \quad f_{by} := \frac{M_y}{S_y} = 1761.554 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Como estos dos esfuerzos actuantes son menores que el esfuerzo admisible, la columna resiste perfectamente a flexión.

Para poder calcular la fórmula de interacción nos falta obtener los términos Fe'_x , Fe'_y , C_{mx} y C_{my} , los cuales se determinan de la siguiente forma:

$$Fe'_x := \frac{12 \cdot \pi^2 \cdot E}{23 \cdot \left(\frac{K_x \cdot L_c}{r_x} \right)^2} = 42288.907 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \quad Fe'_y := \frac{12 \cdot \pi^2 \cdot E}{23 \cdot \left(\frac{K_y \cdot L_c}{r_y} \right)^2} = 39214.405 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$C_{mx} := 0.6 - 0.4 \cdot \frac{M_1}{M_2} = 0.856 \quad \text{en donde } M_1 = -14.15 \cdot \text{Ton} \cdot \text{m} \text{ y } M_2 = 22.11 \cdot \text{Ton} \cdot \text{m}$$

$$C_{my} := 0.6 - 0.4 \cdot \frac{M_1}{M_2} = 0.855 \quad \text{en donde } M_1 = 12.06 \cdot \text{Ton} \cdot \text{m} \text{ y } M_2 = -18.91 \cdot \text{Ton} \cdot \text{m}$$

A continuación se calculará la fórmula de interacción, teniendo ya calculados todos los términos:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} \cdot f_{bx}}{\left(1 + \frac{f_a}{Fe'_x}\right) \cdot F_{bx}} + \frac{C_{my} \cdot f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{Fe'_y}\right) \cdot F_{by}} = 0.682$$

Calculando cada uno de los términos que la componen por separado:

$$\frac{f_a}{F_a} = 0.539 \quad \frac{C_{mx} \cdot f_{bx}}{\left(1 + \frac{f_a}{Fe'_x}\right) \cdot F_{bx}} = 0.069 \quad \frac{C_{my} \cdot f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{Fe'_y}\right) \cdot F_{by}} = 0.074$$

Como se puede observar, las dimensiones propuestas para esta columna son adecuadas ya que está trabajando solo a un 68.2 % de su capacidad, la cual la mayor parte de ella está trabajando a carga axial.

Cabe mencionar que el programa arrojó como resultado de la fórmula de interacción de 0.452, estas diferencias se deben a que el programa consideró a la columna como sección compacta, por lo que aquí se puede ver la importancia de no confiar totalmente en los resultados que nos puedan arrojar los programas de análisis.

A continuación se procederá a hacer los mismos cálculos hechos anteriormente pero ahora para la columna del primer nivel.

Calculando los valores de G para K_x y K_y :

$$L_{cA} := 5.5\text{m} \quad L_{Tx} := 9\text{m} \quad L_{Ty} := 10\text{m}$$

$$G_{Ax} := \frac{2 \cdot \frac{I_{cxx}}{L_{cA}}}{2 \cdot \frac{I_{Txx}}{L_{Tx}}} = 5.229 \quad G_{Bx} := 0$$

$$G_{Ay} := \frac{2 \cdot \frac{I_{cyy}}{L_{cA}}}{2 \cdot \frac{I_{Txx}}{L_{Ty}}} = 5.81 \quad G_{By} := 0$$

Entrando al nomograma con estos valores (fig. 6.9) se tiene que:

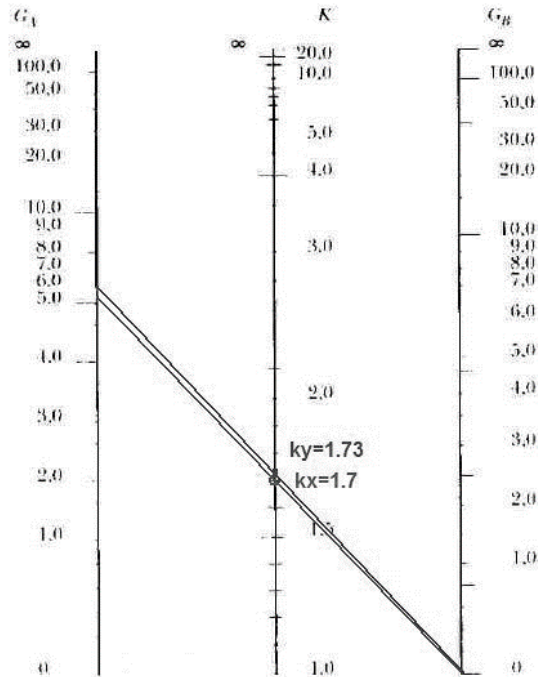


Figura 6.9. Valores de Kx y Ky

$$K_x = 1.7 \quad K_y = 1.73$$

$$\frac{K_x \cdot L_c}{r_x} = 32.58 \quad \frac{K_y \cdot L_c}{r_y} = 33.155 \quad \text{rige } \frac{K_y \cdot L_c}{r_y} \text{ debido a que es el mayor}$$

$$C_c := \sqrt{\frac{2 \cdot \pi^2 \cdot E}{F_y}} = 107.007 \quad \text{como } \frac{K_y \cdot L_c}{r_y} < C_c \text{ se trata de pandeo inelástico}$$

Por lo que el esfuerzo admisible de carga axial es:

$$F_a := \frac{\left[1 - \frac{\left(\frac{K_y \cdot L_c}{r_y} \right)^2}{2 \cdot C_c^2} \right] \cdot F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8} \cdot \frac{K_y \cdot L_c}{C_c} - \frac{\left(\frac{K_y \cdot L_c}{r_y} \right)^3}{8 \cdot C_c^3}} = 18808.445 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Calculando el esfuerzo actuante:

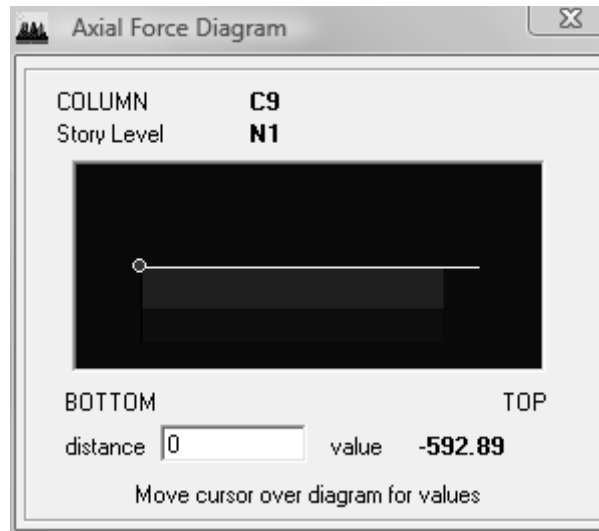


Figura 6.10. Diagrama de fuerza axial

$$P := 592.89 \text{ Ton} \quad f_a := \frac{P}{A_T} = 10155.815 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \quad \frac{f_a}{F_a} = 0.54$$

Como la sección no es compacta, y se trata de la misma sección, el esfuerzo admisible a flexión es:

$$F_b := 0.60 \cdot F_y = 21090 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

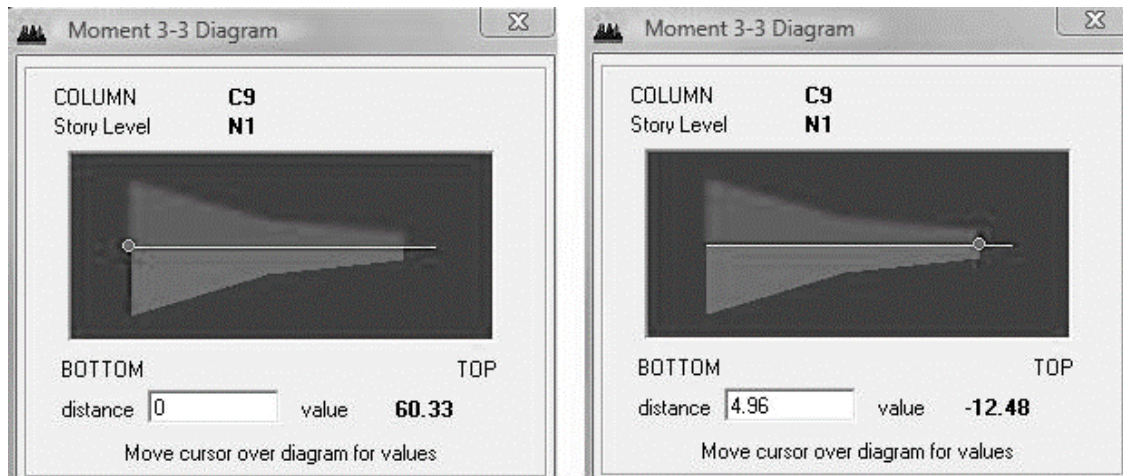


Figura 6.11. Diagrama de momentos

Calculando el esfuerzo actuante:

$$f_{bx} := \frac{M_x}{S_x} = 5622.992 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \quad f_{by} := \frac{M_y}{S_y} = 5068.429 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Como son menores que el esfuerzo admisible, la columna soporta la carga axial actuante.

Obteniendo los términos Fe'_x , Fe'_y , C_{mx} y C_{my} :

$$Fe'_x := \frac{12 \cdot \pi^2 \cdot E}{23 \cdot \left(\frac{K_x \cdot L_c}{r_x} \right)^2} = 98917.996 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \quad Fe'_y := \frac{12 \cdot \pi^2 \cdot E}{23 \cdot \left(\frac{K_y \cdot L_c}{r_y} \right)^2} = 95517.06 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$C_{mx} := 0.6 - 0.4 \cdot \frac{M_1}{M_2} = 0.683 \quad \text{en donde } M_1 = -12.48 \cdot \text{Ton} \cdot \text{m} \text{ y } M_2 = 60.33 \cdot \text{Ton} \cdot \text{m}$$

$$C_{my} := 0.6 - 0.4 \cdot \frac{M_1}{M_2} = 0.677 \quad \text{en donde } M_1 = 10.5 \cdot \text{Ton} \cdot \text{m} \text{ y } M_2 = -54.38 \cdot \text{Ton} \cdot \text{m}$$

Calculando la fórmula de interacción:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} \cdot f_{bx}}{\left(1 + \frac{f_a}{Fe'_x} \right) \cdot F_{bx}} + \frac{C_{my} \cdot f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{Fe'_y} \right) \cdot F_{by}} = 0.851$$

$$\frac{f_a}{F_a} = 0.54 \quad \frac{C_{mx} \cdot f_{bx}}{\left(1 + \frac{f_a}{Fe'_x} \right) \cdot F_{bx}} = 0.165 \quad \frac{C_{my} \cdot f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{Fe'_y} \right) \cdot F_{by}} = 0.146$$

Como se puede observar, las dimensiones de esta columna también son adecuadas debido a que está trabajando en un 79.6 % de su capacidad, de la cual la mayor parte del trabajo es a carga axial.

Se eligió analizar estas dos columnas debido a que son de las que sufren más ante la acción de las solicitaciones que se pueden llegar a presentar, por lo que si estas dos columnas son adecuadas para soportar dichas solicitaciones, prácticamente todas las demás serán capaces de resistirlas también.

6.1.2 Diseño de Vigas.

En este caso se analizará la viga que se localiza en el eje B, entre los ejes 3 y 4 en el nivel 6 como lo muestra la fig. 6.12

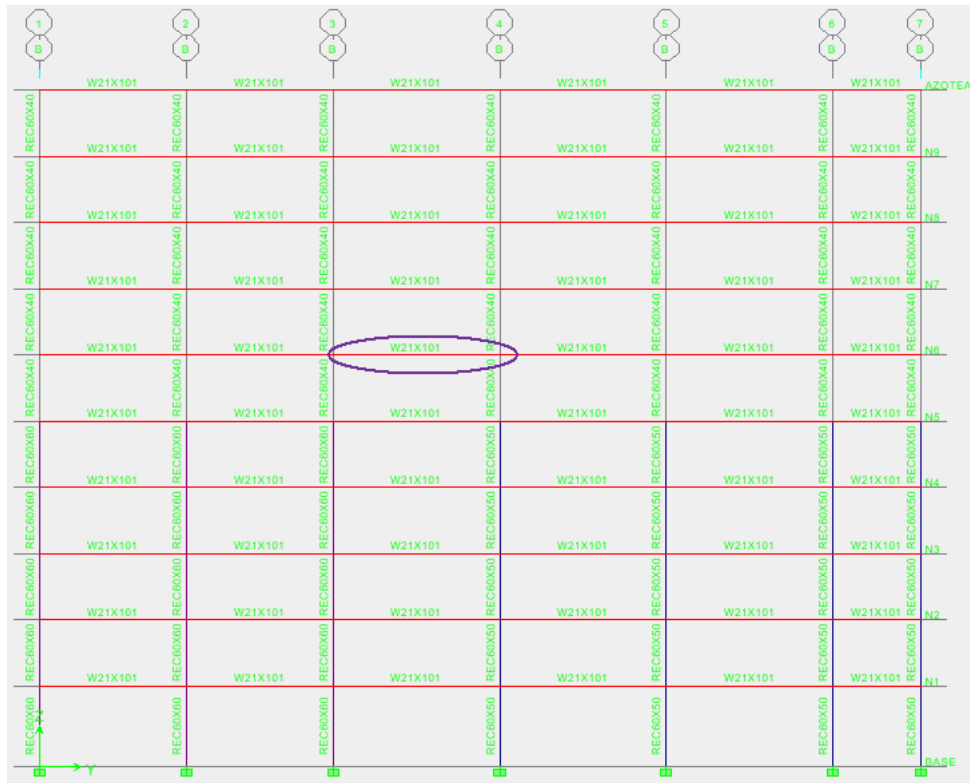


Figura 6.12. Localización de la viga a analizar

Esta viga se trata de una W21x101 la cual tiene las siguientes propiedades:

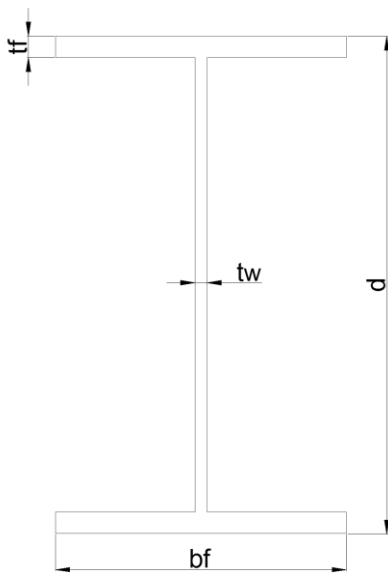


Figura 6.13. Dimensiones del perfil

ACERO A-952 Gr.50

$$F_y := 3515 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \quad E := 2.039 \times 10^6 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Propiedades del perfil .

W 21 x 101

$$d := 543\text{mm} \quad t_w := 12.7\text{mm} \quad b_f := 312\text{mm}$$

$$t_f := 20.3\text{mm} \quad S_x := 3720\text{cm}^3 \quad d/A_f := 0.86$$

Para calcular el esfuerzo admisible de flexión, hay que revisar si este elemento cumple con los requisitos para clasificarse como sección compacta, estos puntos ya se explicaron en la sección 6.1.1, por lo que ahora solo se harán los cálculos correspondientes para determinar si es o no sección compacta.

REVISIÓN DE SECCIÓN COMPACTA

1. Cumple por ser perfil laminado

$$2. \quad \frac{b_f}{2 \cdot t_f} \leq \frac{545}{\sqrt{F_y}} \quad \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 7.685 \quad \frac{545}{\sqrt{3515}} = 9.193 \quad 7.685 < 9.193 \quad \text{CUMPLE}$$

3. NO APLICA

$$4. \quad \frac{d}{t_w} \leq \frac{5370}{\sqrt{F_y}} \quad \frac{f_a}{F_y} \leq 0.16 \quad \frac{d}{t_w} = 42.756 \quad \frac{5370}{\sqrt{3515}} = 90.576 \quad 42.756 < 90.576 \quad \text{CUMPLE}$$

$$5. \quad 103\text{cm} \leq \begin{cases} \frac{637 \cdot b_f}{\sqrt{F_y}} & \frac{637 \times 31.2}{\sqrt{3515}} = 335.221 & 103 < 335.221 \\ \frac{1410000}{d/A_f \cdot F_y} & \frac{1410000}{0.86 \times 3515} = 466.44 & 103 < 466.44 \end{cases} \quad \text{CUMPLE}$$

Los puntos 6 y 7 no aplican

POR LO TANTO ES SECCIÓN COMPACTA.

Entonces el esfuerzo admisible se calcula de la siguiente forma:

$$F_{bx} := 0.66F_y \quad F_{bx} = 23199 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Ahora es necesario calcular el esfuerzo actuante y compararlo con el esfuerzo admisible para verificar que la viga sea lo suficientemente resistente, para ello se necesita el momento flexionante de dicha viga, el cual se muestra en la figura 6.14.

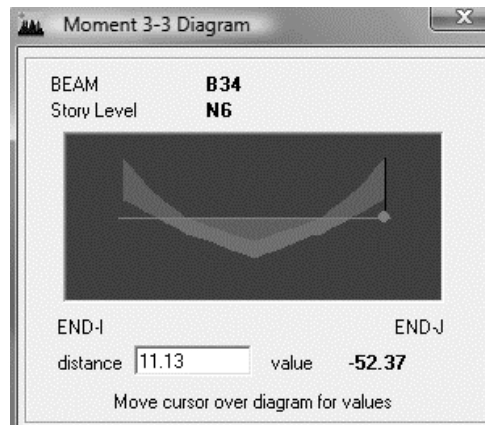


Figura 6.14. Diagrama de momentos de la viga a analizar

El esfuerzo actuante es el siguiente:

$$f_{bx} := \frac{M}{S_x} = 14077.957 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$F_{bx} > f_{bx}$$

Como el esfuerzo actuante es menor que el admisible, la viga w21x101 es la adecuada para la estructura.

6.1.3 Diseño de Largueros.

Para los largueros se propuso una sección W14x48, el cual cuenta con las siguientes características:

ACERO A-952 Gr.50

$$F_y := 3515 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \quad E := 2.039 \times 10^6 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Propiedades del perfil .

W 14 x 48

$$d := 350\text{mm} \quad b_f := 204\text{mm} \quad b_f / 2t_f := 6.8$$

$$t_w := 8.6\text{mm} \quad t_f := 15.1\text{mm} \quad d / t_w := 40.7$$

$$S_x := 1152\text{cm}^3 \quad I_x := 20187\text{cm}^4$$

$$A_{\text{perfil}} := 91\text{cm}^2 \quad PP_{\text{larguero}} := 71.4 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

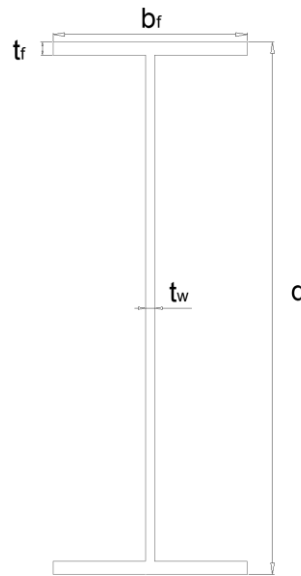


Figura 6.15. Dimensiones del larguero

El larguero a analizar es el que se encuentra dentro del tablero que tiene por dimensiones 10m x 10.33m, esto debido a que es el que presentaría la mayor longitud con respecto a los demás (10.33m) y por lo tanto resulta ser el más desfavorable.

Primero se verificará que el perfil se encuentre dentro de la clasificación de sección compacta.

1. Como es un perfil laminado, el perfil propuesto cumple con el primer punto.

$$2. \quad b_f / 2t_f \leq \frac{545}{\sqrt{3515}} \quad 6.8 < 9.193 \quad \text{Por lo tanto cumple}$$

3. Este punto no aplica para este caso

$$4. \quad \frac{d}{t_w} \leq \frac{5370}{\sqrt{3515}} \cdot \left(1 - 3.74 \cdot \frac{f_a}{F_y} \right) \quad \text{para este caso } f_a = 0$$

$$d / t_w = 40.7 < \frac{5370}{\sqrt{3515}} = 90.576 \quad \text{por lo tanto cumple}$$

5. Este punto no aplica para este caso, tampoco el punto 6 y 7

Por lo tanto esta sección es compacta

$$F_{bx} := 0.66F_y = 2319.9 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Se analizará este larguero para 3 distintas etapas de carga a las que puede estar sometido, y se calculará la flecha que podría presentar ante la acción de dichas etapas y se comparará en relación a la flecha permisible.

Para hacer dicho análisis se considerarán las siguientes cargas:

$$W_{losa} = 216.59 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \quad \text{SCM} := \text{CM} - W_{losa} = 205 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \quad \text{CV}_{\text{const}} := 150 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

En donde:

W_{losa} es la carga que considera solo el peso de la losa y la capa de compresión de 5cm, este análisis se presentó en el capítulo 5 en la tabla 5.3.

SCM es la sobrecarga muerta, es decir, la carga muerta analizada sin contar el peso de la losa (tabla 5.3)

CV_{const} es la carga viva que se puede presentar durante la construcción de la estructura.

Etapas I. En esta etapa se considera la carga de la losa, el peso propio del larguero y la carga viva de construcción.

$$w_I := (W_{losa} + CV_{\text{const}}) \cdot b_t + PP_{\text{larguero}} = 987.875 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

Calculando el esfuerzo actuante:

$$M_{\text{máxl}} := \frac{w_l \cdot L_{\text{larguero}}^2}{8} = 13.177 \cdot \text{Ton} \cdot \text{m} \quad f_{\text{bxl}} := \frac{M_{\text{máxl}}}{S_x} = 1143.827 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Como $F_{\text{bx}} > f_{\text{bxl}}$ el larguero resiste a la primer etapa de carga.

Calculando la flecha que presentará en esta etapa de carga:

$$\delta_l := \frac{5}{384} \cdot \frac{w_l \cdot L_{\text{larguero}}^4}{E \cdot I_x} = 3.558 \cdot \text{cm}$$

Y la flecha permisible se calcula de la siguiente forma:

$$\Delta_{\text{máx}} := \frac{L_{\text{larguero}}}{240} + 0.5 \text{cm} = 4.804 \cdot \text{cm}$$

Como la flecha es menor a la permisible, entonces se considera que el larguero tendrá un comportamiento aceptable ante esta primera etapa de carga.

Etapla Ia. En esta etapa solo se considera el peso de la losa y el peso propio del larguero.

$$w_{\text{Ia}} := W_{\text{losa}} \cdot b_t + PP_{\text{larguero}} = 612.875 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

El esfuerzo actuante para esta etapa es:

$$M_{\text{máxIa}} := \frac{w_{\text{Ia}} \cdot L_{\text{larguero}}^2}{8} = 8.175 \cdot \text{Ton} \cdot \text{m} \quad f_{\text{bxIa}} := \frac{M_{\text{máxIa}}}{S_x} = 709.627 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Como el esfuerzo actuante es menor al admisible, el larguero también resiste a la segunda etapa de carga.

Calculando la flecha para esta etapa:

$$\delta_{\text{Ia}} := \frac{5}{384} \cdot \frac{w_{\text{Ia}} \cdot L_{\text{larguero}}^4}{E \cdot I_x} = 2.208 \cdot \text{cm}$$

De igual manera esta flecha es menor a la permisible.

Etapla II. Esta etapa considera la sobrecarga muerta y la carga viva máxima, la cual recordemos es de 350 Kg/m².

$$w_{II} := (\text{SCM} + \text{CV}_{\text{máx}}) \cdot b_t = 1387.5 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

En donde b_t es el ancho tributario y es igual a 2.5 m.

Para calcular el esfuerzo actuante es necesario calcular las propiedades geométricas de la sección compuesta, es decir, aquella que se compone de los largueros y el firme de concreto de 5cm (fig.6.16)

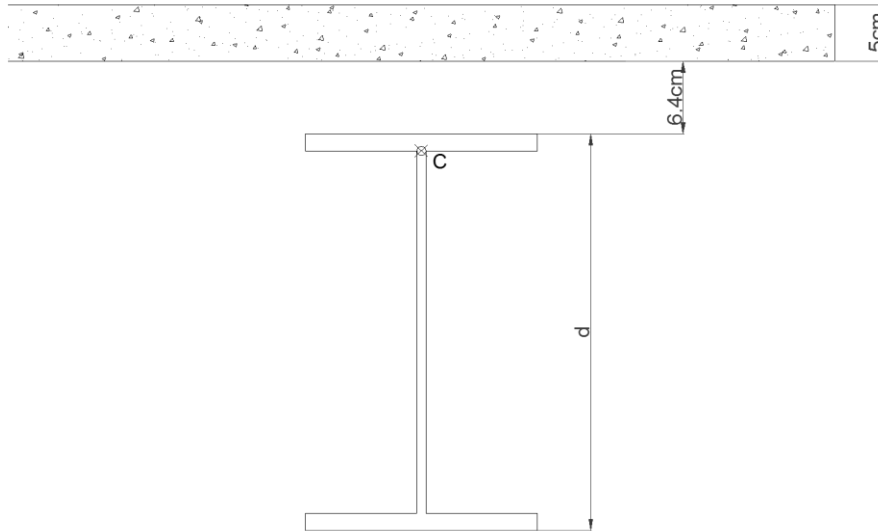


Figura 6.16. Sección compuesta

Relación Modular $n := \frac{E}{E_c} = 9.211$

Ancho efectivo $b_e := \frac{L_{\text{larguero}}}{4} = 2.583\text{m}$ $b_c := \frac{b_e}{n} = 28.036\text{ cm}$ $d_c := 5\text{cm}$

$A_{\text{concreto}} := b_c \times d_c = 140.182\text{ cm}^2$

En donde d_c es el espesor del firme de concreto.

Para el centroide:

$$y := \frac{A_{\text{perfil}} \left(\frac{d}{2} \right) + A_{\text{concreto}} \left(d + 6.4\text{cm} + \frac{d_c}{2} \right)}{A_{\text{perfil}} + A_{\text{concreto}}} = 33.508\text{ cm}$$

Cálculo de la inercia mediante el teorema de ejes paralelos

$$I_x := I_x + A_{\text{perfil}} \left(y - \frac{d}{2} \right)^2 + \frac{b_c \cdot d_c^3}{12} + A_{\text{concreto}} \left[\frac{d_c}{2} + 6.4 \text{cm} + (d - y) \right]^2 = 58937.076 \text{cm}^4$$

Módulo de Sección

$$d_{\text{compresión}} := d_c + 6.4 \text{cm} + (d - y) = 12.892 \text{cm}$$

$$S_{x\text{comp}} := \frac{I_x}{d_{\text{compresión}}} = 4571.662 \text{cm}^3$$

Cálculo del esfuerzo actuante y la flecha para esta condición:

$$M_{\text{máxII}} := \frac{w_{II} \cdot L_{\text{larguero}}^2}{8} = 18.507 \cdot \text{Ton} \cdot \text{m} \quad f_{bxII} := \frac{M_{\text{máxII}}}{S_{x\text{comp}}} = 404.827 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\delta_{II} := \frac{5}{384} \cdot \frac{w_{II} \cdot L_{\text{larguero}}^4}{E \cdot I_x} = 1.712 \cdot \text{cm}$$

$$f_{bx\text{total}} := f_{bxIa} + f_{bxII} = 1114.454 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \quad \delta_T := \delta_{Ia} + \delta_{II} = 3.919 \cdot \text{cm} \quad \delta_T < \Delta_{\text{máx}}$$

El esfuerzo actuante total y la flecha total se componen de la suma de los esfuerzos actuantes y flechas de las condiciones Ia y II. Como el esfuerzo actuante total es menor al esfuerzo admisible, y la flecha total es menor a la flecha permisible, se puede concluir que la sección elegida para los largueros es la adecuada.

Debido a que las albercas implican tener un gran peso en esa área, también se analizarán los largueros que se dispondrán en esta área. Para estos largueros se propone también una sección W14x48, cuyas características ya fueron mostradas y también se comprobó que se trata de una sección compacta, y por tanto, su esfuerzo admisible es

$$F_{bx} := 0.66F_y = 2319.9 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Al igual que el caso anterior, se realizará el análisis para 3 distintas etapas de carga y se calculará la flecha que se podría presentar ante la acción de estas 3 etapas y se comparará con la permisible. En este caso se utilizarán las siguientes cargas:

$$W_{\text{losa}} = 480 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \quad \text{SCM} := \text{CM} - W_{\text{losa}} = 1876 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \quad \text{CV}_{\text{const}} := 150 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

En donde la W_{losa} y la SCM, se obtuvieron del capítulo 5 en la tabla 5.4.

Etapa I. En esta etapa se consideran las siguientes cargas.

$$w_I := (W_{\text{losa}} + \text{CV}_{\text{const}}) \cdot b_t + \text{PP}_{\text{larguero}} = 1121.4 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

Calculando el esfuerzo actuante:

$$M_{\text{máxI}} := \frac{w_I \cdot L_{\text{larguero}}^2}{8} = 5.046 \cdot \text{Ton} \cdot \text{m} \quad f_{\text{bxI}} := \frac{M_{\text{máxI}}}{S_x} = 438.047 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Como $F_{\text{bx}} > f_{\text{bxI}}$ el larguero resiste a la primer etapa de carga.

La flecha que presentará en esta etapa de carga es:

$$\delta_I := \frac{5}{384} \cdot \frac{w_I \cdot L_{\text{larguero}}^4}{E \cdot I_x} = 0.46 \cdot \text{cm}$$

Y la flecha permisible:

$$\Delta_{\text{máx}} := \frac{L_{\text{larguero}}}{240} + 0.5 \text{cm} = 3 \cdot \text{cm}$$

Como la flecha es menor a la permisible, entonces, en esta primera etapa de carga, el larguero tendrá un comportamiento aceptable.

Etapa Ia. En esta etapa se consideran las siguientes cargas:

$$w_{Ia} := W_{\text{losa}} \cdot b_t + \text{PP}_{\text{larguero}} = 871.4 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

Calculando el esfuerzo actuante:

$$M_{\text{máxIa}} := \frac{w_{Ia} \cdot L_{\text{larguero}}^2}{8} = 3.921 \cdot \text{Ton} \cdot \text{m} \quad f_{\text{bxIa}} := \frac{M_{\text{máxIa}}}{S_x} = 340.391 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

El esfuerzo actuante es menor al admisible, por tanto, el larguero también resiste a la segunda etapa de carga.

Calculando la flecha para esta etapa:

$$\delta_{Ia} := \frac{5}{384} \cdot \frac{w_{Ia} \cdot L_{\text{larguero}}^4}{E \cdot I_x} = 0.357 \cdot \text{cm}$$

De igual manera esta flecha es menor a la permisible.

Etapa II. Para esta etapa se consideran las siguientes cargas:

$$w_{II} := (\text{SCM} + CV_{\text{máx}}) \cdot b_t = 3710 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

En donde b_t es igual a 1.66m y la $CV_{\text{máx}}$ es igual a 350 Kg/cm².

Recordemos que, para calcular el esfuerzo actuante en esta etapa de carga, se debe calcular las propiedades geométricas de la sección compuesta, la cual se muestra en la fig. 6.17.

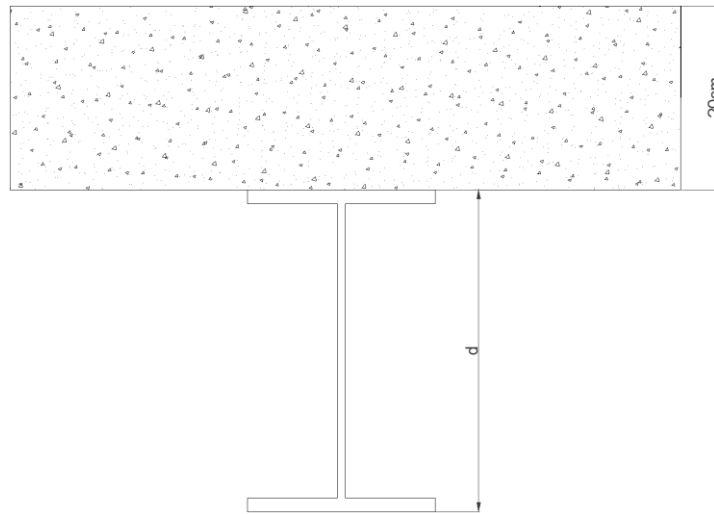


Figura 6.17. Sección compuesta en área de albercas.

Relación Modular: $n := \frac{E}{E_c} = 9.211$

Ancho efectivo $b_e := \frac{L_{\text{larguero}}}{4} = 1.5 \text{ m}$ $b_c := \frac{b_e}{n} = 16.284 \cdot \text{cm}$ $d_c := 20 \text{ cm}$

$$A_{\text{concreto}} := b_c \times d_c = 325.688 \text{ cm}^2$$

En donde d_c es el espesor del firme de concreto.

Para el centroide:

$$y := \frac{A_{\text{perfil}} \left(\frac{d}{2} \right) + A_{\text{concreto}} \cdot \left(d + \frac{d_c}{2} \right)}{A_{\text{perfil}} + A_{\text{concreto}}} = 38.994 \cdot \text{cm}$$

Calculando la inercia mediante el teorema de los ejes paralelos:

$$I_x := I_x + A_{\text{perfil}} \left(y - \frac{d}{2} \right)^2 + \frac{b_c \cdot d_c^3}{12} + A_{\text{concreto}} \left[\frac{d_c}{2} + (d - y) \right]^2 = 84832.787 \cdot \text{cm}^4$$

Módulo de Sección:

$$d_{\text{compresión}} := d_c + (d - y) = 16.006 \cdot \text{cm}$$

$$S_{x\text{comp}} := \frac{I_x}{d_{\text{compresión}}} = 5300.165 \cdot \text{cm}^3$$

$$M_{\text{máxII}} := \frac{w_{II} \cdot L_{\text{larguero}}^2}{8} = 16.695 \cdot \text{Ton} \cdot \text{m}$$

$$f_{bxII} := \frac{M_{\text{máxII}}}{S_{x\text{comp}}} = 314.99 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\delta_{II} := \frac{5}{384} \cdot \frac{w_{II} \cdot L_{\text{larguero}}^4}{E \cdot I_x} = 0.362 \cdot \text{cm}$$

$$f_{b\text{total}} := f_{bxIa} + f_{bxII} = 655.381 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\delta_T := \delta_{Ia} + \delta_{II} = 0.719 \cdot \text{cm} \quad \delta_T < \Delta_{\text{máx}}$$

Como se puede observar, el esfuerzo actuante total es menor al esfuerzo admisible y la flecha total es menor a la flecha permisible, por tanto, se puede concluir que la sección elegida para los largueros puede ser adecuada.

6.1.4 Diseño de losa.

Como ya se mencionó en el capítulo 3, el sistema de piso es a base de losacero, con un firme de concreto de 5 cm de una resistencia de 250 kg/cm². Se propone utilizar una losacero sección 4 de calibre 18. Este sistema debe contar con una malla electrosoldada, ubicada por lo general a la mitad de la capa a compresión, ya que es la que resiste los esfuerzos ocasionados por cambios de temperatura en el concreto. También debe contar con conectores de cortante para evitar que la losacero se deslice ante la acción de una carga lateral.

A continuación se definirá qué conectores se deben utilizar así como la distancia a la que deben estar colocados, para ello hay que calcular el cortante horizontal que debe resistirse, el cual es el menor de los valores obtenidos de las siguientes ecuaciones (MCA-IMCA-2009):

$$V_{h1} = 0.85 f_c \cdot \frac{A_c}{2} \quad V_{h2} = \frac{A_s \cdot f_y}{2}$$

En donde:

$f'c$ es la resistencia a la compresión especificada del concreto, en kg/cm^2

A_c es el área del patín efectivo de concreto, en cm^2

A_s es el área de la viga de acero, en cm^2

A_c es igual al espesor del firme de compresión por el ancho efectivo ($b_e = 258.3\text{cm}$) que fue calculado en la sección 6.1.3. Entonces, calculando el cortante horizontal con la primera ecuación nos queda:

$$V_{h1} := 0.85 \times 250 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \times \frac{258.3\text{cm} \times 5\text{cm}}{2} = 137.222\text{Ton}$$

Y para la segunda ecuación, A_s es el área del larguero, la cuál es igual a 91cm^2 , por lo que el cortante queda:

$$V_{h2} := \frac{91\text{cm}^2 \times 3515 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{2} = 159.933\text{Ton}$$

Como se mencionó antes, se elige el menor de los valores obtenidos, por lo que el cortante será 137.222 toneladas. Si se utilizan pernos de 19 mm de diámetro, la fuerza cortante horizontal permisible de éstos es de 5700 Kg para una resistencia del concreto de $250 \text{kg}/\text{cm}^2$. El número de conectores se obtiene dividiendo el cortante horizontal entre el cortante permisible del perno:

$$\#\text{conectores} := \frac{137222\text{Kg}}{5700\text{Kg}} = 24.074$$

Por lo que se propone utilizar 25 pernos, ahora hay que calcular la distancia a la que serán colocados los pernos, y ésta se obtiene dividiendo la longitud del larguero entre el número de conectores. Hay que recordar que se tienen largueros de dos distintas longitudes, de 9 y 10.33m, calculando la distancia para los dos se tiene:

$$\text{Separación} := \frac{900\text{cm}}{25} = 36\text{cm} \quad \text{Separación} := \frac{1033\text{cm}}{25} = 41.32\text{cm}$$

Por lo que para los largueros de 9 m se propone poner los pernos a una distancia de 35cm y para los de 10.33 m a una distancia de 40 cm.

En la figura 6.18, se muestra como quedaría configurado el sistema de piso losacero.

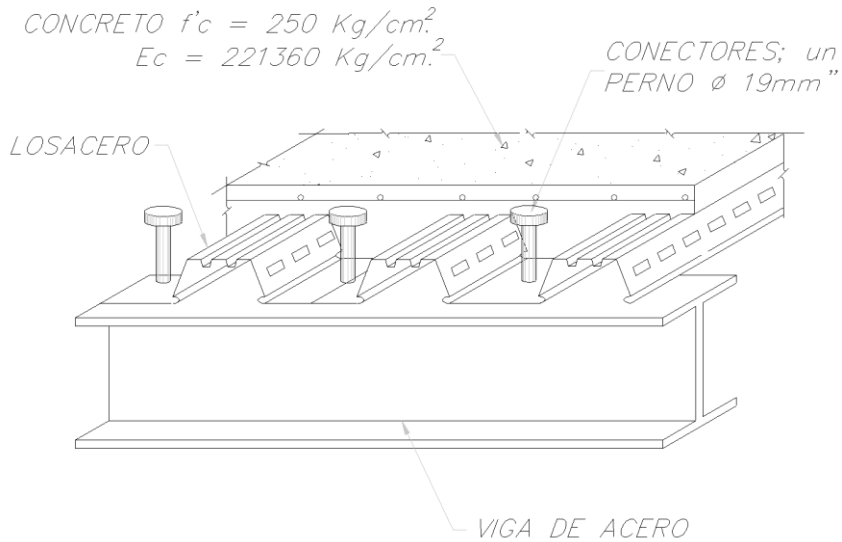


Figura 6.18. Configuración del sistema de piso losacero.

De esta misma manera, se definirá que conectores se utilizarán para esta losa y la distancia a las que se deben colocar.

$$V_{h1} := 0.85 \times 250 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \times \frac{150\text{cm} \times 20\text{cm}}{2} = 318.75\text{-Ton}$$

$$V_{h2} := \frac{91\text{cm}^2 \times 3515 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{2} = 159.933\text{-Ton}$$

Se elige el menor de los valores, que es 159.93 toneladas. Si se utilizan también conectores de 19mm de diámetro, el número de conectores y su separación serían:

$$\#\text{conectores} := \frac{159933\text{Kg}}{5700\text{Kg}} = 28.058$$

$$\text{Separación} := \frac{600\text{cm}}{28} = 21.429\text{-cm}$$

Se pueden utilizar 28 conectores de 19 mm a cada 21 cm aproximadamente.

6.2. Estructura de Concreto.

El diseño de los elementos de esta estructura se basará de acuerdo a las normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de concreto del reglamento de construcciones del Distrito Federal (NTC-RCDF-2004).

De acuerdo a los diagramas de elementos mecánicos que arrojó como resultado el programa ETABS, se agruparon todas aquellas columnas y trabes cuyo valor de sus elementos mecánicos son muy parecidos entre sí, eligiendo al más desfavorable para su diseño. En total quedaron 16 tipos de columnas y 7 tipos de trabes, cuya distribución se muestra en las siguientes figuras.

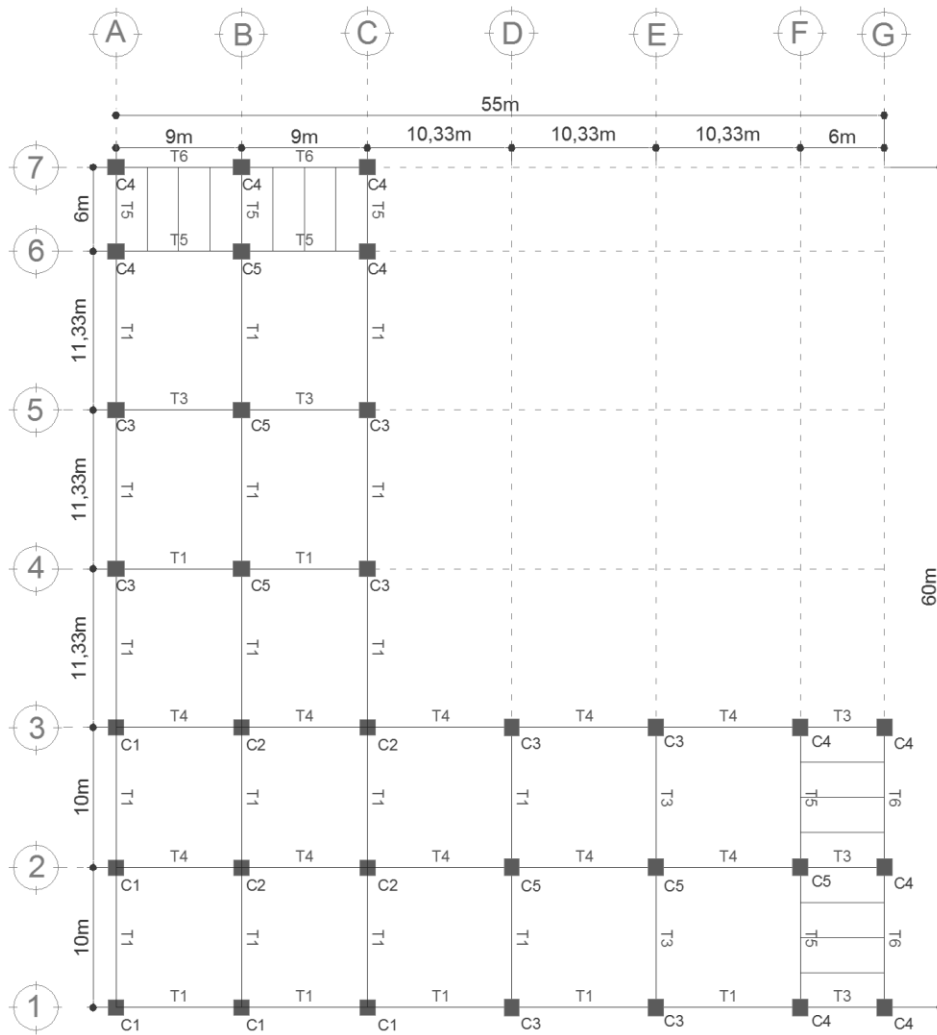


Figura 6.19 Distribución de columnas y traves en el nivel 1

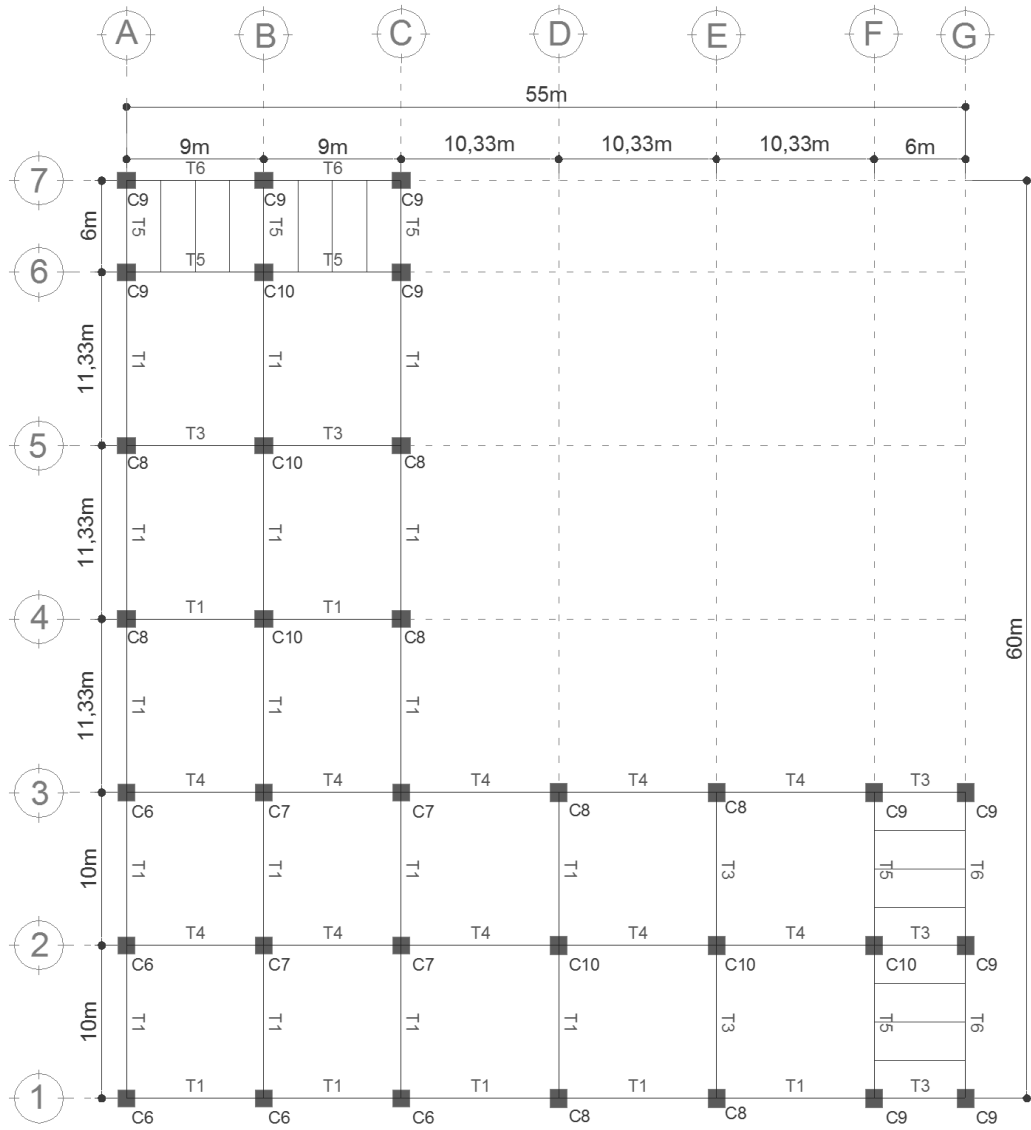


Figura 6.20 Distribución de columnas y traves en los niveles 2, 3 y 4.

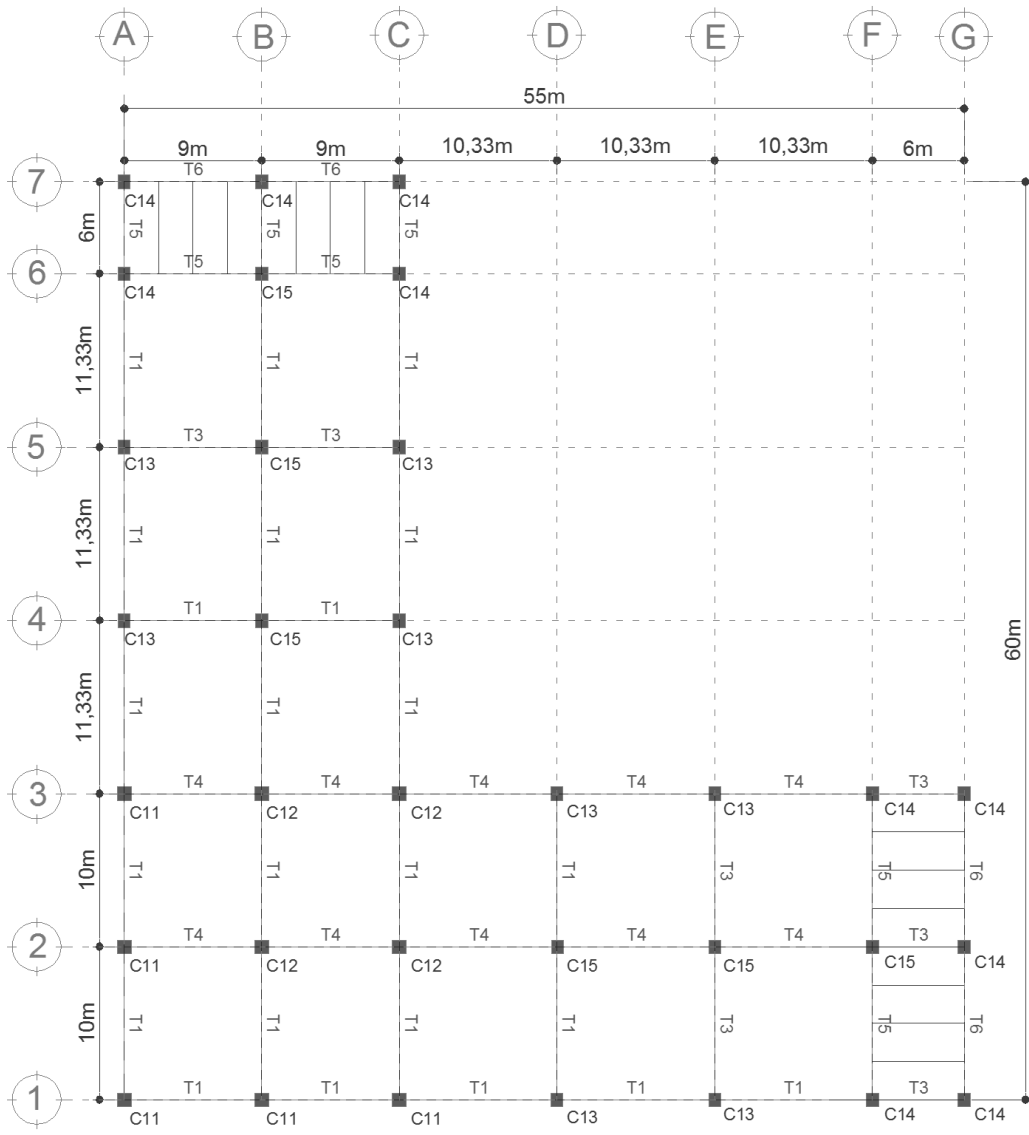


Figura 6.21 Distribución de columnas y traves en los niveles 5, 6 y 7.

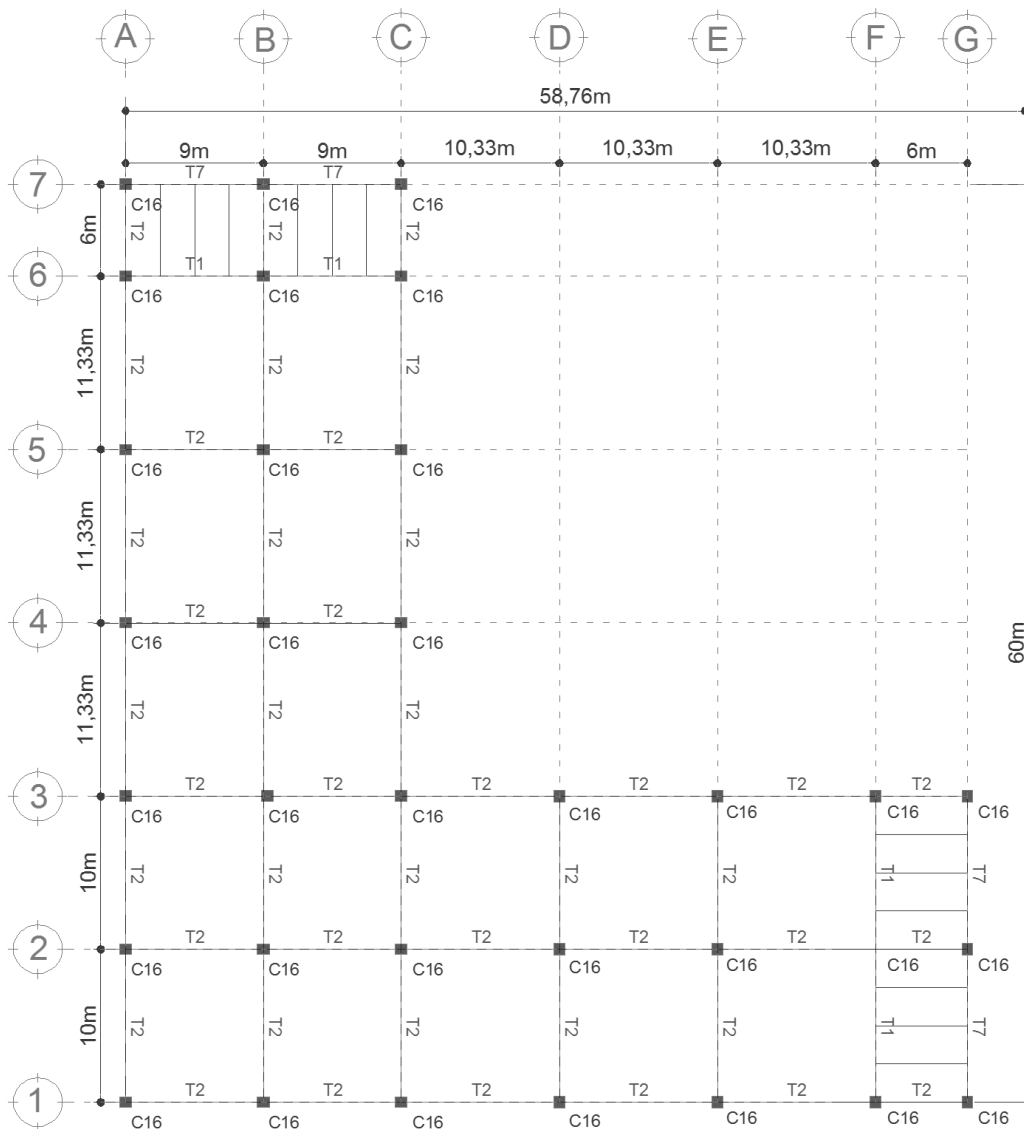


Figura 6.22 Distribución de columnas y traves en los niveles 8 y 9.

6.2.1 Diseño de columnas.

En este apartado se mostrará el procedimiento de diseño de algunas columnas de concreto, así como también el detallado final del acero de refuerzo de cada tipo de columna.

Para el diseño del tipo de columnas C1, se eligió a la columna que se encuentra entre los ejes A-1 en el primer nivel. Dicha columna tiene un ancho $b=110\text{cm}$, una altura $h=110\text{cm}$, un recubrimiento de 5cm y por tanto su peralte $d=105\text{cm}$.

Como ya se mencionó antes, el f'_c del concreto es de 350 Kg/cm^2 , pero de acuerdo a las NTC-RCDF-2004, para diseñar se utiliza el valor nominal f^*c que es determinado de la siguiente forma:

$$f'_c := 0.8 \cdot f'_c = 280 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Al igual que mencionan que la distribución de esfuerzos de compresión en el concreto, cuando se alcanza la resistencia de la sección, es uniforme con un valor f'_c , la cual se determina de la siguiente forma:

$$f''_c := 0.85 \cdot f'_c = 238 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

El f_y del acero de refuerzo es de 4200 Kg/cm². El factor de resistencia, de acuerdo a las NTC-RCDF-2004, será de 0.7 para columnas con estribos.

Los momentos y la fuerza axial resultante para el diseño de las columnas C1 son los siguientes:

$$P_u := 635 \text{Ton} \quad M_{ux} := 264.388 \text{Ton}\cdot\text{m} \quad M_{uy} := 253.491 \text{Ton}\cdot\text{m}$$

Se propone un área de acero de refuerzo $A_s = 296 \text{ cm}^2$, y con ello se calcula el porcentaje de acero (p) y el índice de refuerzo longitudinal (q) obteniendo lo siguiente:

$$p := \frac{A_s}{b \cdot h} = 0.024 \quad q := p \cdot \frac{f_y}{f''_c} = 0.432$$

Con ayuda del diagrama de interacción, mostrado en la figura 6.23, con una relación $d/h=0.95$ (González, Robles - 2009, ref. 8) y una $q = 0.432$ se tiene que $K_0=1$, y con este factor se puede calcular P_{R0} , que es la carga axial resistente de diseño, la cual queda como sigue:

$$P_{R0} := K_0 \cdot FR \cdot b \cdot h \cdot f'_c = 2964.5 \text{Ton}$$

$$\frac{P_u}{P_{R0}} = 0.225$$

Para calcular los momentos resistentes (M_{Rx} y M_{Ry}) y la carga resistente (P_R), también se requerirá del diagrama de interacción y para ello, se debe calcular la excentricidad y la relación e/h y obtener el factor R y K como se muestra a continuación:

$$e_x := \frac{M_{ux}}{P_u} = 41.636 \text{ cm} \quad \frac{d}{h} = 0.955 \quad \frac{e_x}{h} = 0.379$$

Del diagrama se tiene que $R_x=0.16$ y $K_x=0.4$, por lo que:

$$P_{Rx} := K_x \cdot FR \cdot b \cdot h \cdot f'_c = 1185.8 \cdot \text{Ton} \quad M_{Rx} := R_x \cdot FR \cdot b \cdot h^2 \cdot f'_c = 521.752 \cdot \text{Ton}\cdot\text{m}$$

Y ahora para la dirección y:

$$e_y := \frac{M_{uy}}{P_u} = 39.92 \cdot \text{cm} \quad \frac{d}{h} = 0.955 \quad \frac{e_y}{h} = 0.363$$

$$R_y := 0.16 \quad M_{Ry} := R_y \cdot FR \cdot b \cdot h^2 \cdot f'_c = 521.752 \cdot \text{Ton} \cdot \text{m}$$

$$K_y := 0.4 \quad P_{Ry} := K_y \cdot FR \cdot b \cdot h \cdot f'_c = 1185.8 \cdot \text{Ton}$$

Como P_u / P_{R0} es mayor a 0.1, se utilizará la expresión siguiente para calcular la carga resistente:

$$\frac{1}{P_R} = \frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{R0}}$$

El valor de P_R es de 751 Ton que es mayor que la carga última de 635 Ton, por lo que se podría considerar aceptable este diseño, pero se debe revisar los efectos de esbeltez sobre estas columnas, lo cual se muestra a continuación.

Como la estructura de concreto no cuenta con muros de rigidez ni contraventeos entonces esta columna se clasifica como elemento no restringido. Según las NTC-RCDF-2004 los momentos de diseño considerando los efectos de esbeltez, se calcularán de la siguiente forma:

$$M_1 := M_{1b} + F_{as} \cdot M_{1s}$$

$$M_2 := M_{2b} + F_{as} \cdot M_{2s}$$

Donde M_{1b} y M_{2b} son los momentos flexionantes en los extremos de la columna producidos por cargas verticales multiplicados por el factor de carga. M_{1s} y M_{2s} , son los momentos flexionantes en los extremos de la columna producidos por las cargas horizontales como lo son viento y principalmente sismo. El valor de dichos momentos se muestra a continuación:

$$M_{1b} := -2.64 \text{Ton} \cdot \text{m} \quad M_{1s} := -263.36 \text{Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{2b} := 3.57 \text{Ton} \cdot \text{m} \quad M_{2s} := 56.61 \text{Ton} \cdot \text{m}$$

F_{as} es el factor de amplificación de momento, el cual se calcula de la siguiente forma:

$$F_{as} := \frac{1}{1 - \lambda}$$

$$\lambda := \frac{W_u \cdot Q \cdot \Delta}{h_e \cdot V}$$

Donde W_u es la suma de las cargas últimas de diseño, muertas y vivas, acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado, Q es el factor de

comportamiento sísmico, V es la fuerza cortante de entrepiso, Δ es el desplazamiento de entrepiso producido por V y h_e es la altura del entrepiso.

$$\lambda := \frac{W_u \cdot Q \cdot \Delta}{h_e \cdot V} = 0.293$$

$$F_{as} := \frac{1}{1 - \lambda} = 1.414$$

Teniendo ya el valor del factor de amplificación, los momentos de diseño quedarían de la siguiente forma:

$$M_1 := M_{1b} + F_{as} \cdot M_{1s} = -375.14 \cdot \text{Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_2 := M_{2b} + F_{as} \cdot M_{2s} = 83.64 \cdot \text{Ton} \cdot \text{m}$$

Se puede observar que el momento más desfavorable es de 375.14 Ton*m, dicho momento es mayor al que se utilizó para realizar el diseño, pero cabe recalcar que el momento resistente tiene un valor de 521.75 Ton*m, que es mayor al momento de diseño que resultó al tomar en cuenta los efectos de esbeltez, por lo que el diseño de las columnas C1 definitivamente es aceptable, por lo que dichas columnas tendrán 26 varillas de #12, cuya distribución se muestra en la fig. 6.24.

Para los estribos de las columnas C1 se utilizarán varillas del #3, y como se trata de una estructura dúctil, es necesario cumplir con ciertos requisitos que se mencionan en las NTC-RCDF-2004.

Estas columnas están trabajando esencialmente a flexocompresión, por lo que la separación entre estribos será el menor valor de las siguientes expresiones:

- La cuarta parte de la mayor dimensión transversal del elemento, que en este caso es de $1100/4 = 275$ mm
- 6 veces el diámetro de la barra longitudinal más gruesa; $6 \times 39.1 \text{ mm} = 234.6$ mm
- Ó 100mm

El menor valor es el de 100 mm, por lo tanto esa será la separación entre estribos en los extremos de la columna sobre una longitud que es la mayor de las siguientes expresiones:

- La mayor dimensión transversal del miembro, que para este caso es de 1100 mm
- Un sexto de su altura libre: $h/6 = 183$ mm
- Ó 600 mm

Por lo tanto se propone que, en una longitud de 1.1m en cada extremo de la columna se coloquen estribos a una separación de 10 cm. Para la zona restante, la separación será el menor valor de las siguientes expresiones:

$$\frac{850}{\sqrt{f_y \cdot \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}\right)^{-1}}} \cdot d_{\text{b\acute{m}in}} = 49.971 \cdot \text{cm} \quad \text{donde } d_{\text{b\acute{m}in}} \text{ es el menor diámetro de las barras longitudinales}$$

$$48 \cdot d_{\text{estr}} = 45.696 \cdot \text{cm} \quad \text{donde } d_{\text{estr}} := 0.952 \text{cm y es es diámetro del estribo}$$

$$\frac{b}{2} = 55 \cdot \text{cm}$$

El menor valor sería de 45.69 cm, por lo que se propone que sea una separación de 40 cm. El detallado del acero longitudinal y de los estribos para las columnas C1 se ilustra en la fig. 6.25.

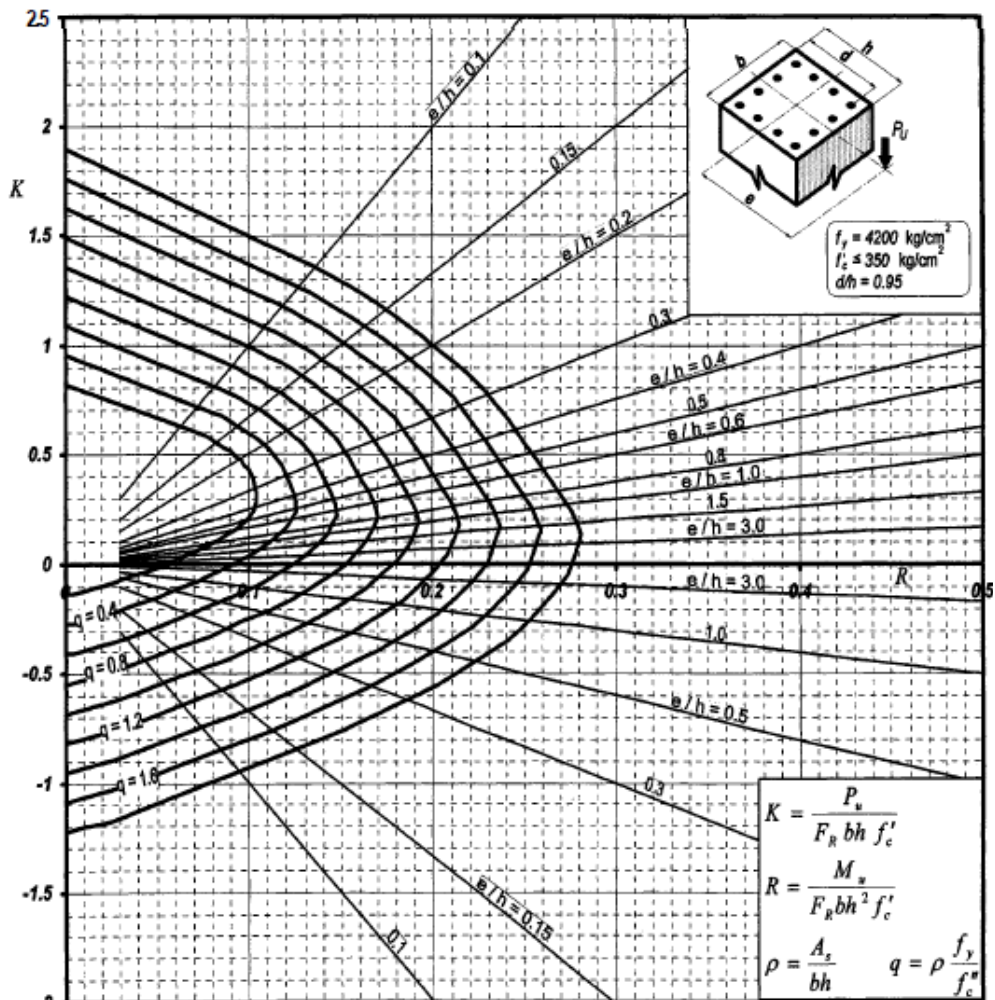


Figura 6.23. Diagrama de interacción para columnas con $d/h=0.95$, González, Robles - 2009.

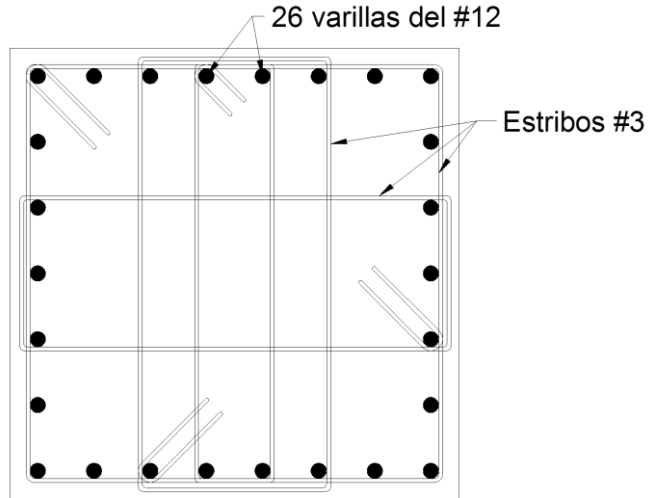


Figura 6.24. Detallado de refuerzo longitudinal y estribos para las columnas C1.

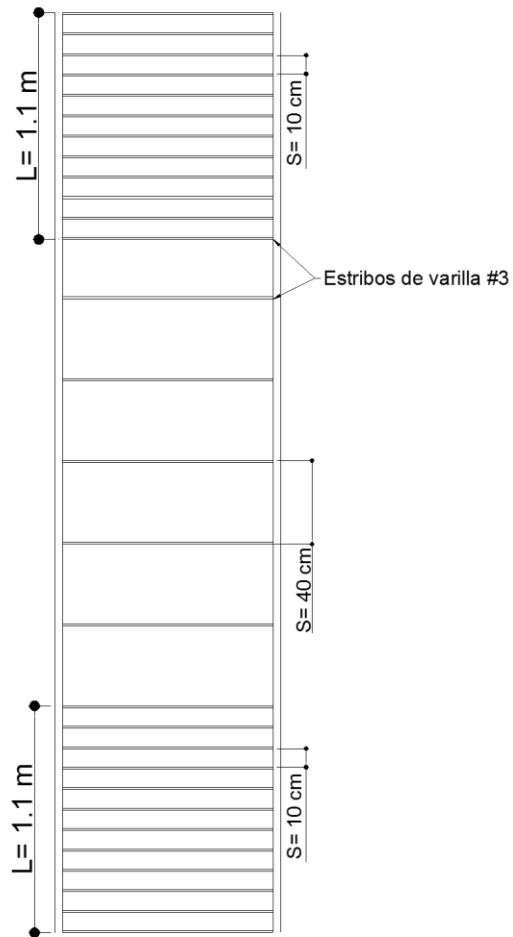


Figura 6.25. Separación de estribos de columnas cuya sección transversal sea de 1.1 x 1.1 m

De la misma manera, se realizara el diseño de las columnas C4, pero estas columnas tienen una altura de 120 cm, un ancho de 110cm y un peralte $d = 115$ cm. A continuación se muestra el procedimiento de diseño de estas columnas:

$$\begin{aligned}
 P_u &:= 1030.485 \text{Ton} & h_x &:= b & h_y &:= h \\
 M_{ux} &:= 497.91 \text{Ton}\cdot\text{m} & d_x &:= h_x - \text{recubrimiento} = 1.05 \text{m} & d_y &:= h_y - \text{recubrimiento} = 115 \text{cm} \\
 M_{uy} &:= 294 \text{Ton}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

Si se propone un $A_s = 478 \cdot \text{cm}^2$

$$p := \frac{A_s}{b \cdot h} = 0.036 \quad q := p \cdot \frac{f_y}{f'_c} = 0.639$$

Del diagrama de interacción:

$$K_0 := 1.12 \quad P_0 := K_0 \cdot FR \cdot b \cdot h \cdot f'_c = 3622.08 \text{Ton}$$

$$\frac{P_u}{P_0} = 0.285$$

$$e_x := \frac{M_{ux}}{P_u} = 48.318 \text{cm} \quad \frac{d_x}{h_x} = 0.955 \quad \frac{e_x}{h_x} = 0.439$$

$$R_x := 0.19 \quad M_{Rx} := R_x \cdot FR \cdot b \cdot h^2 \cdot f'_c = 737.352 \text{Ton}\cdot\text{m}$$

$$K_x := 0.45 \quad P_x := K_x \cdot FR \cdot b \cdot h \cdot f'_c = 1455.3 \text{Ton}$$

$$e_y := \frac{M_{uy}}{P_u} = 28.53 \text{cm} \quad \frac{d_y}{h_y} = 0.958 \quad \frac{e_y}{h_y} = 0.238$$

$$K_y := 0.69 \quad P_y := K_y \cdot FR \cdot b \cdot h \cdot f'_c = 2231.46 \text{Ton}$$

$$R_x := 0.18 \quad M_{Rx} := R_x \cdot FR \cdot b \cdot h^2 \cdot f'_c = 698.544 \text{Ton}\cdot\text{m}$$

Calculando la carga resistente P_R :

$$\frac{1}{P_R} = \frac{1}{P_x} + \frac{1}{P_y} - \frac{1}{P_0}$$

$$P_R := \text{Find}(P_R) = 1163.879 \text{ Ton}$$

$$P_R > P_u$$

Como la carga resistente es mayor a la carga última, el diseño es aceptable, pero también se debe hacer la revisión por efectos de esbeltez.

$$W_u = 1030.485 \text{ Ton} \quad Q := 4 \quad V := 84.56 \text{ Ton} \quad \Delta := 0.0238 \text{ m} \quad h_e := 4.5 \text{ m}$$

$$\lambda := \frac{W_u \cdot Q \cdot \Delta}{h_e \cdot V} = 0.258$$

$$F_{as} := \frac{1}{1 - \lambda} = 1.347$$

$$M_{1b} := -0.21 \text{ Ton}\cdot\text{m} \quad M_{1s} := -497.91 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_{2b} := -0.23 \text{ Ton}\cdot\text{m} \quad M_{2s} := -101.55 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_1 := M_{1b} + F_{as} \cdot M_{1s} = -671.077 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_2 := M_{2b} + F_{as} \cdot M_{2s} = -137.055 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

El momento más desfavorable es de 671.07 Ton*m, y el momento resistente calculado anteriormente es de 698.54 Ton*m por lo que es mayor y el diseño de las columnas C4 es adecuado, y por tanto dichas columnas tendrán 42 varillas del #12.

De igual manera que las columnas anteriores, se propone que los estribos sean con varilla del #3.

Esta columna está trabajando esencialmente a flexocompresión, por lo que la separación entre estribos será el menor valor de las siguientes expresiones:

- La cuarta parte de la mayor dimensión transversal del elemento, que en este caso es de $1200/4 = 300 \text{ mm}$
- 6 veces el diámetro de la barra longitudinal más gruesa; $6 \times 39.1 \text{ mm} = 234.6 \text{ mm}$
- Ó 100mm

El menor valor es el de 100 mm, por lo tanto esa será la separación entre estribos en los extremos de la columna sobre una longitud que es la mayor de las siguientes expresiones:

- La mayor dimensión transversal del miembro, que para este caso es de 1200 mm
- Un sexto de su altura libre: $h/6 = 200\text{mm}$
- Ó 600 mm

Por lo tanto se propone que, en una longitud de 1.2m en cada extremo de la columna se coloquen estribos a una separación de 10 cm. Para la zona restante, la separación será el menor valor de las siguientes expresiones:

$$\frac{850}{\sqrt{f_y \cdot \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}\right)^{-1}}} \cdot d_{\text{bmín}} = 49.971 \cdot \text{cm} \quad \text{En donde } d_{\text{bmín}} \text{ es el menor diámetro de las barras longitudinales}$$

$$48 \cdot d_{\text{estr}} = 45.696 \cdot \text{cm} \quad \text{donde } d_{\text{estr}} := 0.952\text{cm y es es diámetro del estribo}$$

$$\frac{b}{2} = 55 \cdot \text{cm}$$

El menor valor sería de 45.69 cm, por lo que se propone que sea una separación de 40 cm. El detallado del acero longitudinal y de los estribos para las columnas C4 se ilustra en las siguientes figuras:

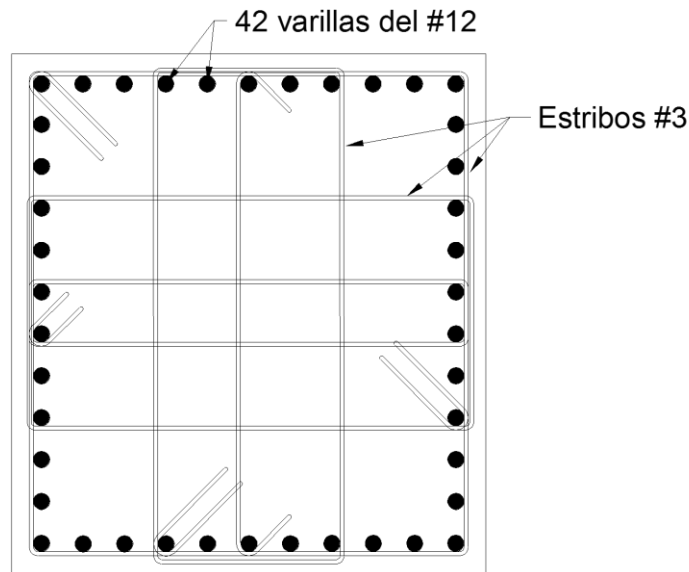


Figura 6.26. Detallado de refuerzo longitudinal y estribos para las columnas C4.

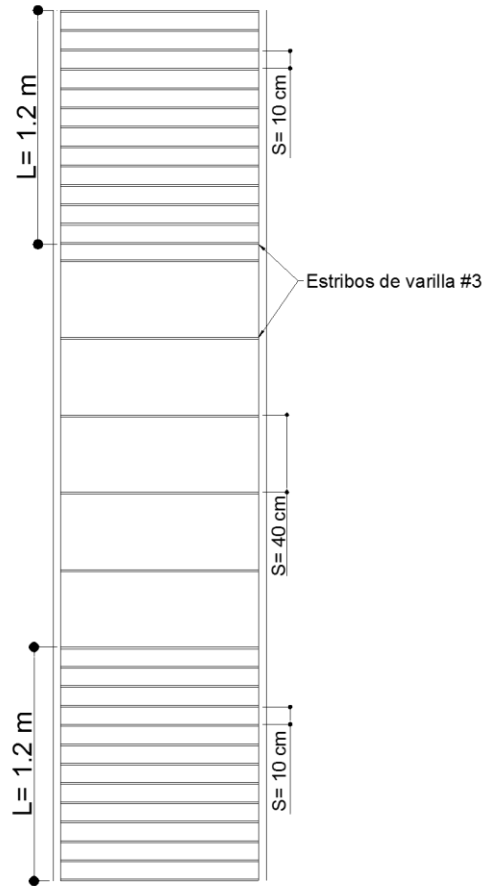


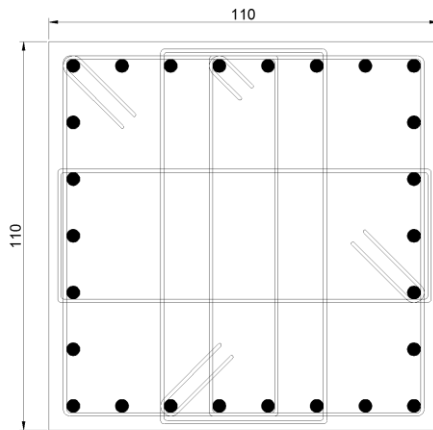
Figura 6.27. Separación de estribos de columnas cuya sección transversal sea de 1.2 x 1.1 m

En general, la longitud a la cual los estribos deben estar a una separación de 10 cm, es igual a la dimensión mayor de la sección transversal de la columna.

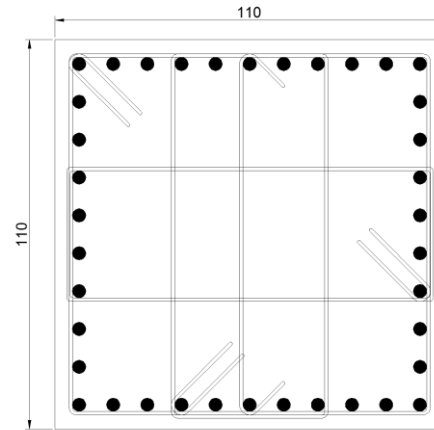
De la misma forma en que se diseñaron los 3 tipos de columnas anteriores, se diseñaron los demás tipos de columna. En la tabla 6.1, se muestra un resumen del número de varillas que se requiere para el refuerzo longitudinal de las columnas, así como su porcentaje, p , ya que la sección 7.3.3 de las NTC-RCDF-2004 establece que la cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 0.01, ni mayor que 0.04, y como se podrá observar esto último se cumple para cada caso. En la fig. 6.28, se muestra el detallado de acero longitudinal para cada columna.

Tabla 6.1. Cuantía de acero longitudinal de las columnas

Columna	# varillas del N°12	As [cm ²]	p
C1	26	296.4	0.024
C2	38	433.2	0.036
C3	40	456	0.035
C4	42	478.8	0.036
C5	48	547.200	0.04
C6	12	136.800	0.011
C7	16	182.400	0.015
C8	12	136.800	0.010
C9	16	182.400	0.014
C10	22	250.800	0.019
C11	8	91.200	0.011
C12	16	182.400	0.023
C13	8	91.200	0.013
C14	12	136.800	0.019
C15	22	250.800	0.035
C16	8	91.200	0.016



Columna C1
26 varillas del #12
Estribos #3



Columna C2
38 varillas del #12
Estribos #3

Figura 6.28. Detallado de acero longitudinal y estribos en columnas

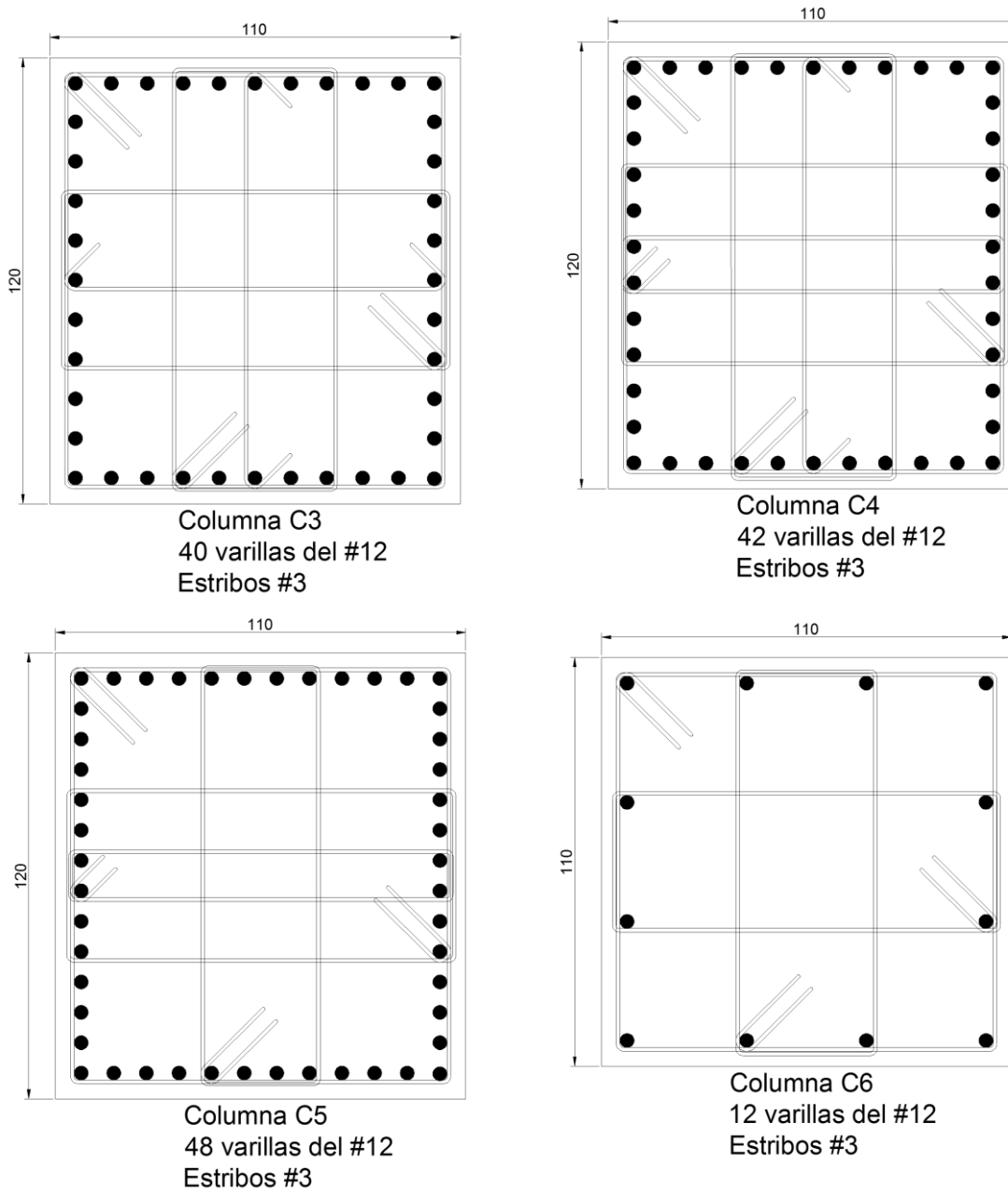
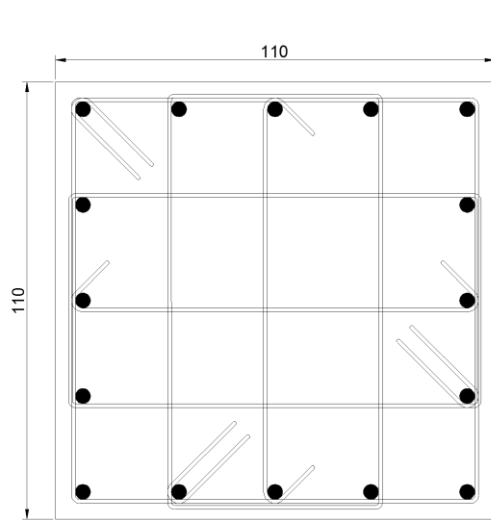
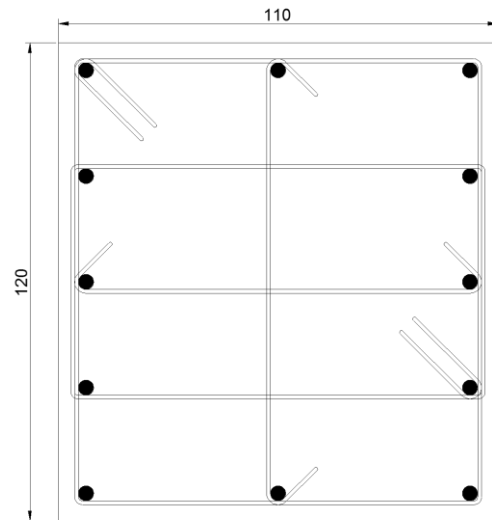


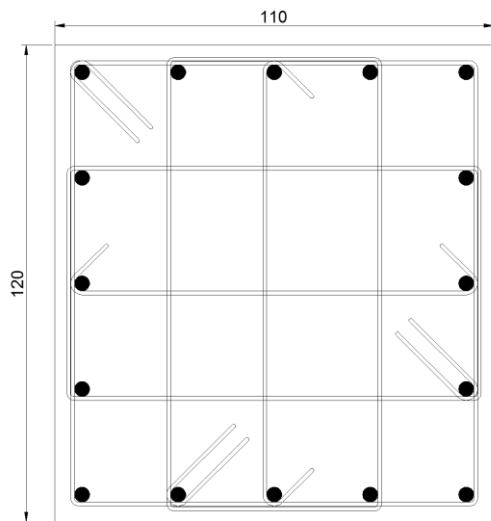
Figura 6.28. Detallado de acero longitudinal y estribos en columnas (continuación)



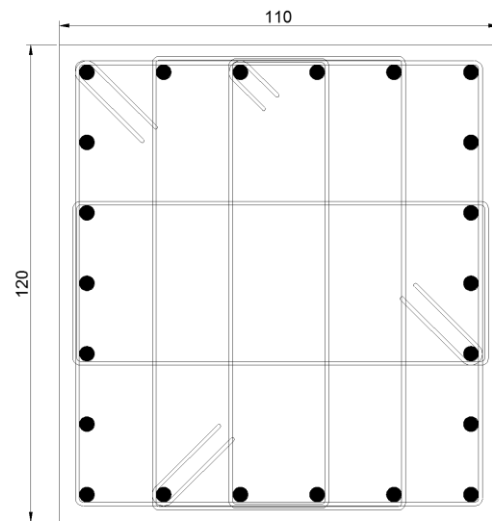
Columna C7
16 varillas del #12
Estribos #3



Columna C8
12 varillas del #12
Estribos #3

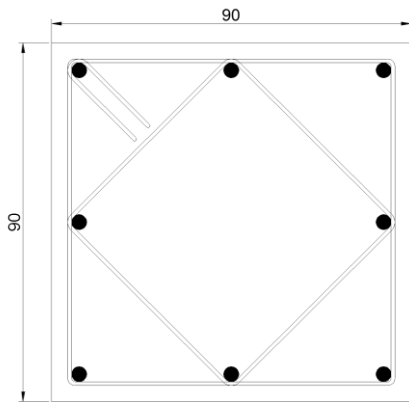


Columna C9
16 varillas del #12
Estribos #3

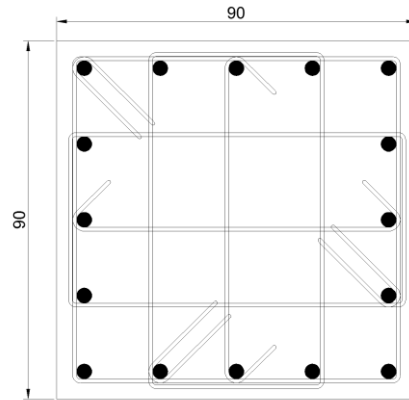


Columna C10
22 varillas del #12
Estribos #3

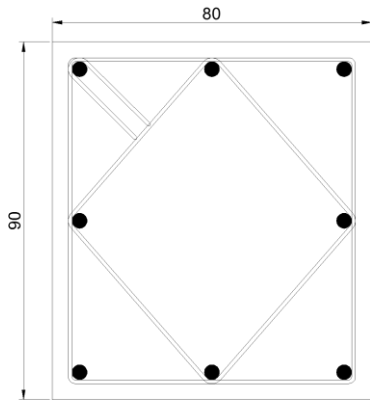
Figura 6.28. Detallado de acero longitudinal y estribos en columnas (continuación)



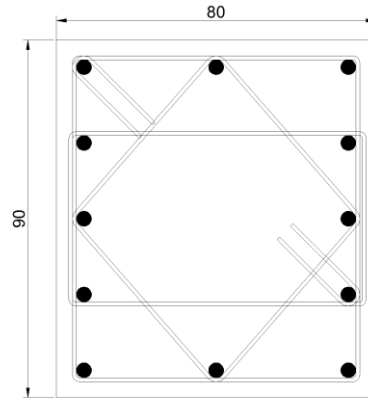
Columna C11
8 varillas del #12
Estribos #3



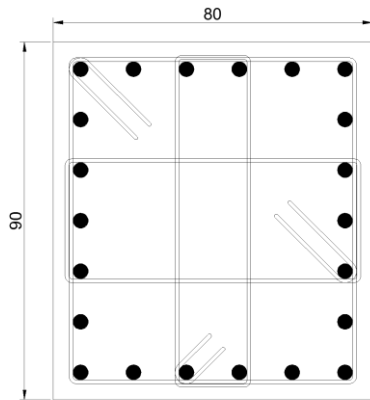
Columna C12
16 varillas del #12
Estribos #3



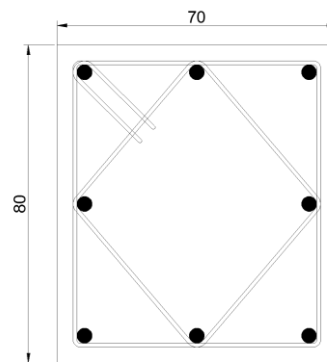
Columna C13
8 varillas del #12
Estribos #3



Columna C14
12 varillas del #12
Estribos #3



Columna C15
22 varillas del #12
Estribos #3



Columna C16
8 varillas del #12
Estribos #3

Figura 6.28. Detallado de acero longitudinal y estribos en columnas (continuación)

6.2.2 Diseño de vigas.

En este apartado se mostrará el diseño de las vigas que componen a la estructura de concreto.

Todas las vigas que componen a la estructura tienen las siguientes dimensiones:

$$\begin{aligned}h &:= 80\text{cm} & b &:= 40\text{cm} \\d' &:= 5\text{cm} & d &:= h - d' = 75\text{cm}\end{aligned}$$

De acuerdo a las NTC-RCDF-2004, el área mínima de refuerzo de secciones rectangulares de concreto reforzado, se calcula de la siguiente forma:

$$A_{s\text{min}} := \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}\right)^{-1}}}{f_y \cdot \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}\right)^{-1}} \cdot b \cdot d = 9.354\text{cm}^2$$

El área máxima de acero en tensión para elementos a flexión que formen parte de sistemas que deban resistir fuerzas sísmicas, será el 75% de la correspondiente a la falla balanceada, la cual se calcula de la siguiente forma:

$$A_{s\text{b}} := \frac{f''_c}{f_y} \cdot \left[\frac{6000\beta_1}{f_y \cdot \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}\right)^{-1} + 6000} \right] \cdot b \cdot d = 84\text{cm}^2$$

En donde:

$$\beta_1 := 0.85 \quad \text{si } f'_c \leq 280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f'_c}{1400} \quad \text{si } f'_c > 280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Como:

$$f'_c := 350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \quad f^*_c := 0.85 \cdot f'_c = 297.5 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \quad f''_c := 0.8 \cdot f^*_c = 238 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_c^* > 280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \quad \beta_1 := 1.05 - \frac{f_c^* \cdot \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right)^{-1}}{1400} = 0.84$$

Entonces el área máxima de acero a tensión queda:

$$0.75 \cdot A_{sb} = 63 \text{cm}^2$$

De la misma manera que en las columnas, todas las vigas que presentarán elementos mecánicos muy parecidos se agruparon para formar un tipo de viga y cuya distribución ya se mostró en las figuras 6.19 a la 6.22. A continuación se presentará el procedimiento de diseño de las vigas T1. Para su diseño se eligió a aquella que presentaba los momentos flexionantes más desfavorables.

Para el diseño de la viga T1 se tomará un momento positivo $M_u = 62.5 \text{ Ton}\cdot\text{m}$. Si se propone colocar 4 varillas del #9 en la parte inferior de la viga se tiene que:

$$A_s := 25.65 \text{cm}^2 \quad p := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.009 \quad q := \frac{A_s \cdot f_y}{b \cdot d \cdot f_c} = 0.151$$

El momento nominal se calcula de la siguiente forma:

$$M_{nom} := b \cdot d^2 \cdot f_c \cdot q \cdot (1 - 0.5 \cdot q) = 74.702 \cdot \text{Ton}\cdot\text{m}$$

Para flexión se utiliza un FR de 0.9, con lo que el momento resistente nos queda:

$$M_R := F_R \cdot M_{nom} = 67.232 \cdot \text{Ton}\cdot\text{m}$$

Como el momento resistente M_R es mayor al momento último M_u , las 4 varillas del #9 son adecuadas.

También se presenta un momento negativo $M_u = -76.95 \text{ Ton}\cdot\text{m}$, por lo cual se propone colocar 4 varillas del # 10 en la parte superior de la viga, por lo que se tiene:

$$A_s := 31.67 \text{cm}^2 \quad p := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.011 \quad q := \frac{A_s \cdot f_y}{b \cdot d \cdot f_c} = 0.186$$

$$M_{nom} := b \cdot d^2 \cdot f_c'' \cdot q \cdot (1 - 0.5 \cdot q) = 90.468 \cdot \text{Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_R := F_R \cdot M_{nom} = 81.421 \cdot \text{Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_R > M_u$$

En resumen, la viga T1 tendrá 4 varillas del #9 en la parte inferior y 4 varillas del #10 en la parte superior. En la tabla 6.2 se muestra como queda el diseño para las demás vigas.

Tabla 6.2. Refuerzo longitudinal de vigas

Viga		Mu [Ton*m]	As [cm ²]	p	Barra del N°	# varillas	
T1	+	62.5	25.65	0.009	10	4	L. Inferior
T1	-	76.95	31.67	0.011	10	4	L. Superior
T2	+	37.85	13.92	0.0046	8	4	L. Inferior
T2	-	57.1	21.5	0.0072	8	4	L. Superior
T3	+	80.16	31.12	0.01	10	4	L. Inferior
T3	-	90.95	35.86	0.012	12	4	L. Superior
T4	+	49.9	18.62	0.006	8	4	L. Inferior
T4	-	63.6	24.15	0.008	10	4	L. Superior
T5	+	97.4	38.8	0.013	12	4	L. Inferior
T5	-	108.27	43.8	0.014	12	4	L. Superior
T6	+	102.9	41.3	0.014	12	4	L. Inferior
T6	-	139.55	59.7	0.02	10	8	L. Superior
T7	+	51.57	19.28	0.006	12	4	L. Inferior
T7	-	97.56	38.85	0.013	8	4	L. Superior

En la sección 7.2.2 de las NTC-RCDF-2004 de concreto se especifica que la cuantía de acero longitudinal a tensión, p, no excederá de 0.025, y como se puede observar en la tabla 6.1, este valor no se excede en ningún caso. La sección 2.5.8 del mismo documento establece que se debe proporcionar acero longitudinal adicional en las paredes verticales del elemento, que estará constituido, como mínimo, por barras de 7.9 mm de diámetro colocadas con una separación máxima de 350 mm. Para esto último, se propone colocar barras del #3 en las paredes verticales de las vigas.

A continuación, se mostrará el procedimiento para determinar la separación de los estribos de la viga T1:

Viga T1

Sección transversal de la trabe

b := 40cm ancho de la sección
r := 5cm recubrimiento de acero
h := 80cm altura de la sección

Columnas

L := 11.33m Distancia entre ejes de columnas
B := 90cm Ancho de las columnas en el plano de diseño

$$d := h - r = 0.75m$$

Acero a tensión

$$A_s := 30cm^2 \quad p := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.01$$

Cortante en el eje de columna izquierdo

$$V_{ui} := 23.603Ton$$

Cortante en el eje de columna derecho

$$V_{ud} := -23.603Ton$$

Ecuación para cortante de diseño

$$V(x) := \frac{(V_{ud} - V_{ui})}{L} \cdot x + V_{ui}$$

DISEÑO

El reglamento dice que en ningún caso se permitirá que V_u sea mayor que $2.5 \cdot FR \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}$

$$2.5 \cdot FR \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{280} \cdot \frac{Kg}{cm^2} = 100.399 \cdot Ton > V_u$$

Contribución del concreto:

como $p < 0.015$

$$V_{CR} := FR \cdot (0.20 + 20 \cdot p) \cdot \sqrt{280} \cdot \frac{Kg}{cm^2} \cdot b \cdot d = 16.511 \cdot Ton$$

como $h > 700m$ V_{CR} se multiplica por un factor que es calculado de la siguiente forma:

$$1 - 0.0004(800 - 700) = 0.96$$

por lo que el cortante que puede resistir el concreto sin refuerzo transversal queda de la siguiente forma:

$$V_{CR} := FR \cdot (0.20 + 20 \cdot p) \cdot \sqrt{280} \cdot \frac{Kg}{cm^2} \cdot b \cdot d \cdot [1 - 0.0004(800 - 700)] = 15.851 \cdot Ton$$

Se propone estribos con las siguientes características:

$$\#barra := 3 \quad \#ramas := 6$$

$$\varphi_{estribo} := \frac{\#barra}{8} \times 2.54cm = 0.953 \cdot cm \quad a_s := \frac{\pi \cdot \varphi_{estribo}^2}{4} = 0.713 \cdot cm^2 \quad A_v := \#ramas \cdot a_s = 4.275 \cdot cm^2$$

Calculando el cortante crítico del lado izquierdo, el cual se localiza a un peralte del paño de columna:

$$V_{u1} := V \left(\frac{B}{2} + d \right) = 18.603 \cdot \text{Ton}$$

$$V_{u1} > V_{CR}$$

$$V_{SR} := V_{u1} - V_{CR} = 2.753 \cdot \text{Ton}$$

Como $V_{u1} > V_{CR}$ la distancia entre estribos se calcula con la siguiente expresión: $\frac{FR \cdot A_V \cdot f_y \cdot d}{V_{SR}}$ pero no debe

ser mayor a $\frac{A_V \cdot f_y}{0.3 \cdot \sqrt{f_c^*} \cdot b}$ pero tampoco pueden sobrepasar la separación máxima

$$\frac{FR \cdot A_V \cdot f_y \cdot d}{V_{SR}} = 391.392 \text{ cm} \qquad \frac{A_V \cdot f_y}{0.3 \cdot \sqrt{280} \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot b} = 89.425 \text{ cm}$$

Si $V_u \leq 1.5 \cdot FR \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c^*}$ la separación de estribos no deberá ser mayor que $d/2$

$$1.5 \cdot FR \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{280} \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 60.24 \cdot \text{Ton}$$

Como $V_u < 1.5 \cdot FR \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{280} \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$ la separación máxima entre estribos será:

$$S_{\text{máx}} := \frac{d}{2} = 37.5 \text{ cm} \quad \text{Por lo tanto la separación en el lado izquierdo será la } S_{\text{máx}}.$$

Para el lado derecho se tiene que el cortante crítico es :

$$V_{u2} := \left| V \left(L - \frac{B}{2} - d \right) \right| = 18.603 \cdot \text{Ton} \qquad V_{u2} > V_{CR}$$

$$V_{SR} := V_{u2} - V_{CR} = 2.753 \cdot \text{Ton}$$

La separación entre estribos debe ser:

$$\frac{FR \cdot A_V \cdot f_y \cdot d}{V_{SR}} < \frac{A_V \cdot f_y}{0.3 \cdot \sqrt{f_c^*} \cdot b} < S_{\text{max}}$$

$$\frac{FR \cdot A_V \cdot f_y \cdot d}{V_{SR}} = 391.392 \text{ cm} \qquad \frac{A_V \cdot f_y}{0.3 \cdot \sqrt{280} \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot b} = 89.425 \text{ cm} \qquad S_{\text{máx}} = 37.5 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la separación entre estribos de la parte derecha también será la $S_{\text{máx}}$

Para el centro de la viga, el cortante sería

$$V_{u3} := \max\left(\left|V\left(\frac{B}{2} + 2 \cdot d\right)\right|, \left|V\left(L - \frac{B}{2} - 2 \cdot d\right)\right|\right) = 15.478 \cdot \text{Ton}$$

$$V_{u3} > V_{CR} \quad V_{SR} := V_{u3} - V_{CR} = -0.372 \cdot \text{Ton}$$

La separación entre estribos debe ser:

$$\frac{FR \cdot A_V \cdot f_y \cdot d}{V_{SR}} < \frac{A_V \cdot f_y}{0.3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b} < S_{\max}$$

$$\frac{FR \cdot A_V \cdot f_y \cdot d}{V_{SR}} = -2.895 \times 10^3 \cdot \text{cm} \quad \frac{A_V \cdot f_y}{0.3 \cdot \sqrt{280} \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot b} = 89.425 \cdot \text{cm} \quad S_{\max} = 37.5 \cdot \text{cm}$$

Por lo tanto, la separación entre estribos en la parte central de la trabe, también será la S_{\max} .

Debido a que se trata de una estructura dúctil, al igual que en las columnas, se debe cumplir con ciertos requisitos de las NTC-RCDF-2004, por lo tanto los valores calculados anteriormente se modificarán de acuerdo a dichos requisitos como se muestra a continuación:

La separación entre estribos no excederá ninguno de los valores siguientes:

$$0.25 \cdot d = 18.75 \cdot \text{cm}$$

$$8 \cdot d_b = 25.44 \cdot \text{cm} \quad \text{donde } d_b = 3.18 \cdot \text{cm} \text{ es el diámetro de la barra longitudinal}$$

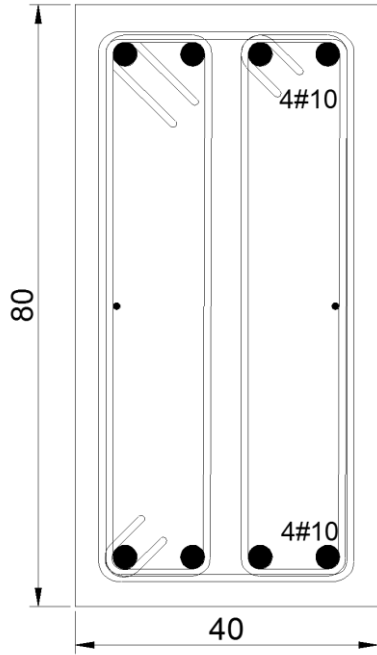
$$24 \cdot d_{\text{estr}} = 22.872 \cdot \text{cm} \quad \text{donde } d_{\text{estr}} = 0.953 \cdot \text{cm} \text{ es el diámetro de la barra del estribo}$$

$$\text{ó } 30 \text{cm}$$

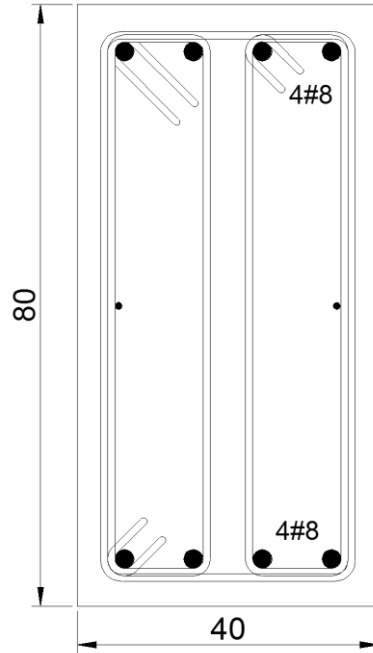
El menor de los valores es de 18.75cm, por lo que se propone que la separación entre estribos sea de 18 cm. Dicha separación se suministrará en los extremos de la viga sobre una distancia de dos peraltes (1.6 m) y en la zona central la separación no será mayor a 0.5d (37.5 cm), esta última se propone que sea de 35 cm.

De esta misma forma fueron diseñados los demás tipos de viga, y se encontró que la separación de estribos es la misma para todas las vigas que conforman la estructura.

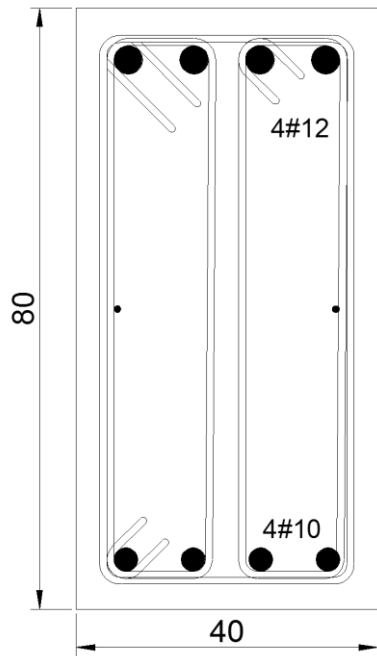
A continuación se muestra el detallado del acero de refuerzo longitudinal y de los estribos para cada tipo de viga (figs. 6.29 y 6.30)



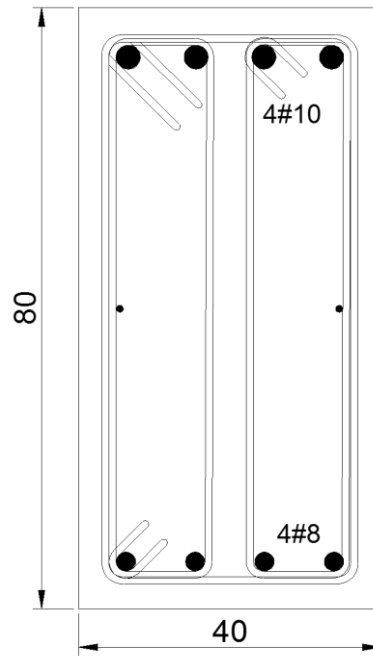
Viga T1
 4 var. #10 lecho inferior
 4 var. #10 lecho superior
 Estribos 6 ramas #3



Viga T2
 4 var. #8 lecho inferior
 4 var. #8 lecho superior
 Estribos 6 ramas #3

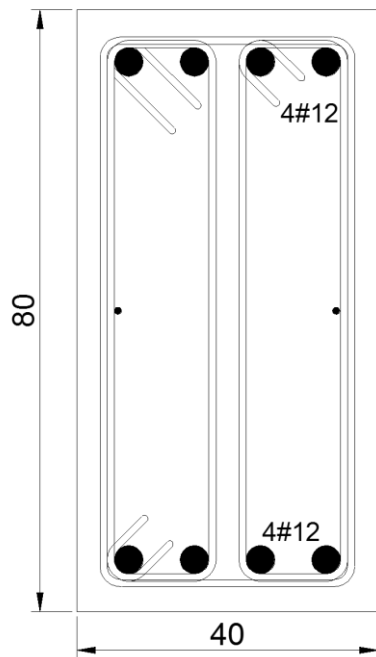


Viga T3
 4 var. #10 lecho inferior
 4 var. #12 lecho superior
 Estribos 6 ramas #3

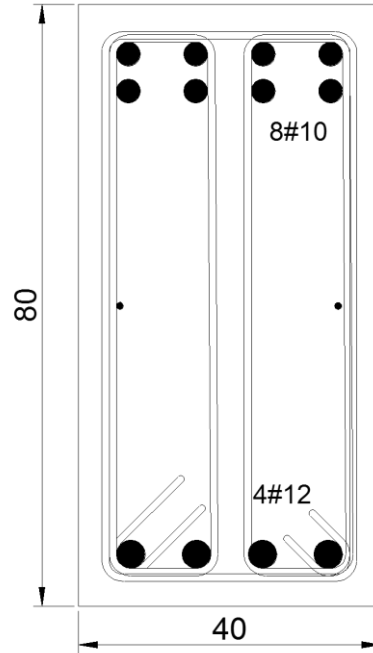


Viga T4
 4 var. #8 lecho inferior
 4 var. #10 lecho superior
 Estribos 6 ramas #3

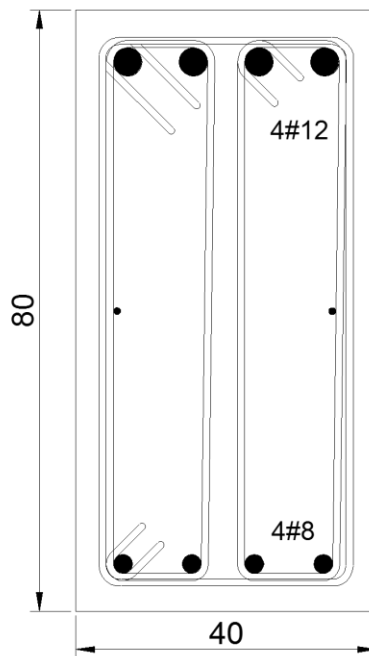
Figura 6.29. Detallado de acero longitudinal y estribos en vigas



Viga T5
 4 var. #12 lecho inferior
 4 var. #12 lecho superior
 Estribos 6 ramas #3



Viga T6
 4 var. #12 lecho inferior
 8 var. #10 lecho superior
 Estribos 6 ramas #3



Viga T7
 4 var. #8 lecho inferior
 4 var. #12 lecho superior
 Estribos 6 ramas #3

Figura 6.29. Detallado de acero longitudinal y estribos en vigas (continuación)

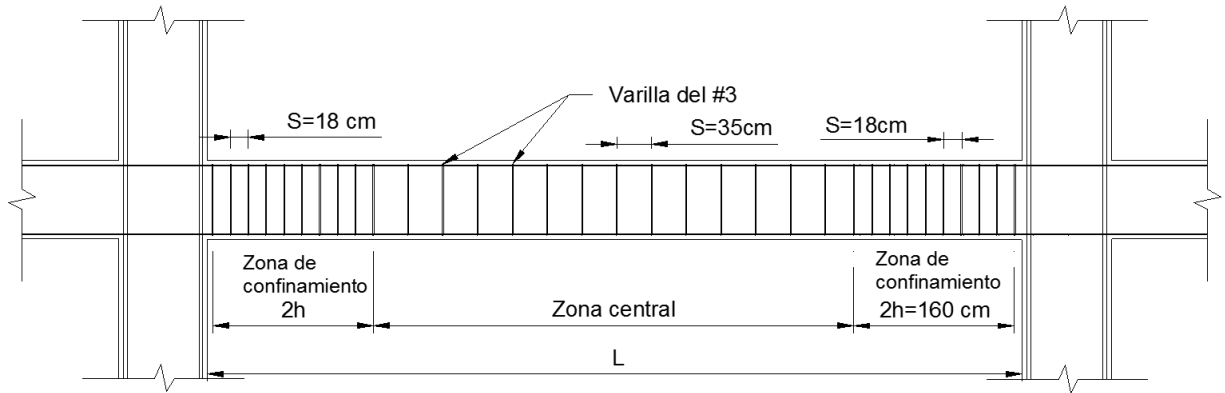


Figura 6.30. Separación de estribos en vigas

➤ **Vigas secundarias**

A continuación se mostrará el diseño de las vigas secundarias que se encuentran en el área de albercas.

Dimensiones y propiedades de la viga secundaria

$b := 40\text{cm}$ $h := 80\text{cm}$ $d := 75\text{cm}$

$f'_c := 350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$ $f_y := 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$ $f^*_c := 0.8 \cdot f'_c = 280 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$ $f''_c := 0.85 \cdot f^*_c = 238 \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$

$\beta := 0.85$ $FR := 0.9$

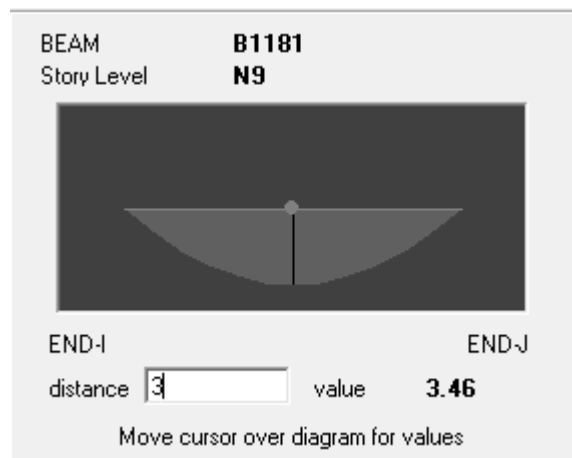


Figura 6.31. Diagrama de momentos flexionantes de la viga secundaria.

Dimensiones y propiedades de la viga secundaria

$$b := 40\text{cm} \quad h := 80\text{cm} \quad d := 75\text{cm}$$

$$f'_c := 350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \quad f_y := 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \quad f^*_c := 0.8 \cdot f'_c = 280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \quad f''_c := 0.85 \cdot f^*_c = 238 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\beta := 0.85 \quad FR := 0.9$$

Calculando el porcentaje mínimo de acero, el balanceado y el máximo:

$$P_{\min} := \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}\right)^{-1}}}{f_y \cdot \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}\right)^{-1}} = 0.003 \quad P_b := \frac{\beta \cdot 6000}{6000 + f_y \cdot \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}\right)^{-1}} \cdot \frac{f''_c}{f_y} = 0.028 \quad P_{\max} := 0.75 \cdot P_b = 0.021$$

Con la expresión $M_R = FR \cdot b \cdot d^2 \cdot f''_c \cdot q \cdot (1 - 0.5 \cdot q)$ se busca un valor de q para el cual el momento resistente sea igual o mayor al momento último.

Se propone un $q := 0.0075$

$$M_R := FR \cdot b \cdot d^2 \cdot f''_c \cdot q \cdot (1 - 0.5 \cdot q) = 3.601 \cdot \text{Ton} \cdot \text{m} \quad M_R > M_u$$

Por lo tanto
$$p := q \cdot \frac{f''_c}{f_y} = 0.00043$$

como $p < P_{\min}$ trabajemos con P_{\min} . Volviendo a calcular M_R con P_{\min} se tiene:

$$q := P_{\min} \cdot \frac{f_y}{f''_c} = 0.055 \quad M_R := FR \cdot b \cdot d^2 \cdot f''_c \cdot q \cdot (1 - 0.5 \cdot q) = 25.789 \cdot \text{Ton} \cdot \text{m}$$

Como M_R sigue siendo mayor que el momento último, ahora se prosigue a calcular el área requerida de acero.

$$A_s := P_{\min} \cdot b \cdot d = 9.354 \cdot \text{cm}^2 \quad \text{se propone colocar 5 barras del \# 5 en el lecho inferior}$$

La sección 7.2.2 de las NTC-RCDF-2004 de concreto, establece que en toda sección se dispondrá de refuerzo tanto en el lecho inferior como en el superior, y que dicho refuerzo constará por lo menos de dos barras corridas de 12.7 mm de diámetro. Atendiendo a lo último, a la viga secundaria se le agregaran 2 varillas del número 4 en la parte superior.

A continuación se presentan los cálculos correspondientes para determinar la separación de los estribos en las vigas secundarias.

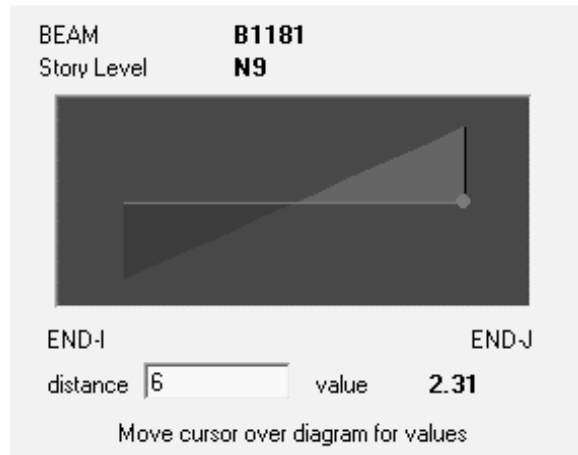


Figura 6.32. Diagrama de Fuerza cortante de la viga secundaria

$$V := 2.31 \text{Ton}$$

Contribucion del concreto:

$$p := 0.003 \quad \text{como } p < 0.015$$

$$V_{CR} := FR \cdot (0.20 + 20 \cdot p) \cdot \sqrt{280} \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d = 11.747 \cdot \text{Ton}$$

$$V_{CR} > V$$

en estos casos se recomienda que se utilicen estribos del #3 a una separación de $\frac{d}{2} = 37.5 \text{ cm}$, se propone colocar los estribos a una separación de 35 cm

En la figura 6.33 se muestra el detallado del acero longitudinal de las vigas secundarias.

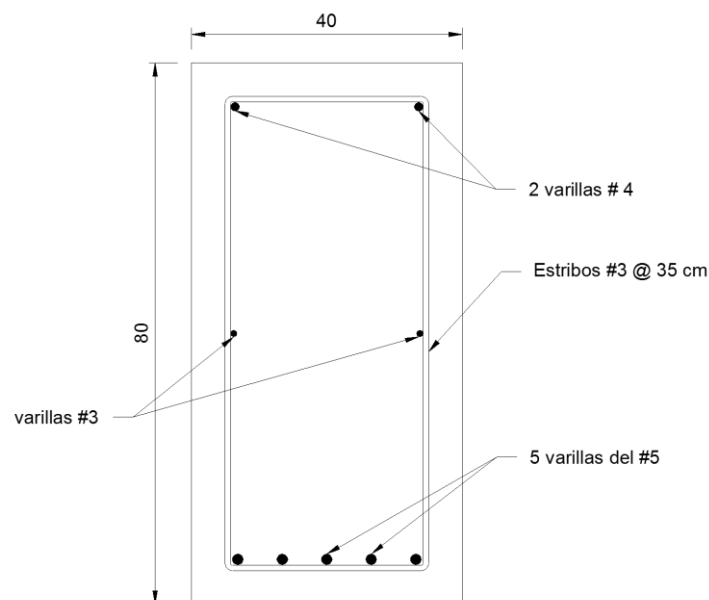


Figura 6.33. Detallado de acero longitudinal de vigas secundarias.

6.2.3 Diseño de losas.

Como se mencionó en el capítulo 6, el sistema de piso de la estructura de concreto se trata de una losa aligerada a base de casetones. También se mencionó que dicha losa se modelaría aparte para simplificar el análisis, y así poder obtener los elementos mecánicos necesarios para diseñar las nervaduras. En la fig. 6.34, se muestra el modelo en ETABS de un tablero de la losa aligerada.

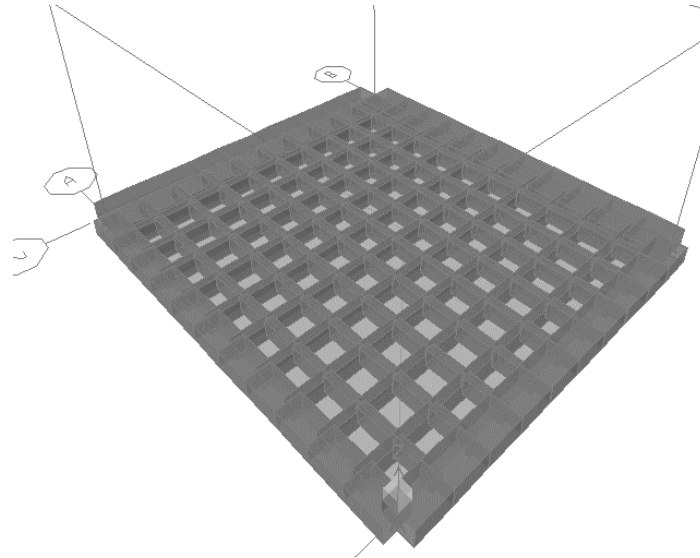


Figura 6.34. Modelo de losa aligerada en ETABS

Cabe mencionar que los apoyos en el perímetro del tablero fueron simplemente apoyados y también se realizó el mismo modelo pero con apoyos empotrados en el perímetro, todo esto con la finalidad de obtener los momentos más desfavorables y con ellos realizar el diseño. Los momentos más desfavorables, tanto positivo como negativo, resultaron tener un valor de aproximadamente 5.5 Ton-m. Con este valor, se realizará el diseño como se realizó para las vigas principales.

Dimensiones de las nervaduras

$h := 45\text{cm}$ $b := 80\text{cm}$
 $d' := 3\text{cm}$ $b' := 20\text{cm}$ $d := h - d' = 42\text{cm}$

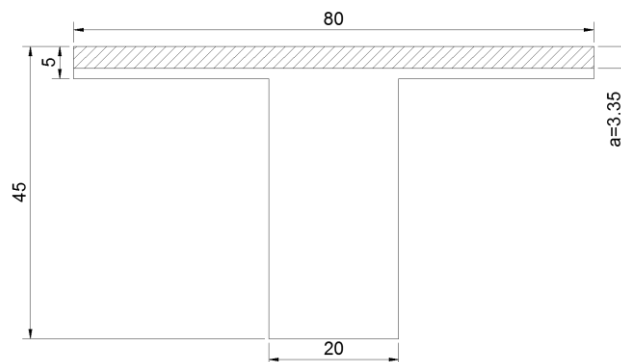


Figura 6.35. Dimensiones de la nervadura a diseñar, dimensiones en cm.

$$M_u := 5.5 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$\text{Si se propone } A_s := 3.8 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{b \cdot f'_c} = 3.353 \text{ cm}$$

Como $a < t$, se tiene una capacidad similar a una viga rectangular

$$p := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.001 \quad q := \frac{A_s \cdot f_y}{b \cdot d \cdot f'_c} = 0.02$$

$$M_{\text{nom}} := b \cdot d^2 \cdot f'_c \cdot q \cdot (1 - 0.5 \cdot q) = 6.636 \cdot \text{Ton}\cdot\text{m}$$

$$F_R := 0.9$$

$$M_R := F_R \cdot M_{\text{nom}} = 5.973 \cdot \text{Ton}\cdot\text{m}$$

$$\text{Como } M_R > M_u$$

Se proponen 3 varillas del #4 tanto para el lecho inferior como el superior

A continuación se presenta el análisis para el diseño de los estribos.

Acero a tensión

$$A_s := 3.8 \text{ cm}^2 \quad p := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.005$$

Cortante

$$V_u := 5 \text{ Tor}$$

DISEÑO

El reglamento dice que en ningún caso se permitirá que V_u sea mayor que $2.5 \cdot F_R \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}$

$$2.5 \cdot F_R \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{280} \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 28.112 \cdot \text{Ton} > V_u$$

Contribución del concreto:

como $p < 0.015$

$$V_{CR} := F_R \cdot (0.20 + 20 \cdot p) \cdot \sqrt{280} \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d = 3.266 \cdot \text{Tor}$$

$$V_u > V_{CR}$$

Se propone estribos con las siguientes características:

$$\#barra := 3 \quad \#ramas := 2$$

$$\varphi_{estribo} := \frac{\#barra}{8} \times 2.54\text{cm} = 0.953\text{cm} \quad a_s := \frac{\pi \cdot \varphi_{estribo}^2}{4} = 0.713\text{cm}^2$$

$$A_v := \#ramas \cdot a_s = 1.425\text{cm}^2 \quad V_{SR} := V_u - V_{CR} = 1.734\text{Ton}$$

Como $V_{u1} > V_{CR}$ la distancia entre estribos se calcula con la siguiente expresión: $\frac{FR \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_{SR}}$ pero

no debe ser mayor a $\frac{A_v \cdot f_y}{0.3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b}$ pero tampoco pueden sobrepasar la separación máxima

$$\frac{FR \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_{SR}} = 116.003\text{cm} \quad \frac{A_v \cdot f_y}{0.3 \cdot \sqrt{280} \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cdot b} = 59.617\text{cm}$$

Si $V_u \leq 1.5 \cdot FR \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}$ la separación de estribos no deberá ser mayor que $d/2$

$$1.5 \cdot FR \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{280} \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 16.867\text{Ton}$$

Como $V_u < 1.5 \cdot FR \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{280} \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$ la separación máxima entre estribos será:

$$S_{\text{máx}} := \frac{d}{2} = 21\text{cm}$$

Se propone que la separación de los estribos en las nervaduras sea de 20cm.

En la fig. 6.36 se muestra el detallado de refuerzo longitudinal de las nervaduras de la losa aligerada.

En cuanto al firme de 5 cm, se le colocará malla electrosoldada para evitar agrietamiento por cambio de temperatura durante el fraguado.

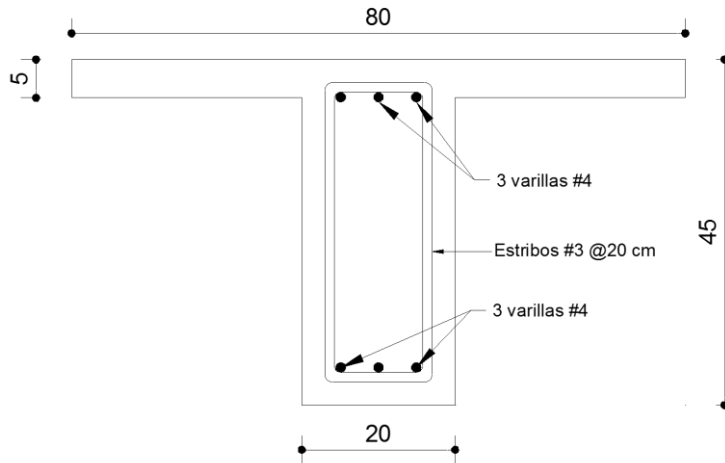


Figura 6.36. Refuerzo longitudinal de nervaduras, dimensiones en cm.

➤ **Diseño de losas de área de albercas**

Como ya se mencionó, en el área de albercas la losa no es aligerada, sino que se trata de una losa maciza de 20 cm de espesor. Como en esta zona hay vigas secundarias, la losa la podemos dividir en 4 tableros, los cuales los podemos considerar como losas perimetralmente apoyadas, por lo tanto, para calcular los momentos flexionantes se utilizará la tabla de coeficientes de momentos para tableros rectangulares de las NTC-RCDF-2004 de concreto. La elección de los coeficientes va de acuerdo a la ubicación del tablero y a la relación claro corto a claro largo. La dimensión de los tableros a diseñar es de 6 x 2.5 m por lo que la relación claro corto a claro largo es de 0.41, por lo que se tuvo que interpolar los valores que se presentan en la tabla. Los coeficientes para calcular los momentos flexionantes de la losa se presentan en la fig. 6.37.

		Coef. Momento negativo =521	
	Coef. Momento positivo =292.5		
Coef. Momento negativo =454.1		Coef. Momento positivo =145.5	Coef. Momento negativo =246.6
		Coef. Momento negativo =313.8	

Figura 6.37. Coeficientes de momentos para el diseño de losa.

Habiendo ya determinado los coeficientes, el momento flexionante se calcula de la siguiente manera:

$$M := C \cdot W \cdot a_1^2 \times 10^{-4}$$

En donde C es el coeficiente de momento, W es la carga total y a_1 es la longitud del claro corto.

Del capítulo 5, se tiene que la carga muerta de las albercas es de 1876 Kg/m^2 y la carga viva máxima es de 350 Kg/m^2 , por lo que la carga total será la suma de éstas dos últimas multiplicador por el factor de carga 1.4.

$$W := 1.4 \left(1876 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} + 350 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right) = 3116.4 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

En la tabla 6.3, se presentan los valores de los momentos flexionantes, así como el cálculo de área acero que se requiere. Dicho cálculo se realizó buscando el valor de q (índice de refuerzo longitudinal) que diera como resultado un momento resistente igual al momento flexionante que se presenta.

Tabla 6.3. Calculo de momentos flexionante y acero de refuerzo para la losa.

h[cm]	d' [cm]	d[cm]	b[cm]	C	Mu [Ton*m/m]	q	MR [Ton*m/m]	P	As[cm ²]
20	5	15	100	521.00	1.015	0.0213	1.015	0.0012	1.8090
20	5	15	100	313.83	0.611	0.0128	0.611	0.0007	1.0850
20	5	15	100	454.17	0.885	0.0185	0.885	0.0010	1.5747
20	5	15	100	246.67	0.480	0.0100	0.480	0.0006	0.8516
20	5	15	100	145.50	0.283	0.0059	0.283	0.0003	0.5013
20	5	15	100	292.50	0.570	0.0119	0.570	0.0007	1.0108

Calculando el acero mínimo para losas (González, Robles - 2009):

$$A_{s\text{mín}} = \frac{66000h}{f_y \cdot (h + 100)} \quad A_{s\text{mín}} = \frac{66000 \cdot 20}{4200 \cdot (20 + 100)} \quad A_{s\text{mín}} = 2.619 \text{ cm}^2$$

O también se menciona que se puede proporcionar una relación mínima $\rho_{\text{mín}} = 0.003$ expuestas a la intemperie (debido a las albercas), con lo que el área de acero mínima con esta relación queda de la siguiente forma:

$$A_{s\text{mín}} := 0.003 \cdot b \cdot d = 4.5 \text{ cm}^2$$

Como se puede observar en la tabla 6.3, el área de acero que se requiere es menor al área mínima por lo que se utilizará el área de acero mínimo más desfavorable, que sería de 4.5 cm^2 . Se propone utilizar 4 varillas del #4 por cada metro lineal a una separación de 25 cm tanto para claro corto como para claro largo.

A continuación se presenta la revisión a fuerza cortante. La fuerza cortante que actúa en un ancho unitario puede calcularse con la siguiente expresión (González, Robles - 2009):

$$V_u := \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \cdot W \cdot \left(0.95 - 0.5 \cdot \frac{a_1}{a_2} \right) = 2542.463 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

La resistencia de la losa a fuerza cortante se supondrá igual a:

$$V = 0.5 \cdot 0.8 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c^*} \quad V = 10039.92 \text{Kg}$$

Como $V > V_u$ entonces no se requiere de acero de refuerzo para fuerza cortante, por lo que el diseño de la losa queda como se muestra en la figura 6.38.

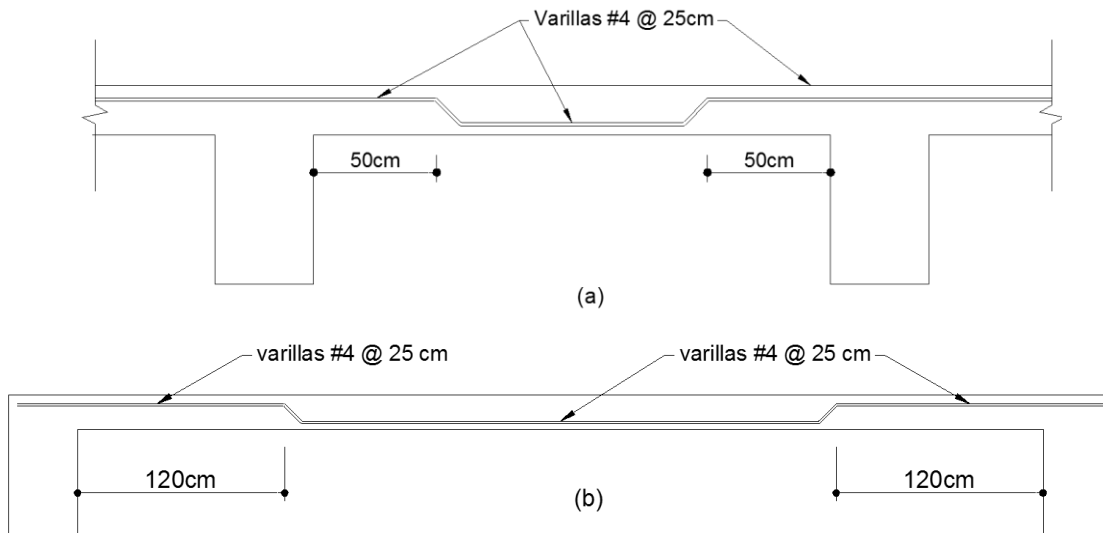


Figura 6.38. Acero de refuerzo por metro lineal del claro corto (a) y claro largo (b) de la losa.

En cuanto a las deflexiones, el RCDF-2004 señala que si el peralte efectivo de la losa no es menor que el perímetro del tablero entre 250, el cálculo de las deflexiones se puede omitir. Se tiene que el perímetro del tablero es de 1700cm y dividiéndolo entre 250 queda que el peralte mínimo es de 6.8cm, pero se menciona que si la carga W es mayor que 380 K/cm^2 , dicho peralte debe afectarse por el siguiente factor:

$$0.032 \cdot \sqrt[4]{f_s \cdot W} \quad \rightarrow \quad 0.032 \cdot \sqrt[4]{2520 \times 3116.4} = 1.69$$

Por lo que el peralte mínimo queda de la siguiente forma:

$$d_{\min} := 1.69 \times 6.8 \text{cm} = 11.49 \text{cm}$$

El peralte del tablero diseñado es de 20cm, que es mayor al peralte mínimo y por lo tanto no es necesario el cálculo de deflexiones.

CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Para poder realizar una comparación entre la estructura de acero y la de concreto, a continuación se presentan algunos números de interés. En la tabla 7.1 se presenta el peso total de cada estructura y en la tabla 7.2 se presenta el peso solo del esqueleto de la estructura, es decir, el peso de columnas y vigas.

Tabla 7.1 Peso Total de la Estructura	
Acero [Ton]	Concreto [Ton]
5884.95	19133.61

Tabla 7.2 Peso del esqueleto de la Estructura		
Elementos	Acero [Ton]	Concreto [Ton]
Columnas	476.182	3339.627
Vigas	1092.179	4001.348
Contraventeos	98.692	-
Total	1667.053	7340.975

También se realizó una cuantificación del acero de refuerzo y volumen de concreto que requeriría la estructura de concreto, esto con la finalidad de hacer un estimado del costo del esqueleto de ambas estructuras y poder contar con más elementos para poder realizar mejores conclusiones.

Como resultado de dicha cuantificación, se obtuvo que se requiere de 566.51 toneladas de acero de refuerzo para el armado de vigas y columnas y un volumen de 3058 m³ de concreto.

A continuación se presenta un estimado del costo de vigas y columnas de ambas estructuras:

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PU	IMPORTE
SUMINISTRO Y HABILITADO Y ARMADO DE ELEMENTOS DE ESTRUCTURA METÁLICA FORMADA CON PERFILES IPR EN SECCIONES Y DIMENSIONES INDICADAS EN PROYECTO ESTRUCTURAL, SE USARAN ELECTRODOS SERIE E-70XX DEACUERDO A NORMAS AWS. LAS SOLDADURAS SERÁN EJECUTADOS POR SOLDADORES CALIFICADOS.INCLUYE: CONEXIONES PENETRACIONES O ULTRASONIDO EN EL 15% EN LAS SOLDADURAS APLICACIÓN DE UNA MANO DE PRIMER ANTICORROSIVO, MATERIALES MERMAS DESPERDICIOS DESCALIBRES MANO DE OBRA ANDAMIOS HERRAMIENTA, MAQUINARIA Y EQUIPO CONFORME A PROYECTO PRECIO POR UNIDAD DE OBRA TERMINADA	KG	1,092,179	\$33.67	\$36,773,666.93
SUMINISTRO Y HABILITADO Y ARMADO DE ELEMENTOS DE ESTRUCTURA METÁLICA FORMADA CON SECCIONES CAJÓN CUYAS DIMENSIONES SON INDICADAS EN EL PROYECTO ESTRUCTURAL, SE USARAN ELECTRODOS SERIE E-70XX DEACUERDO A NORMAS AWS. LAS SOLDADURAS SERÁN EJECUTADOS POR SOLDADORES CALIFICADOS.INCLUYE: CONEXIONES PENETRACIONES O ULTRASONIDO EN EL 15% EN LAS SOLDADURAS APLICACIÓN DE UNA MANO DE PRIMER ANTICORROSIVO, MATERIALES MERMAS DESPERDICIOS DESCALIBRES MANO DE OBRA ANDAMIOS HERRAMIENTA, MAQUINARIA Y EQUIPO CONFORME A PROYECTO PRECIO POR UNIDAD DE OBRA TERMINADA	KG	574,874	\$33.67	\$19,356,007.58
			Costo Estructura de Acero	\$56,129,674.51

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PU	IMPORTE
ACERO DE REFUERZO EN ESTRUCTURA				
SUMINISTRO, HABILITADO, ARMADO Y COLOCACIÓN DE VARILLA CORRUGADA $F_y = 4,200 \text{ KG/CM}^2$ EN SUPERESTRUCTURA, DE LOS DIÁMETROS INDICADOS. INCLUYE: GANCHOS, TRASLAPES, SILLETAS, ALAMBRE RECOCIDO DEL No. 18, PRUEBAS DE LABORATORIO, ACARREOS Y ELEVACIONES DENTRO DE LA OBRA HASTA EL LUGAR DE SU COLOCACIÓN, MATERIALES, DESPERDICIOS, MANO DE OBRA, ANDAMIOS Y HERRAMIENTA. CONFORME A PROYECTO Y A LA ESPECIFICACIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN:				
1.3.1. PRECIO POR UNIDAD DE OBRA TERMINADA.				
a) DE 3/8"	KG	109,668.74	\$23.70	\$2,599,039.53
b) DE 1/2"	KG	1434.24	\$24.57	\$35,239.28
c) DE 5/8"	KG	5,616.00	\$24.22	\$136,013.90
d) DE 1"	KG	52,883.40	\$23.60	\$1,247,783.82
e) De 1 1/4"	KG	132,567.60	\$23.60	\$3,127,932.52
f) De 1 1/2"	KG	264,341.35	\$23.60	\$6,237,134.15
SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE CONCRETO PREMEZCLADO Y BOMBEADO CLASE I DE $f'c = 350 \text{ KG/CM}^2$, EN TRABES Y COLUMNAS, RESISTENCIA NORMAL, T.M.A. DE 3/4", REVENIMIENTO DE 12 CM, INCLUYE: VIBRADO, CURADO, PRUEBAS DE LABORATORIO, MATERIALES, DESPERDICIOS, MANO DE OBRA, ANDAMIOS, HERRAMIENTA Y EQUIPO. CONFORME A PROYECTO				
PRECIO POR UNIDAD DE OBRA TERMINADA				
CIMBRA DE CONTACTO ACABADO APARENTE EN TRABES, CON MADERA DE PINO DE 2ª. INCLUYE: PUNTALES, ARRASTRES, CONTRAVENTEOS, SOPORTES Y REFUERZOS VERTICALES Y LATERALES, AMARRES, GOTERO DE CANAL DE ALUMINIO DE 1" X 1/2" X 1/8", DESMOLDANTE, DESCIMBRADO, ACARREOS Y ELEVACIONES DENTRO DE LA OBRA HASTA EL LUGAR DE SU COLOCACIÓN, MATERIALES, DESPERDICIOS, MANO DE OBRA, ANDAMIOS Y HERRAMIENTA. CONFORME A PROYECTO	M2	19381.5	\$277.45	\$5,377,319.65
PRECIO POR UNIDAD DE OBRA TERMINADA				
			Costo Estructura de concreto	\$25,160,775.37

De acuerdo a los números mostrados anteriormente, se puede llegar a la conclusión de que en cuanto a economía la estructura de concreto es más factible, aunque hay que tomar en cuenta que la estructura de acero es más rápida de construir que la de concreto, aunque también la desventaja del acero es que se necesita de mano de obra especializada y también requiere de cuidados contra incendios y la corrosión, éste último es de gran importancia ya que la estructura se encuentra en zona costera. Por lo tanto para decir sobre una estructura u otra, también es necesario considerar otros factores además de la economía, como puede ser que en cuestión de espacio útil la estructura de acero es mejor, esto debido a que las dimensiones de sus elementos son menores en cuanto a la de concreto, por ejemplo, las columnas de acero de la primer planta tienen dimensiones de 60 x 60 cm y las de la estructura de concreto son de 110 x 110 cm, es decir, la columna de concreto ocupa casi el doble de espacio que la de acero.

Otro factor que puede influir es el peso de la estructura. Como se pudo observar, la estructura de acero es mucho más ligera que la de concreto, ya que el peso de la estructura de acero representa tan solo el 30.7% del peso de la estructura de concreto, esto puede llegar a afectar a la estructura en cuanto a las acciones de sismo, ya que cuanto más ligera sea la estructura menor será la fuerza que tendrá que soportar cuando ocurra un sismo; las estructuras que son muy pesadas se mueven con mayor severidad por lo que causa mayores daños. Lo dicho anteriormente se puede demostrar con las derivas de entrepiso que se mostraron en el capítulo 5 del presente trabajo, en donde se puede observar que la estructura de concreto es la que presenta mayores desplazamientos que la de acero.

Un factor más a considerar es la ductilidad. Debido a que la estructura se encuentra en una zona sísmica, es necesario que la estructura sea dúctil para que pueda llegar a presentar grandes deformaciones sin llegar al colapso en caso de un sismo de gran intensidad. Como se sabe, el acero es un material dúctil por naturaleza, en cambio en la estructura de concreto hay que tener ciertas consideraciones para que pueda llegar a tener una falla dúctil.

Para concluir, se puede ver que la estructura de acero es más eficiente estructuralmente que la de concreto a pesar de que es más cara, pero pues al final la decisión depende de los recursos que se tengan disponibles, de los requerimientos arquitectónicos, entre otros factores.

BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS.

1. Gobierno del Estado de Guerrero, *Peligro Sísmico en Guerrero*, Disponible en: <http://guerrero.gob.mx/articulos/peligro-sismico-en-guerrero/>
2. Gobierno del Estado de Guerrero, *Reglamento de construcciones para el Municipio de Acapulco de Juárez, Guerrero*, 2002.
3. Comisión Federal de Electricidad, *Manual de diseño de obras civiles. Diseño por sismo y viento*. México, 2008.
4. Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, *Manual de Construcción en Acero*, 4ª edición, México, Limusa, 2009.
5. Departamento del Distrito Federal, *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*, México, 2004.
6. *Manual de Losacero Sección 4 y Sección 36/15*. Grupo IMSA.
7. Bazán/ Meli, *Diseño Sísmico de edificios*, Limusa, 2008.
8. González Cuevas, Robles Fernández, *Aspectos fundamentales del concreto reforzado*, 4a. edición Limusa, 2009.