

UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.

Incorporación No. 8727 – 15

A la Universidad Nacional Autónoma de México.

Escuela de Ingeniería Civil

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO PARA DEPARTAMENTOS UBICADO EN LA CALLE BRUSELAS ESQUINA TLAXCALA COLONIA LOS ANGELES, EN LA CIUDAD DE URUAPAN MICH.

Tesis

que para obtener el título de

Ingeniero Civil

Presenta:

Luis Octavio Hernández Quezada

Asesor: I.C. Sandra Natalia Parra Macías

Uruapan Michoacán, 27 de marzo del 2015.



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

ÍNDICE

Introducción.

Antecedentes.	1
Planteamiento del problema.	3
Objetivo.	4
Pregunta de Investigación.	4
Justificación.	5
Marco de referencia.	6

Capítulo 1.- Análisis estructural en edificaciones

1.1. Concepto de análisis estructural.	8
1.2. Determinación del modelo analítico de la estructura.	9
1.3. Tipos de cargas.	12
1.4. Fuerzas.	20
1.5. Principio de transmisibilidad.	22
1.6. Apoyos.	23

Capítulo 2.- Diseño estructural en acero

2.1. Concepto de diseño estructural.	26
--	----

2.2. Proyecto estructural.	27
2.3. Concepto de acero.	29
2.4. Propiedades estructurales del acero.	30
2.5. Fabricación del acero.. . . .	31
2.6. Clasificación del acero.	32
2.7. Productos de acero.	34
2.8. Uniones y conexiones.	37
2.9. Tipos de conexiones en acero.	44

Capítulo 3.- Resumen de macro y microlocalización

3.1. Generalidades.. . . .	49
3.2. Resumen ejecutivo.	50
3.3. Entorno geográfico.	51
3.4. Informe geográfico.	58
3.5. Alternativas de solución.	61
3.6. Procesos de análisis.	65

Capítulo 4.- Metodología de la investigación

4.1. Método empleado.	66
-------------------------------	----

4.2. Enfoque de investigación.	69
4.3. Diseño de la investigación.	71
4.4. Instrumentos de recopilación de datos.	72
4.5. Descripción del proceso de investigación.	74

Capítulo 5.- Diseño, cálculo, análisis e interpretación de resultados.

5.1. Losas.	77
5.2. Vigas.	79
5.3. Análisis y diseño de losas y vigas.	83
5.4. Columnas.	136
5.5. Análisis y diseño de columnas.	140
5.6. Análisis y diseño de las conexiones de vigas a columnas.	181
5.7. Análisis de Resultados.	197
Conclusión.. . . .	212
Bibliografía.. . . .	217
Anexos.	220

INTRODUCCIÓN

Antecedentes

El análisis y diseño de estructuras no es algo nuevo hoy en día esto se ha venido haciendo desde la construcción de las grandes estructuras hace muchos siglos atrás. Desde las ocurrencias de fallas en las mismas el hombre se ha preguntado el porqué de los problemas y ha tratado de encontrar soluciones transversales a los mismos.

Con la ayuda de las ciencias exactas en especial las matemáticas y la física el hombre ha encontrado respuesta a los problemas ocasionados por la mayoría de los factores que pueden deteriorar las edificaciones.

El diseño estructural es el encargado de hacer el uso de materiales de origen terrestre, ya sea de forma natural o manufacturados de tal manera que al acomodarlos de cierta forma que puedan cumplir una determinada función en una edificación. El proyectista al acomodar estos elementos da forma a un modelo que muestre cómo ensamblarlos para crear la edificación y cumplir el objetivo que se pretende.

El análisis estructural por su parte pretende dar la solución matemática a los métodos empleados en el diseño estructural y en efecto corroborar que todo el diseño presentado para la edificación sea físicamente sustentable y no presente falla alguna.

En cuanto al acero se refiere, éste es un material que cuyo uso en construcciones en lo que respecta a la historia del hombre es bastante actual.

Desde tiempos primitivos el hombre ha creado diversas aleaciones de metales para crear herramientas, sin embargo, el acero como material estructural no tiene más de 250 años, encontrando su auge en los últimos 100 años, por eso su importancia en el estudio.

Revisando la biblioteca de la Universidad Don Vasco, se constata que las tesis encontradas dentro de su sistema no incluyen una gran cantidad de tesis referidas al análisis y diseño estructural, tampoco de estructuras de acero, sin embargo entre la mínima cantidad que se encuentra se puede hacer uso de ellas por su similitud en cuanto a los temas de análisis y diseño; a continuación se hace mención a algunas.

La primera tesis tiene como título “Análisis y diseño estructural de un edificio de estacionamiento para la Universidad Don Vasco” realizada en el año 1999 por Pablo Anaya García, el cual hace la propuesta de la construcción de un edificio de 4 niveles para albergar 189 automóviles, mediante el uso de una estructura de concreto reforzado, sin una conclusión específica se constata que se pretende dar una solución a los problemas de estacionamiento de automóviles que se daban en aquella época por falta de espacios de estacionamiento.

La segunda tesis tiene el título “Diseño estructural del Hotel Victoria ubicado en la ciudad de Tepic, Nayarit” realizada en el año 2008 por Vianey Cristina Castellanos de la Cruz y Rafael Paz Sánchez, el cual tuvo como propósito principal encontrar una propuesta de diseño estructural óptima para un edificio de 5 niveles sin que influya directamente en su costo y tiempo de construcción,

llegando a la conclusión de que en efecto es posible realizar un diseño que cumpla las características mencionadas y que se ajuste a las normas y reglamentos necesarios.

El último texto tomado en cuenta se denomina “Análisis y diseño estructural de la superestructura para edificio de acero de tres niveles para aulas en Uruapan, Michoacán” presentado en el año de 2012 por Michael Joaquín Mendoza en el cual se plantea establecer un diseño óptimo de una estructura de aulas de acero para el Colegio La Paz y que cumpla con las normas de construcción en acero; la conclusión a la que llega es que el acero como un elemento estructural es un material que al contar con diversos diseños y formas, permite al ingeniero hacer uso de los mismos y desarrollar una opción viable para la construcción de edificaciones.

Planteamiento del problema.

Con el crecimiento de la población mundial, los espacios en la superficie terrestre se van reduciendo para desarrollar construcciones de vivienda. La creciente ciudad de Uruapan Michoacán, se está quedando sin lugares óptimos para expandirse, por lo que es necesario encontrar optativas de lugares dónde vivir.

De quedarse sin espacios dónde desarrollarse, se verían afectados los ecosistemas alrededor de la ciudad. Al expandirse en tamaño esta misma, se crearían nuevos caos en vialidades, en abastecimiento de servicios, entre otros

problemas sociales, por ello se propone que se use un método de apilamiento de vivienda como lo es una torre de departamentos.

Pero dado que en la ciudad de Uruapan no ha realizado gran inversión en cuanto a conjuntos departamentales, lo que se quiere saber ¿Qué análisis y diseño estructural se necesita para construir un edificio de departamentos en Uruapan?, y de ser posible conocer el éxito que éste pueda llegar a tener.

Objetivo general.

Analizar y diseñar el cálculo estructural de un edificio de departamentos de siete niveles, construido en acero, ubicado en la Calle Bruselas esquina Tlaxcala en la Colonia Los Ángeles en la ciudad de Uruapan, Michoacán.

Objetivos específicos.

- 1) Realizar el proyecto arquitectónico del edificio de departamentos
- 2) Definir el tipo de materiales empleados para su construcción
- 3) Hacer el análisis y diseño estructural para la edificación
- 4) Realizar los cálculos y diseño de planos correspondientes

Pregunta de investigación

Ante la escasez de edificios departamentales de gran magnitud en la ciudad de Uruapan, es necesario preguntarse ¿Cuál es el análisis y diseño estructural requerido para construir un edificio de departamentos en la ciudad de Uruapan, Michoacán?. Además del recurso económico que es indispensable para su construcción, ¿Qué materiales son necesarios para su construcción?, ¿Puede

construirse en acero?, ¿Qué cálculos son necesarios?, también habrá que preguntarse si ¿Será la ubicación elegida la mejor opción para la construcción del inmueble?, ¿Qué tanto impactará la construcción de una edificación así en la ciudad de Uruapan?, con algo así podríamos conocer si Uruapan sería una ciudad en la cual los edificios departamentales puedan triunfar en un futuro cercano.

Justificación

La elaboración de un edificio de departamentos en la ciudad de Uruapan ya es una realidad desde hace tiempo atrás, sin embargo en la zona que se propone, jamás se ha construido uno de semejante magnitud, por ello se cree que sería una gran manera de impulsar otro modo de vivienda en la entidad, grandes urbes como Guadalajara, Monterrey y la Ciudad de México cuentan con zonas habitacionales con edificios de departamentos; dónde la vivienda en edificios de departamentos es considerada normal.

En la ciudad de Uruapan no se tiene registro de edificios departamentales de gran importancia y de tales magnitudes como el que se propone, por lo que al verse concluida la edificación ésta misma denotará un asombro entre la ciudadanía, ya que además de su mediana altura contará con un diseño bastante agradable, además que estará ubicado en las cercanías de una de las zonas más concurridas de la urbe, como lo es la Avenida Lázaro Cárdenas y en una de las colonias más exclusivas de la ciudad como lo es la Colonia Los Ángeles.

Los departamentos serán de propiedad privada, exclusivos para las personas que puedan solventar su costo, con esto se pretende que la inversión

privada en edificios de vivienda departamental se vea incrementada y se acostumbre a la ciudadanía que es un modo de vivienda cómodo y exclusivo, se pretende que dichos departamentos sean adquiridos por clases sociales media-alta.

El atractivo de esta construcción hará pensar en innovar los modos de vivienda en la entidad, así como los materiales usados para la construcción de las mismas, sin sacrificar aspectos importantes como comodidad, seguridad y servicios.

Marco de referencia

La ubicación geográfica del proyecto será en el predio localizado en las Calles Tlaxcala esquina con Bruselas en la Colonia Los Ángeles de la ciudad de Uruapan, en el estado de Michoacán en los Estados Unidos Mexicanos, cabe mencionar que dicho predio es de propiedad privada, así como la inversión de la construcción.

Esta ubicación privilegiada en una de las zonas económicas más activas de la ciudad, cuenta con todos los servicios en su cercanía como lo son, tiendas departamentales, boutiques, bancos, centros recreativos, restaurantes, centros financieros, entre otros muchos elementos que hacen de esta ubicación una de las mejores de la ciudad para desarrollar un edificio departamental.

Edificios departamentales en la ciudad de Uruapan siempre hemos encontrado, sin embargo la mayoría está enfocado más a la vivienda de carácter de interés social y los que se han enfocado por darle un estilo de más lujo han

sido frenados o simplemente fueron construidos en ubicaciones poco incentivadoras para el mercado público, hasta hace poco diversos centros habitacionales de carácter residencial han incluido dentro de sus ofertas el uso de torres departamentales como un modo de vivienda, ejemplos claros son las torres ubicadas en el fraccionamiento Mediterránea al sur de la ciudad y la rehabilitada Torre Diligencias en el norte, sin embargo sin contar con una ubicación tan exclusiva como la que se muestra en este proyecto.

Los materiales que se han utilizado para la elaboración de las torres departamentales en Uruapan ha sido en su mayoría el concreto reforzado, sin embargo nosotros innovaremos el método de construcción de nuestra torre haciéndola en acero, lo cual se verá reflejado en los tiempos de construcción de la misma, siendo así uno de los primeros edificios departamentales fabricados en acero en la ciudad.

Uruapan se ha caracterizado por tener muy marcadas las clases sociales, sin embargo últimamente ha emergido mucho la clase social media-alta la cual se espera sea de los principales inversores en la obra que se pretende ejecutar, ya que contará con la clase de lujos y necesidades que así se demanda.

CAPÍTULO 1

ANÁLISIS ESTRUCTURAL EN EDIFICACIONES

En éste capítulo se desarrollarán los temas relacionados con el análisis estructural en las edificaciones, donde se expondrán los conceptos básicos del análisis estructural, los tipos de cargas, elementos estructurales, entre otras cuestiones.

1.1. Concepto de Análisis Estructural.

El análisis estructural es la rama de la ingeniería civil encargada de realizar el estudio matemático de todos los elementos estructurales que intervienen en la formación de la edificación.

Retomando lo que nos dice Meli (2004), el análisis estructural se realiza con la intención de determinar la respuesta de todo elemento estructural, ayudando al proceso de diseño estructural, determinándose así las fuerzas internas resultantes en las diferentes secciones de la estructura, siendo esta la etapa más importante en el diseño de una estructura, puesto que se emplean métodos mecánicos junto con el uso de herramientas matemáticas, que dan un grado más alto de precisión en la elaboración y cálculo de prácticamente cualquier tipo de estructura por más compleja que sea, mediante la ayuda de programas computacionales actuales es infinito el tiempo que se puede ahorrar en la realización de operaciones fundamentales que implican las estructuras.

Debemos de tener muy presente que “el conocimiento de las teorías del análisis estructural y de los métodos de análisis para las principales formas estructurales es básico e indispensable para el proyectista de estructuras; su tratamiento es tema de textos especializados y ellos se remite al lector para su estudio.” (Meli Piralla;2004:330).

El simple hecho de utilizar métodos descritos por los libros no es completamente seguro del éxito de la elaboración de la estructura, ahí es donde entra la habilidad del proyectista para resolver y dar cabida a diferentes métodos de solución, los textos por su parte dan cabida únicamente a soluciones matemática mas no da una solución expedita y es donde entra la capacidad de estimaciones del proyectista.

1.2. Determinación del modelo analítico de la estructura.

Para realizar todos los cálculos debe de realizarse un modelo analítico de la estructura, para ello se integra de las siguientes partes.

- a) Modelo geométrico.
- b) Modelo de condiciones de continuidad en fronteras.
- c) Modelo de comportamiento de materiales.
- d) Modelo de las acciones impuestas.

A continuación se explica brevemente cada uno de estos modelos, ya que son una parte fundamental en el proceso de análisis.

1.2.1. Modelo geométrico.

Es el esquema de representación gráfica de los elementos estructurales y sus características geométricas, determinarlo implica conocer la función de cada una de las partes que lo compone y anular aquellas que no son estrictamente indispensables.

Por ello se debe tomar en cuenta que “se requiere representar la estructura por medio de un arreglo de componentes básicos, cuyo comportamiento estructural puede conocerse (barras, placas, resortes, arcos, cascarones, etc.) y definir las propiedades geométricas “equivalentes” de estos componentes básicos.” (Meli Piralla;2004:332).

1.2.2. Modelo de condiciones de continuidad en fronteras.

Retomando lo que nos dice Meli (2004), cada elemento debe estar conectado a otro de manera tal que exista una continuidad o unión entre partes conectadas a sus adyacentes dependen de manera esencial en el detalle constructivo y manera en el que se resuelve la conexión.

En la antigüedad era común que las conexiones fueran únicamente sobrepuestas, sin ningún otro tipo de conexión más únicamente su propio peso y la acción de la gravedad, esta técnica empleada era eficaz con elementos muy grandes, sin embargo era un problema con los elementos esbeltos sobre todo al tratar de resistir los estragos causados por fenómenos naturales.

Es indispensable constatar que “se puede lograr un nudo rígido, o sea uno en que no existan deformaciones concentradas que permitan movimientos relativos entre los dos elementos que se conectan, o se puede detallar la conexión de manera que se libere alguna restricción sea de desplazamiento o de giro, logrando, por ejemplo, una articulación. La suposición que se haga en el modelo analítico debe ser congruente con el tipo de conexión que se especifique en los planos para los elementos en cuestión. (Meli Piralla;2004:339).

En este apartado cabe mencionar que en el capítulo 2 de esta tesis denominado Diseño estructural, se especifican los tipos de uniones entre elementos teniéndose así una estrecha relación con lo aquí mencionado.

1.2.3. Modelo de comportamiento de materiales.

Para el diseño de este modelo se debe tener en cuenta las propiedades físicas y químicas de los materiales a analizar y por ende se supone una acción-respuesta o en su caso esfuerzo-deformación del material componente de la estructura.

En el proceso de modelar el comportamiento de los materiales la hipótesis es un factor clave, ya que se espera que trabajen de una manera específica dentro de la estructura y especialmente del elemento al que es asignado, por ello se le asigna a todos los materiales un comportamiento elástico lineal, el cual aplica para la mayoría de sus elementos, sin embargo se debe tener en cuenta hasta qué grado difiere el comportamiento real del elástico lineal.

En estructuras colgantes se tiene sobre todo un comportamiento no lineal, dado a que existen cambios geométricos significativos bajo el efecto de las cargas, por ello se deben estudiar a fondo el comportamiento de los materiales especialmente si están sujetos a flexión, tensión y flexo compresión.

1.2.4. Modelo de las acciones impuestas.

Las acciones impuestas no son más que los tipos de cargas que afectan a la estructura para una condición dada de funcionamiento, por lo cual es necesario estudiar cada una de ellas a fondo para contemplar los efectos que pudiesen llegar a tener sobre la edificación y tratar de contrarrestarlos de la mejor manera posible.

1.3. Tipos de cargas.

Una carga es una acción impuesta sobre un elemento estructural que debe ser incluida en el cálculo de los elementos estructurales, ya que las estructuras siempre tendrán objetos móviles e inamovibles en su interior, los cuales generarán un esfuerzo.

Estando de acuerdo con Kenneth (2006), las estructuras se deben diseñar con el propósito de que no deben fallar ni deformarse bajo la aplicación de cargas, por lo tanto los ingenieros deben planear los espacios estructurales de acuerdo al tipo de cargas que recibirán, aunque las cargas planteadas por los reglamentos o manuales suelen ser las correctas, el proyectista debe considerar si estas cargas de verdad son aplicables a su proyecto, pudiendo tomar consideraciones especiales.

Es responsabilidad del proyectista hacer un buen diseño de la estructura mediante la consideración de las cargas que sufrirá la edificación, por ello si el constructor no toma en cuenta ciertos factores que la puedan afectar, podrían presentarse deformaciones que pueden o no dañar la integridad estructural de la construcción, por lo tanto es de carácter fundamental estudiar a fondo el comportamiento de éstas acciones en la estructura.

Cabe mencionar que es muy común que un espacio sea diseñado para soportar cierto tipo de cargas, pero con el paso del tiempo el uso de suelo de ese espacio cambie ocasionando que se aplique más carga de la que la estructura pueda soportar, esto puede causar serios problemas en la edificación, por ello es de carácter riguroso diseñar de tal manera que se pueda prever esta cuestión a futuro.

Mediante el uso de modelos a escala, el proyectista puede planificar como la estructura se puede comportar ante ciertos fenómenos que la puedan afectar, dichos fenómenos producen diversos tipos de cargas en la construcción, estas cargas se intentan recrear en espacios altamente especializados, con el uso de modelos de características similares a la construcción real ya terminada los proyectistas pretenden recabar información, la cual es analizada por especialistas en el ramo, dando así resultados que ayudan a los proyectistas a realizar las correcciones necesarias, para mejorar el diseño estructural de la construcción.

Algunos tipos de modelos usados con frecuencia en las construcciones son: los modelos en túnel de viento, los modelos hidráulicos y los modelos de sismo.

De acuerdo a su origen y su tipo de acción las cargas comúnmente se clasifican en carga muerta y carga viva.

1.3.1. Carga muerta.

Es el tipo de carga asociada con el peso de la estructura, todos sus componentes tales como pisos, losas, techos, ductos entre otros, se consideran como una carga muerta.

La carga muerta debe suponerse desde un comienzo, de acuerdo al uso que se le planea dar al espacio que se diseña, por ello, una vez dimensionados los miembros y concluidos los detalles arquitectónicos, la carga muerta puede calcularse de una forma más precisa.

Tomando en cuenta estos factores “si el valor calculado de la carga muerta es aproximadamente igual a la estimación inicial (o ligeramente menor), el análisis finaliza. Pero si existe una gran diferencia entre el valor estimado de la carga muerta y el calculado, el proyectista tiene que revisar los cálculos utilizando el valor actualizado del peso muerto”. (Kenneth Leet,2006;29)

Es de carácter indispensable conocer el tipo de elemento estructural que los espacios requerirán estos elementos son: losas, firmes trabes y columnas deben esta diseñadas de manera que soporten, las cargas generadas por el mismo, teniéndose así una estructura segura e indeformable.

Las cargas muertas deben ser diseñadas por medio del método de áreas tributarias, lo cual nos ayudará a conocer que cantidad de peso tendrá que

soportar cierta losa, columna o trabe, para poder desempeñarse de una manera tal que pueda cargar un esfuerzo sin presentar mayores deformaciones, debido a los objetos que se necesiten colocar dentro del espacio, generalmente se diseñan de manera tal que tengan un margen de seguridad, es indispensable conocer el peso del elemento estructural que se utilizará para facilitar el trabajo de diseño del espacio.

1.3.2. Cargas vivas.

Las cargas vivas son todas aquellas en las que se puede o no actuar sobre una estructura, éstas están marcadas principalmente por el mobiliario, las personas, la maquinaria y otros equipos, son las cargas que presentan más variación con el tiempo, generalmente si el uso de la edificación cambia.

En base a esto “las cargas vivas especificadas por los códigos para diferentes tipos de edificios representan una estimación conservadora de la carga máxima que se puede generar por el funcionamiento previsto del edificio. En cada región del país, los reglamentos de construcción especifican claramente la carga viva de diseño”. (Kenneth Leet,2006;36)

Al dimensionar miembros, el proyectista debe tener en cuenta las cargas vivas que se puedan desarrollar durante el proceso constructivo, es muy común que se utilicen maquinarias muy pesadas en la construcción de la edificación, por ello es importante llevar a cabo un proceso constructivo de la manera más ideal para tratar de lograr el objetivo el cual es obtener una construcción que cumpla con los requisitos y que sea durable.

Teniendo en cuenta que “los reglamentos de construcción permiten reducciones de la carga viva para miembros que tienen un área tributaria grande, pues reconocen como poco probable que un miembro que soporta un área tributaria grande sea cargado en todos sus puntos con el máximo valor de la carga viva, a diferencia de un miembro que soporta un área de piso más pequeña”. (Kenneth Leet;2006;37)

1.3.3. Impacto.

Retomando a Kenneth (2006), los valores dados por los reglamentos de construcción consideran a las cargas vivas como cargas estáticas, ya que la gran cantidad de las cargas son fijas. Al aplicarse rápidamente una carga sobre un elemento, se generan fuerzas de impacto adicionales. Cuando un cuerpo en movimiento se detiene de manera brusca ejerce una carga sobre la estructura, la cual tiende a deformarse por intentar absorber la energía cinética del objeto.

Como una optativa de análisis dinámico, las cargas móviles se consideran fuerzas estáticas incrementadas de manera empírica por un factor de impacto, el cual en la estructura en la que se trata en esta tesis cuenta con un elevador, o cual el factor de impacto en porcentaje es de 100, este factor influirá en algunos elementos estructurales, para mejorar el diseño.

1.3.4. Cargas por viento.

Los fenómenos naturales traen consigo ciertos factores que afectan a las estructuras creadas por el hombre, el viento es uno de ellos que debe estudiarse y considerarse de manera muy importante, ya que con vientos fuertes se generan

cargas que de no calcularse de manera apropiada, pueden ocasionar una falla crítica en las estructuras, poniendo en peligro no solo la edificación misma, sino también posibles vidas humanas.

El viento quizá es la fuerza natural más común aplicada a las estructuras de manera diaria, ya que es un factor que el ser humano, no puede detener, pero si tratar de contrarrestarlo de la mayor manera para que no ocasione daños en nuestras estructuras, el viento es un problema de consideración, sobretodo en construcciones de altura considerable, ya que ocasiona un movimiento de la misma y debe estudiarse y resolverse de manera que no sea un problema para la seguridad de la edificación y de las personas.

El estudio del viento es más complejo de lo que se cree, ya que se crean efectos de presión y succión en ciertas partes de la estructura, es difícil estudiarlo dado a su continuo cambio, sin embargo tiene ciertas características de los fluidos siendo posible estudiarlo.

Se debe tomar en cuenta que “la magnitud de las presiones eólicas sobre una estructura depende de la velocidad del viento, la forma y rigidez de la estructura, la rugosidad y el perfil del terreno que lo rodea y de la influencia de estructuras adyacentes”. (Kenneth Leet;2006;43)

La velocidad del viento es proporcionada por aparatos especializados llamados anemómetros, entre más velocidad presente el viento mayor presión y por ende más carga tendremos en nuestra edificación, por eso es de carácter indispensable conocer las características climáticas de la región, poniendo como

un ejemplo las zonas costeras donde los huracanes siempre han representado un problema para todo tipo de edificaciones, desde caída de postes hasta desprendimiento de tejados.

Retomando a Kenneth (2006), la presión eólica que se genera en las estructuras está estrechamente relacionada con la forma que éstas tienen, las presiones son menores cuando tiene un diseño transversal aerodinámico, que permita que el aire fluya sin mayores roces, por el contrario, las construcciones con diseños cóncavos no facilitan el libre paso del aire ocasionando un arrastre. El arrastre se tabula en ciertos reglamentos de construcción.

Las construcciones generalmente están cargadas de una manera axial, sin embargo con la acción del viento se presentarán cargas laterales, ocasionando desplazamientos y movimiento, dichos desplazamientos son cero en la base del edificio y se incrementan conforme aumenta la altura de la construcción, estos desplazamientos pueden dañar la construcción en varios aspectos, además de ocasionar molestias a las personas que residen en la edificación.

Para evitar los efectos de cortante que ocasiona el viento sobre las edificaciones, los proyectistas han empleado diversos métodos para tratar de contrarrestar las acciones que el viento pueda tener sobre la estructura, algunas de éstas son: muros estructurales de mampostería o concreto reforzado, uso de rompevientos, o contraventeos.

1.3.5. Cargas por sismo.

Las cargas generadas por un sismo suelen ser las más fuertes y peligrosas generadas para una estructura, por ello su estudio depende directamente de la interacción de la estructura, el suelo donde está cimentada y el mismo movimiento sísmico.

Es de considerar que “el diseño sismorresistente implica mucho más que la simple consideración de un conjunto de cargas estáticas que se aplican a la estructura; requiere, además y principalmente, la selección de un sistema estructural idóneo y eficiente para absorber los efectos sísmicos y de un cuidado especial en la observancia de requisitos de dimensionamiento y de detalle de los elementos estructurales, y aun de los no estructurales. Esto implica que un diseño adecuado para soportar las acciones comunes puede resultar totalmente inapropiado para resistir efectos sísmicos, como lo demuestran las frecuentes fallas y problemas que se tienen al utilizar sistemas constructivos desarrollados para zonas no sísmicas en otras en que estos efectos son críticos.” (Meli Piralla;2004:407).

Conforme a Meli (2004), a grandes rasgos diseñar en sismo implica:

- La definición de la acción del sismo.
- Seleccionar una estructura adecuada
- Calcular una posible respuesta estructural
- Dimensionar y detallar la estructura final

1.4. Fuerzas

Todas las estructuras se encuentran sometidas a fuerzas físicas aplicadas a lo largo de todos sus elementos, estas fuerzas son el resultado de las cargas aplicadas a través de la gravedad y descargadas hacia el suelo a través de todos los elementos estructurales.

De acuerdo con Kenneth (2006), las fuerzas lineales tienden a generar traslación o un par de fuerzas conocido como momento tiende a generar rotación, dado a que una fuerza debe tener magnitud y dirección, esto lleva a que lo ideal sea representarla mediante un vector.

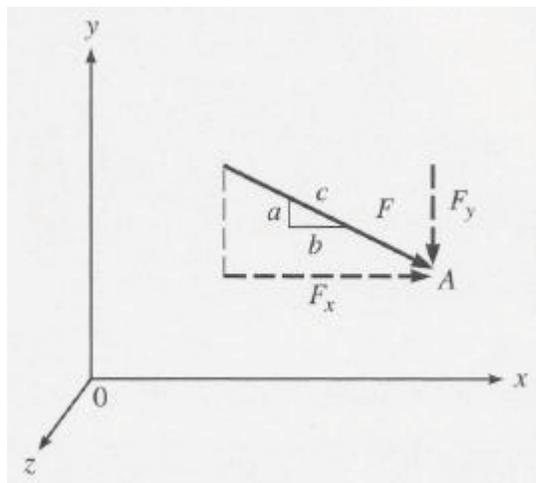


Imagen 1.1. Fuerza F localizada en el plano xy que pasa por el punto A .

FUENTE: (Kenneth;2006:74).

En la imagen anterior se observa que una fuerza denominada F es aplicada a un punto específico denominado A , todo esto sobre un plano bidimensional xy .

Se debe tomar en cuenta que “un par consiste en dos fuerzas iguales y de sentido opuesto localizadas en el mismo plano (Imagen 1.2.). El momento M asociado con el par es igual al producto de la fuerza F por la distancia perpendicular (o de brazo de palanca) d entre las fuerzas. El momento es un vector y, por ende, tiene magnitud así como dirección. Aunque generalmente un momento se representa con una flecha curva para mostrar que actúa en el sentido de las manecillas del reloj o en el sentido contrario (Imagen 1.3), también es posible hacerlo con un vector a menudo una flecha de doble punta.” (Kenneth;2006:74).

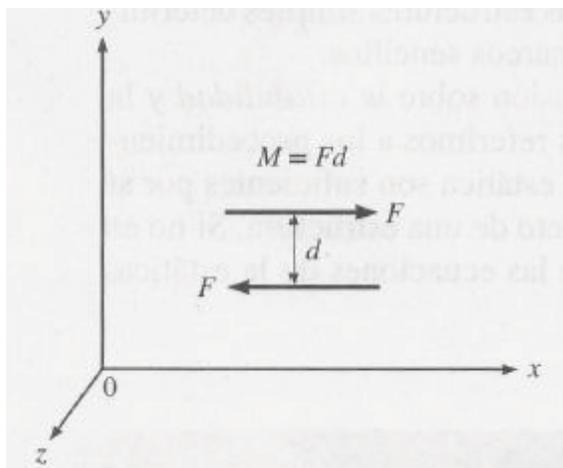


Imagen 1.2. Fuerzas F simulando un momento par en forma de vector

(Kenneth;2006:74).

En la figura anterior se puede observar como las fuerzas aplicadas a cierta distancia generan una rotación en el cuerpo del elemento, por lo cual deben analizarse todos los aspectos que estas puedan generar en el diseño de la estructura.

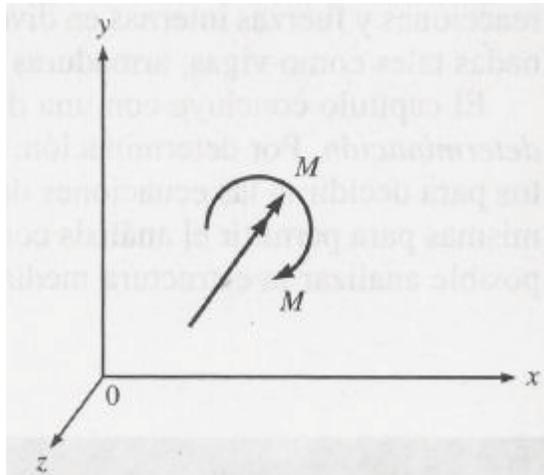


Imagen 1.3. Forma más común de representar un momento en el sentido de las fuerzas (Kenneth;2006,74).

1.5. Principio de transmisibilidad.

El principio de estabilidad estando de acuerdo con Kenneth (2006), establece que las fuerzas se mueven a lo largo de su línea de acción y de un material específico sin cambiar el efecto externo en el cuerpo, si bien el efecto de mover las fuerzas dentro de la línea de acción no produce cambios en las reacciones, se puede ver que la línea interna del cuerpo si resulta afectada por las mismas.

Por esto se tiene que tener en mente que “en el análisis estructural, el ingeniero tiene la opción de mover vectores a lo largo de su línea de acción con objeto de simplificar los cálculos, resolver en forma gráfica problemas que contienen vectores y entender mejor su comportamiento.” (Kenneth;2006:81).

1.6. Apoyos.

Toda estructura debe encontrarse en una posición estable, lo más inamovible posible, sostenida sobre el suelo, todo esto bajo las condiciones de carga que puedan presentarse, para esto se diseñan las cimentaciones, las cuales con encargadas de transmitir las fuerzas al suelo, sin embargo estas se conectan a otros elementos estructurales conocidos como apoyos.

En estructuras pequeñas, estos apoyos son de poca importancia, dado a su facilidad de diseño y ejecución, por lo cual se les presta poca importancia, sin embargo, en otros casos con estructuras más grandes y con mayores cargas se deben diseñar con extrema meticulosidad y con los sistemas más avanzados de transmisión de cargas, en este caso se deben diseñar de tal manera que posibiliten ciertos desplazamientos entre elementos, pero que se impidan otros.

Retomando a Kenneth (2006), los apoyos presentan una variedad de formas, sin embargo, están basados principalmente en las restricciones o reacciones que generan en la estructura. El sistema de apoyo diseñado por el proyectista, influirá en las fuerzas que se desarrollan en una estructura como en aquellas que se transmitan a los elementos de soporte.

Las variedades de formas de los apoyos son esencialmente para seleccionar el que se ajustan a las necesidades de la edificación y al tipo de esfuerzos que se presentarán en ella, por lo cual es de estricta manera hacer el análisis y correcto diseño de los apoyos, cada uno presenta características mecánicas únicas, que deben ser favorables para la edificación.

Tipo	Esquema	Símbolo	Movimientos permitidos y no permitidos	Fuerzas reactivas	Incógnitas generadas
a) Apoyo articulado			<i>No permitidos:</i> traslación horizontal y vertical <i>Permitidos:</i> rotación	Una única fuerza lineal de dirección desconocida o en forma equivalente Una fuerza horizontal y una fuerza vertical que son las componentes de una fuerza única de dirección desconocida	
b) Articulación			<i>No permitidos:</i> desplazamiento relativo de los extremos de los miembros <i>Permitidos:</i> desplazamientos vertical, horizontal y rotación	Fuerzas verticales y horizontales iguales de sentido opuesto	
c) Apoyo simple			<i>No permitidos:</i> traslación vertical <i>Permitidos:</i> traslación horizontal, rotación	Una fuerza lineal única (hacia arriba o hacia abajo)*	
d) Balancín					
e) Apoyo de neopreno					
f) Empotramiento			<i>No permitidos:</i> traslación vertical y horizontal, rotación <i>Permitidos:</i> ninguno	Componentes horizontal y vertical de una resultante lineal; momento	
g) Barra doblemente articulada			<i>No permitidos:</i> traslación en la dirección de la barra <i>Permitidos:</i> traslación perpendicular a la barra, rotación	Una fuerza lineal única en la dirección de la barra	
h) Empotramiento deslizante			<i>No permitidos:</i> traslación vertical, rotación <i>Permitidos:</i> traslación horizontal	Una fuerza lineal vertical única; momento	

Tabla 1.1. Tipos de apoyos para vigas y columnas (Kenneth,2006,83).

En la tabla 1.1. se observan los diferentes diseños de apoyos así como sus características mecánicas permitidas en cada uno de ellos, así como las fuerzas reactivas que intervienen en ellos, cabe mencionar que algunos tipos de apoyos resultan en un gran costo económico, por lo cual es de carácter riguroso estudiar la situación que se presenta, y en base a ello recurrir a la opción más ideal y funcional posible, ya que el papel que juega el proyectista también debe tomar como factor indispensable el costo de los materiales y de las condiciones que se presentan.

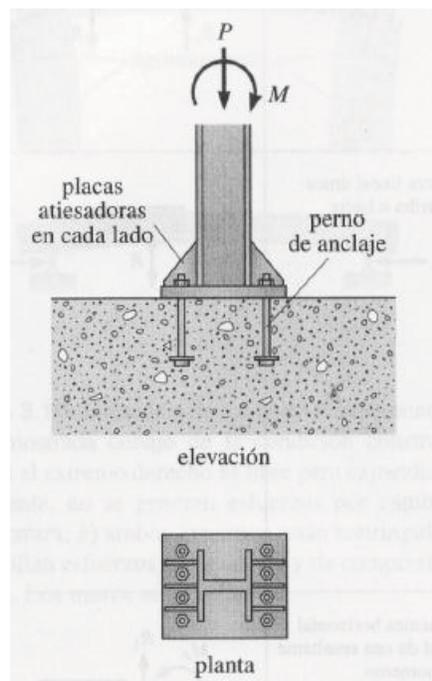


Imagen 1.4. Ejemplo de apoyo, una columna de acero soportada por una placa base, en una cimentación de concreto, con placas atiesadoras y pernos de anclaje

(Kenneth,2006,84).

CAPÍTULO 2

DISEÑO ESTRUCTURAL EN EDIFICACIONES

En este capítulo se tratarán los temas relacionados con el diseño estructural, donde se expondrán métodos, especificaciones, materiales entre otras cuestiones que conforman una estructura, para que cumpla los propósitos para la cual fue diseñada.

2.1. Concepto de diseño estructural.

El diseño estructural no es más que utilizar los materiales que existen en la tierra de manera lógica para crear y fabricar elementos tales que en conjunto sirvan para dar forma a una estructura que a su vez integre una edificación, de tal manera que ésta pueda sostenerse en pie, sin riesgo alguno al colapso; todo esto mediante el uso de técnicas y conocimientos desarrollados a través de los años.

De acuerdo con Meli (2004), el proyectista que hace uso del diseño estructural, debe determinar las características que la obra a realizar debe llevar y saber cómo solucionar los problemas que se puedan presentar a lo largo de las etapas de existencia de la edificación.

El diseño estructural es un requisito fundamental para construir una edificación, sin las especificaciones y dimensionamiento de los materiales que se pretenden utilizar, se estaría construyendo de una manera empírica, sin el sustento matemático necesario que respalde y garantice la estabilidad y sustentabilidad de la construcción.

2.2. Proyecto estructural.

El proyecto estructural va acompañado de la mano con el proyecto arquitectónico, teniéndose así una estrecha relación entre ambos, si cualquiera de los dos presenta una falla, esta puede repercutir de manera considerable en el diseño de su contraparte.

Al tener en cuenta un proyecto estructural se dice que “Se debe tener siempre presente que el proyecto no constituye un fin por sí mismo, sino que representa sólo una parte del proceso que conduce a la construcción de una obra terminada.” (Meli Piralla;2004:16)

Un proyecto estructural impecable es aquel en el cual el número de fallas en inconvenientes que se puedan presentar es mínimo o nulo, que se toma en cuenta todos los factores necesarios para una óptima elaboración, tomándose en cuenta que se deben elegir los materiales correspondientes así como las técnicas necesarias para emplearlos.

Retomando lo que dice Meli (2004), el proyecto general definitivo se logra cuando cada especialista de su ramo, hace las correcciones y ajustes necesarios de la parte del proyecto que le compete de manera tal que se armonice con las demás ramas y puedan trabajar en conjunto para contribuir a facilitar la construcción y cumplimiento de elementos de la obra que se pretenda realizar.

2.2.1. Proceso del diseño estructural.

Para poderse proyectar se debe tener en cuenta que “el diseño es un proceso creativo mediante el cual se definen las características de un sistema de manera que cumpla en forma óptima con sus objetivos. El objetivo de un sistema estructural es resistir las fuerzas a las que va a estar sometido, sin colapso o mal comportamiento. Las soluciones estructurales están sujetas a las restricciones que surgen de la interacción con otros aspectos del proyecto y a las limitaciones generales de costo y tiempo de ejecución.” (Meli Piralla;2004:16)

Es necesario mencionar que el carácter del proceso de diseño se realiza de manera individual, es decir, cada persona dedicada a este apartado crea una idea subjetiva de la forma más correcta de que un sistema cumpla con el objetivo a realizar según los criterios conocidos por el individuo, de tal manera que el intercambio de opiniones es una opción viable para establecer un diseño óptimo.

2.2.2. Estructuración.

Retomando lo que dice Meli (2004), esta parte del proceso se entiende como la determinación de los materiales con los que será construida la estructura, siendo la parte más fundamental donde interviene la creatividad y el criterio del proyectista para establecer las bases de un correcto sistema estructural.

2.2.3. Análisis.

Entiéndase por análisis la solución a todas las actividades que influyan de manera externa en la estructura y que puedan afectar a la estructura a lo largo de su vida útil.

2.2.4. Dimensionamiento.

Esta etapa encargada de hacer las especificaciones de tamaño de cada una de las partes en que se compondrá la estructura revisándose la reglamentación y requisitos de diseño necesarios para elaborar los planos correspondientes.

Con esto mismo es indispensable mencionar que “el proceso de diseño tiene tres partes que indican una secuencia lógica y nos debe llevar a pensar que en el diseño se sigue un proceso unidireccional en el que primero se imagina una estructura, luego se analiza y finalmente se dimensiona. El proceso real es mucho más complejo e iterativo; implica pasar varias veces por cada etapa a medida que la estructura evoluciona hacia su forma final.” (Meli Piralla;2004:16)

2.3. Concepto de acero.

Al hablar de acero lo primero que se viene en mente es la aleación de dos materiales fundamentales que dan lugar a un material con características definidas, estos materiales son el hierro y el carbono, en el cual el último da cabida a determinar ciertas características físicas del material como lo son la resistencia,

elasticidad y dureza, sin embargo, hay otros metales que pueden o no intervenir en la aleación.

2.3.1. El acero como material estructural.

Todas las construcciones actuales, que lleven concreto generalmente vienen acompañadas de un armado de acero, así como el acero por sí solo puede servir para realizar estructuras sin necesidad que intervenga de manera directa otros materiales.

Estando de acuerdo con Bowles (1989), el acero es uno de los principales materiales para la estructuración de edificaciones hoy en día, sus capacidades físicas para soportar ciertas condiciones que se demandan en las construcciones hace que éste sea una opción viable para cumplir las necesidades constructivas actuales.

El acero tiene bastantes ventajas, su alta abundancia en la naturaleza de los elementos que lo componen, su relativa fácil producción, su alta durabilidad con el paso del tiempo, sus propiedades físicas y su alta gama en productos estructurales hacen que sea una opción que no debe pasarse en alto.

2.4. Propiedades estructurales del acero.

Teniendo en cuenta con lo que dice Bowles (1989), sobre las propiedades estructurales del acero para los elementos en la construcción se puede tener en cuenta las siguientes:

- a) Módulo de elasticidad: el cual es la medida de la tenacidad y rigidez del material y su capacidad elástica, entre mayor módulo más rígido el material. Para el acero generalmente es 2.1×10^{-6} .
- b) Módulo de cortante: hace uso de valores obtenibles como el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson (0.3 para acero).
- c) Coeficiente de expansión térmica: se calculan las variaciones que pueda sufrir el acero por los cambios en temperatura.
- d) Punto de fluencia y resistencia última: son aquellos en los que el acero encuentra su punto máximo de falla, en base a las características y dimensionamiento de la pieza a tratar.

2.5. Fabricación del acero.

El acero es producido esencialmente de la refinación del hierro, material encontrado en estado natural en la corteza de la superficie terrestre siendo el cuarto metal más abundante en ésta. Además del hierro, éste se combina con otros metales para dar cabida a la formación del acero, el metal que secunda al hierro es el carbono. Se considera que una aleación de hierro es acero si contiene menos de 2.1% de carbono, si contiene más recibe el nombre de fundición.

Partiendo de lo dicho por Bowles (1989), al combinar el hierro junto con materiales de desecho y agentes fundentes apropiados como el oxígeno, se realiza la fundición dando lugar al arrabio de primera fusión, el cual se refina para remover el carbono y los contaminantes sobrantes, además se le pueden añadir otros metales tales como lo son el cobre, el níquel el titanio, el vanadio, el

manganeso, entre otros, con el fin de modificar las propiedades deseadas de resistencia, ductilidad, soldadura y resistencia a la corrosión. Continuando el proceso, los lingotes de acero producidos pasan entre rodillos para dar forma a un producto semiterminado, de forma variable dependiendo la sección transversal que se vaya a realizar, se envía a molinos laminadores los cuales producirán el perfil geométrico final de la sección, además se mejorarán las propiedades del material en resistencia, tenacidad y maleabilidad. Los perfiles se envían a talleres especializados en afinar los perfiles a sus características deseadas, logrando productos uniformes, los cuales serán utilizados por los ingenieros.

2.6. Clasificación del acero.

Como indica Segui (2000), los aceros estructurales se agrupan de acuerdo a su composición y estos pueden ser:

1. Aceros simples al carbono: en su composición se encuentra menos de 1% de carbono en su composición.
2. Aceros de baja aleación: el hierro y el carbono se combina con otros elementos (menos del 5%) y se incrementa la resistencia a costa de la reducción a la ductilidad.
3. Aceros especiales o de alta resistencia: aceros con mayor cantidad de metales, especialmente con la finalidad de agregar una resistencia superior y un mayor tratamiento con el fin de evitar la corrosión.

Los grados de aceros para usos estructurales están regulados por la American Society for Testing and Materials por sus siglas ASTM la cual prescribe pruebas específicas para probar los atributos de los materiales.

Según Segui (2000), actualmente el grado más utilizado es un acero dulce designado como ASTM A36, o simplemente A36, el cual es simple al carbono (0.26% máximo), al fósforo (0.04% máximo) y al azufre (0.05% máximo), los porcentajes pueden variar de acuerdo a la forma del producto de acero terminada.

Teniendo en cuenta que “los fabricantes de acero que proporcionan el acero A36 deben certificar que éste cumple las normas ASTM. Los valores para el esfuerzo de fluencia y la resistencia en tensión mostrados, son requisitos mínimos; ellos pueden excederse y usualmente lo hacen en cierta medida. La resistencia a la tensión está dada con un rango de valores ya que esta propiedad no puede alcanzarse con el mismo grado de precisión que el esfuerzo de fluencia”. (Segui, 2000, 18).

El acero A36 tiene la característica de tener un esfuerzo de fluencia de 2530 kg/cm^2 y una resistencia en tensión de 4000 kg/cm^2 a 5600 kg/cm^2 aproximadamente, lo cual lo hace una opción de material estructural que se debe considerar para alcanzar ciertas características que se desean que la estructura tenga, por ello los especialistas en construcción, proyectistas y diseñadores hacen uno de él como una herramienta cotidiana en las más grandes construcciones y obras que se construyen actualmente en el mundo.

Los aceros con un esfuerzo de fluencia mayor a 2530 kg/cm^2 se consideran como un acero de alta resistencia, y que generalmente tienen aleación con más metales, tales como: manganeso, fósforo, cobre y azufre, los cuales modifican las propiedades del acero haciendo que presente un comportamiento diferente.

2.7. Productos de acero.

La laminación y trabajabilidad del acero conlleva a la formación de varios tipos de formas y figuras con características particulares que lo hacen que tenga una amplia gama de perfiles, espesores y longitudes, todos estos factores combinados hacen del acero una opción que no se debe descartar para utilizarlo como un material para la construcción.

2.7.1. Perfiles W

De acuerdo con Bowles (1989), es el tipo de perfil estructural utilizado con mayor frecuencia, es un perfil doblemente simétrico en ejes x,y con dos patines de forma rectangular y una placa también rectangular, las caras de los patines son paralelas con la distancia interior entre patines, debe tomarse en consideración las variables que puedan surgir por la fabricación del material, para esto existen tolerancias aceptables establecidas por el ASTM que define el alabeo y la desviación permisible.

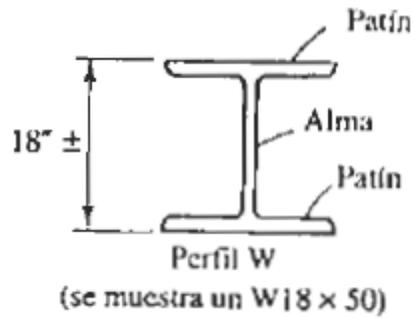


Imagen 1.1. Vista en corte de un perfil W (Segui, 2000, 18).

2.7.2. Perfiles S o vigas I

Conforme a lo que dice Bowles (1989), son perfiles doblemente simétricos, que eran las anteriormente conocidas vigas I o American Standard, las diferencias con las vigas tipo W es el ancho del patín en el perfil S es menor, la cara interna del patín tiene una pendiente y el peralte teórico es el mismo que el peralte nominal.

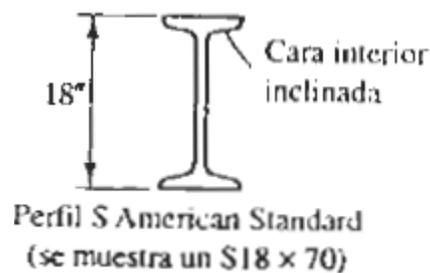


Imagen 2.2. Vista en corte de un perfil S (Segui, 2000, 18).

2.7.3. Perfiles C

Estando de acuerdo con Bowles (1989), éste tipo de perfiles son en forma de canal o forma C, llamándose anteriormente Canales Standard o American Standard.

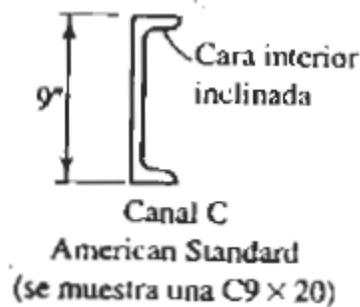


Imagen 2.3. Vista en corte de un perfil S (Segui, 2000, 18).

2.7.4. Perfiles L

Son perfiles angulares de lados iguales o desiguales, secciones dobladas a 90° una respecto a otra simulando una L, la única variación que existe es en el tramo central que conecta los dos lado o vértice, pudiendo ser éste de mayor o menor espesor que el resto de la pieza.

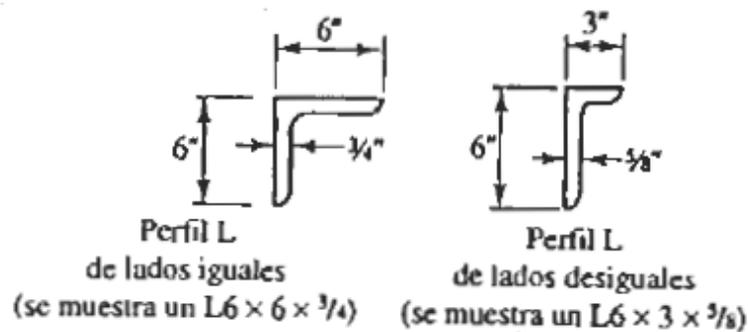


Imagen 2.4. Vista en corte de dos perfiles L diferentes (Segui, 2000, 18).

2.8. Uniones y conexiones.

La construcción de estructuras metálicas debe entenderse como el ensamblaje de elementos unidos entre sí para dar soluciones estructurales que garanticen el funcionamiento de la obra a realizar, todo esto mediante el uso de conectores que unen las piezas en cuestión para conformar la edificación.

Debe de tenerse en cuenta que “la selección del tipo de conexiones debe tomar en consideración el comportamiento de la conexión (rígida, flexible, por contacto, por fricción, etc.), las limitaciones constructivas, la facilidad de fabricación (accesibilidad de soldadura, uso de equipos automáticos, repetición de elementos posibles de estandarizar, etc.) y aspectos de montaje (accesibilidad para apernar o soldar en terreno, equipos de levante, soportes provisionales y hasta aspectos relacionados con clima en el lugar de montaje, tiempo disponible, etc.).” (www.arquitecturaenacero.org,2014)

Todas las variables y tipos de conexiones se analizan de tal manera que den una solución óptima en el diseño y en el presupuesto, para que la construcción sea conectada y ensamblada de la manera más apropiada.

2.8.1. Remaches en caliente o roblones

Las primeras estructuras metálicas eran en sus uniones materializadas mediante remaches o roblones. Para hacer este tipo de uniones, las planchas se perforaban de acuerdo al cálculo que se realizaba sobre ellas y se traslapaban con otras planchas igualmente perforadas con el mismo patrón, estas planchas adicionales llegaban a ser hasta el 20% del peso total de la estructura.

Los remaches tienen una cabeza ya preformada en forma redonda y se colocan precalentados a una temperatura de aproximadamente 1200°C, pasándolos por las perforaciones realizadas y remachándolos en la cara opuesta, al enfriarse la caña sufrirá de una contracción que ejercerá presión sobre los elementos que se están uniendo.

Este sistema de conexión funciona principalmente cuando los roblones de estar calentados a altas temperaturas se enfrían hasta la temperatura ambiente, el coeficiente de expansión lineal del acero es:

$0,0000251 \times \text{longitud del elemento} \times \text{diferencial de temperatura} =$
contracción/expansión de la pieza.

Con el paso del tiempo y en la práctica, este procedimiento está superado por el desarrollo y evolución del acero como de las posibilidades de unirlos. Hoy existen básicamente dos procedimientos para materializar las uniones entre los elementos de una estructura metálica: las uniones soldadas y las uniones apernadas. (www.arquitecturaenacero.org,2014)

2.8.2. Soldadura.

La soldadura es la conexión más usual en el acero estructural y consisten en unir principalmente dos piezas mediante el uso de una fusión de estas con el uso de calor agregado y usualmente otro material de agregado, si es del mismo material que se piensa unir, es necesario conservar la continuidad mecánica y química, el calor debe de fundir los extremos de las caras expuestas a la fusión,

todo esto con el fin de garantizar que se cumpla con las especificaciones requeridas por el proyectista.

Mediante el uso de esta técnica cabe mencionar que “las ventajas de las conexiones soldadas son lograr una mayor rigidez en las conexiones, eventuales menores costos por reducción de perforaciones, menor cantidad de acero para materializarlas logrando una mayor limpieza y acabado en las estructuras, sin embargo, tienen algunas limitaciones importantes que se relacionan con la posibilidad real de ejecutarlas e inspeccionarlas correctamente en obra lo que debe ser evaluado en su momento (condiciones ergonómicas del trabajo del soldador, condiciones de clima, etc.) Hoy en día, una tendencia ampliamente recomendada es concentrar las uniones soldadas en trabajos en el taller y hacer conexiones apernadas en obra.” (www.arquitecturaenacero.org,2014)

Existen diversas posiciones en la soldadura, entre las más comunes se encuentran: la plana, la vertical, la horizontal y sobre cabeza, cada una diseñada para unir los perfiles de acuerdo a la posición necesitada.

La soldadura plana muestra la unión de los perfiles sobre un plano específico dado a cierto ángulo, la soldadura vertical une dos piezas colocadas de manera perpendicular creando un cordón vertical entre piezas, la horizontal une dos piezas recostadas con respecto al eje y la soldadura sobre cabeza utiliza el uso de la soldadura como conexión a un elemento colgante que de no ser por la unión caería por gravedad.

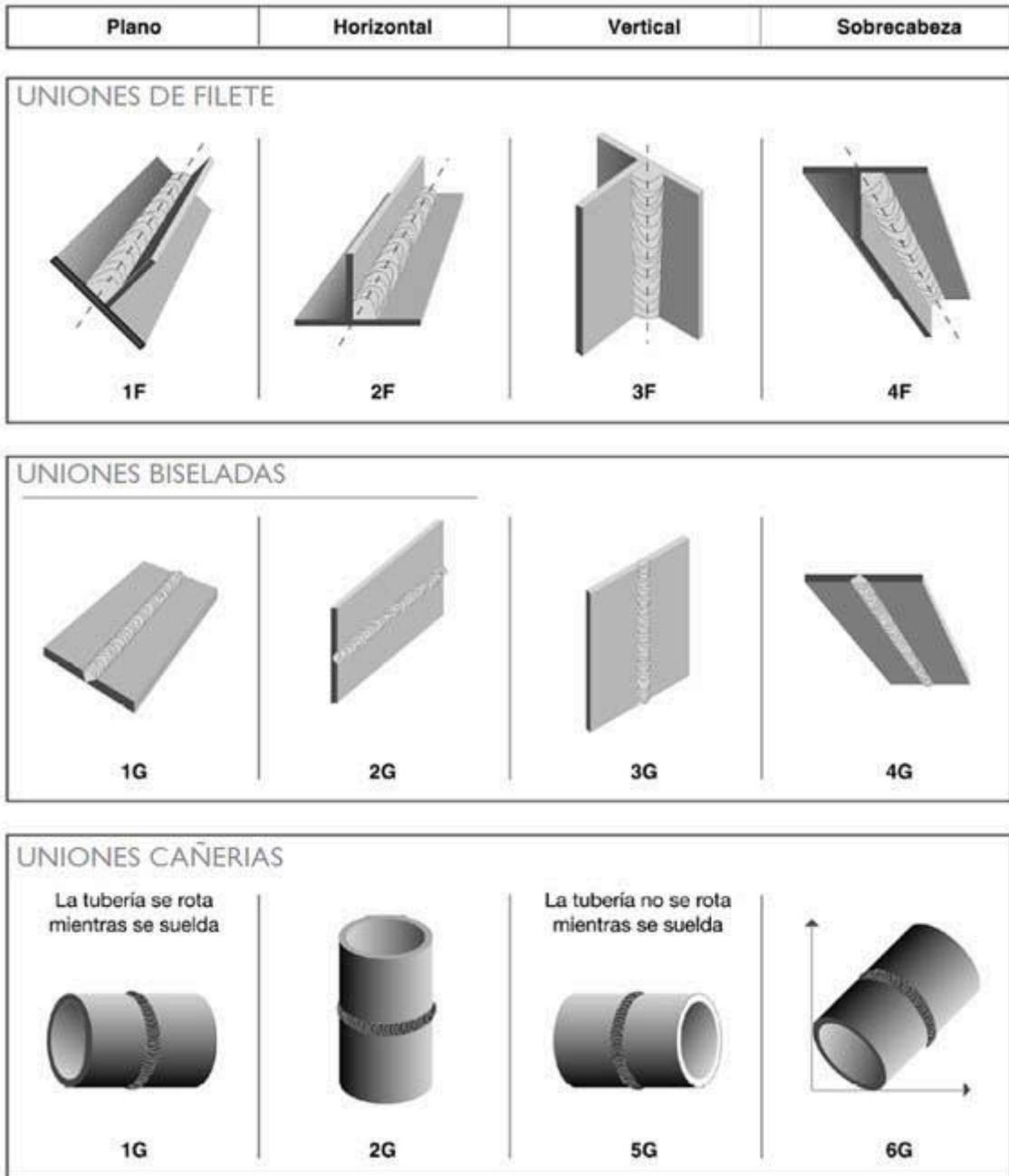


Imagen 2.4. Posiciones de soldadura típicas en varios perfiles (www.arquitecturaenacero.org,2014)

Los diversos tipos de conexiones por soldadura están sujetos por cómo se conectarán las caras de los perfiles para dar lugar a un elemento conectado deseado, entre los más comunes tipos de unión se encuentran:

Las uniones a tope, las cuales juntan dos caras de un mismo espesor de perfil en un mismo plano conectándolas con soldadura.

La unión por borde se hace en un borde o segmento común entre las piezas a conectar.

En la unión de esquina las partes forman un ángulo recto y se hace la soldadura en la esquina del perfil.

En la unión tipo T, una parte es perpendicular a la otra formando una letra T, sin importar el perfil.

La unión de traslape o empalmada hace uso del medio plano de un elemento con el otro otorgando doble espesor en cierto tramo de sección unido mediante soldadura.

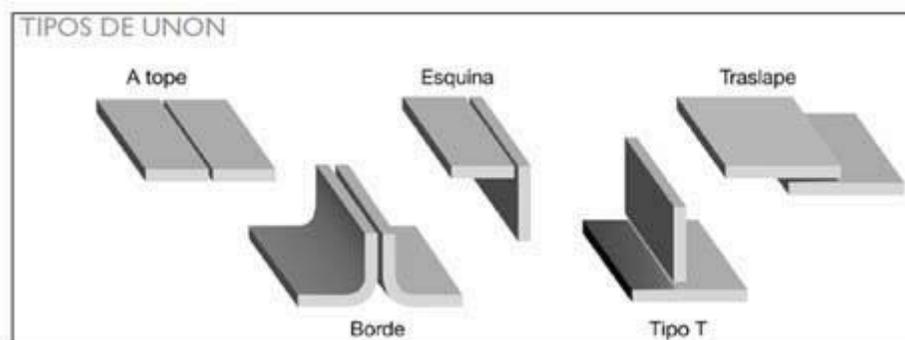


Imagen 1.5. Ejemplo de tipos de uniones en soldadura

(www.arquitecturaenacero.org,2014)

Por su parte los tipos de soldadura que se pueden realizar se detallan a continuación.

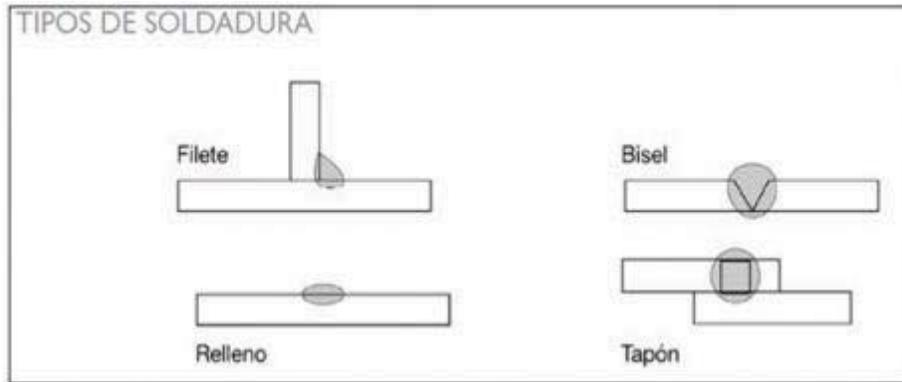


Imagen 2.6. Ejemplo de tipos de uniones en soldadura que se practican
(www.arquitecturaenacero.org,2014)

Además hay diferentes maneras de acomodar los biseles en los perfiles o piezas que se van a soldar.

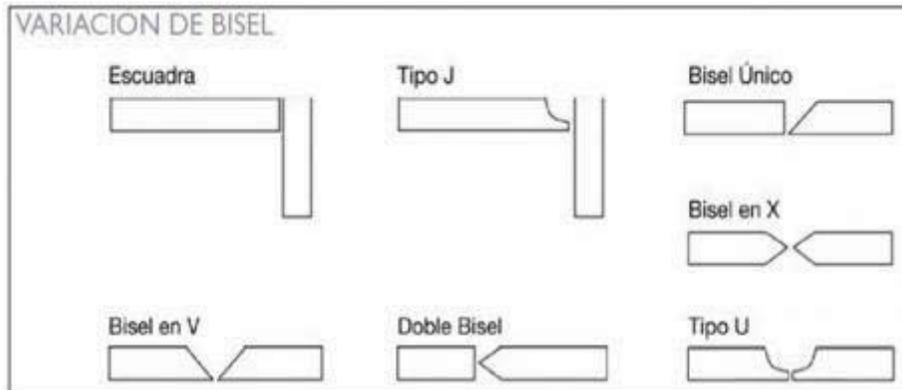


Imagen 2.7. Ejemplo de variaciones en los biseles de la soldadura
(www.arquitecturaenacero.org,2014)

2.8.3. Conexiones apernadas.

Otra manera de realizar conexiones entre elementos estructurales es mediante el uso de pernos, en la actualidad este tipo de uniones es uno de los más utilizados, ya que permite uniones de alta resistencia, con la facilidad de hacer estas conexiones sin necesidad de un taller que requiera grandes controles de calidad como lo es el de la soldadura. La inspección en el sitio de la obra facilita las revisiones que se deben realizar, así como las correcciones del mismo.

El diseño de estas conexiones es fundamental en la elaboración del proyecto, ya que se deben calcular detalladamente, con un margen de error mínimo o nulo a fin de evitar problemas de montaje o de seguridad estructural, dado a que existen diversos tamaños de estas conexiones se deberá seleccionar el más óptimo para que cumpla con su asignación.

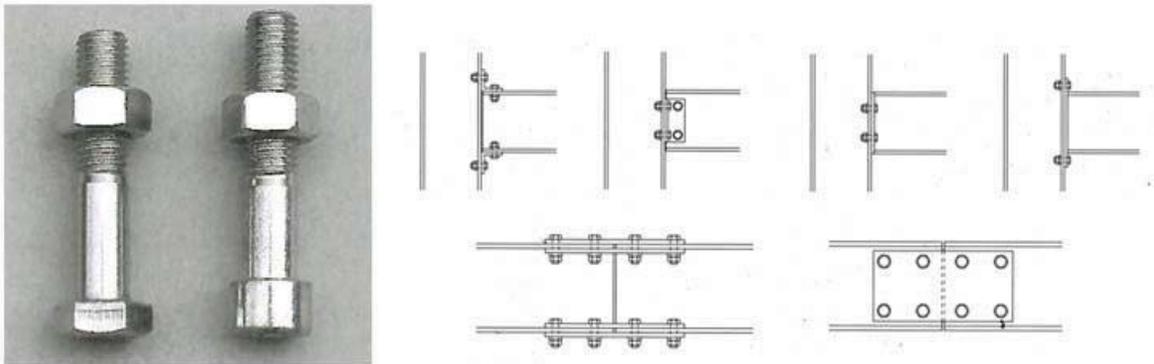


Imagen 2.8. Ejemplo pernos para uniones de elementos estructurales de acero

(www.arquitecturaenacero.org,2014)

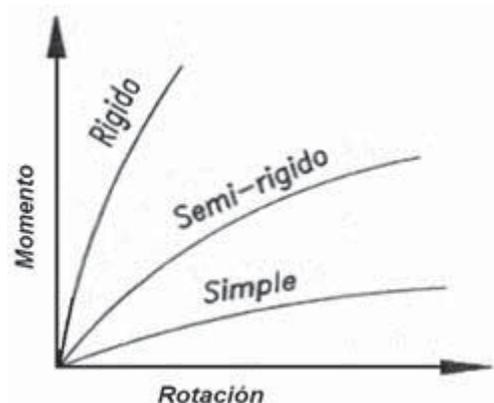
2.9. Tipos de conexiones en acero.

De acuerdo con arquitectura en acero (2014), las conexiones son la manera de mantener unidas las partes estructurales de la construcción y juegan un papel esencial en las edificaciones y que históricamente se ha demostrado que la mayor incidencia en las fallas estructurales en las más grandes estructuras de acero se debe al mal diseño de las conexiones.

Continuando con arquitectura en acero (2014), las conexiones y su diseño dependen de los siguientes factores:

- Tipo de cargas y la dirección que converge sobre la conexión.
- Resistencia y rigidez de las conexiones.
- Economía para tener una selección adecuada de las conexiones.
- Dificultad de ejecución, que sea apta para la labor que se pretende desempeñe.

Según el AISC (American Institute of Steel Construction) las conexiones se clasifican en función de su relación momento-rotación y son, básicamente, de tres tipos:



2.9.1. Conexiones simples.

Retomando a arquitectura en acero (2014), las conexiones simples no transmiten momentos flectores, por lo cual, permiten la rotación del miembro en el extremo del elemento, se realizan conectando el alma del elemento sostenido mientras las alas quedan desconectadas. Este tipo de conexiones se diseñan como flexibles y para reacciones de corte. Las conexiones flexibles de vigas deben ser capaces de acomodar las rotaciones de los extremos de las vigas calculadas como simplemente apoyados.



Imagen 2.9. Conexión simple o libremente apoyada.

(www.arquitecturaenacero.org,2014)

2.9.2. Conexiones rígidas.

De acuerdo con arquitectura en acero (2014), las conexiones rígidas deben proveer de continuidad entre el elemento soportado y el soportante, sin alterar el ángulo entre ellos durante la deformación producto de las fuerzas sobre el nodo.

Se debe evitar todo tipo de rotación relativa entre los elementos, y las deformaciones se deberían realizar sobre las vigas que convergen, las conexiones deben ser diseñadas para el combinado de fuerza de momento y cortante inducidos por la rigidez de las conexiones. Estas conexiones no muy comúnmente proporcionan una rotación cero entre los miembros, sin embargo, esta flexibilidad es ignorada.



Imagen 2.10. Conexión restringida o empotrada.

(www.arquitecturaenacero.org,2014)

2.9.3. Conexiones semi rígidas

En este tipo se debe mencionar que “Las conexiones de momento parcialmente restringida, poseen un ángulo intermedio entre la flexibilidad de la conexión simple o de corte y la rigidez total de la conexión de momento. Las conexiones de momento semi rígidas son permitidas sobre la evidencia de que las conexiones a usar son capaces de proporcionar, como mínimo, un previsible porcentaje de empotramiento.” (www.arquitecturaenacero.org,2014)

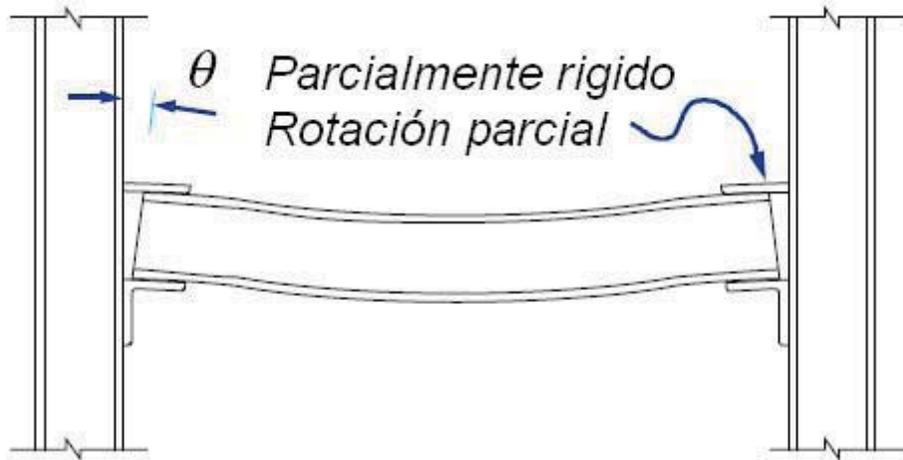


Imagen 2.11. Conexión semi rígida o parcialmente rígida.

(www.arquitecturaenacero.org,2014)

2.9.4. Conexiones con diagonales.

Los esfuerzos laterales mencionados en el capítulo de análisis estructural, como lo son el sismo y el viento, tienden a deformar el edificio, por lo que las conexiones de momento se ven exigidas, por lo tanto es necesario contrarrestar los efectos de las deformaciones mediante el uso de conexiones diagonales.

Las diagonales también llamadas arriostramientos, presentan diversas soluciones que dependen de las condiciones de diseño, lo cual concierne a la dirección de la fuerza, por lo cual se generarán esfuerzos de flexión y compresión.

Es de considerar que “Es usualmente aceptado que una estructura de marcos arriostrados es significativamente más liviana (y económica) que una estructura de marcos (y uniones) rígidas. Sin embargo, en muchos casos la disposición de las diagonales afecta aspectos arquitectónicos y funcionales, como,

por ejemplo, la posición de ventanas y puertas en las fachadas, o la libre organización de las plantas interiores. Existen varias formas de hacer los arriostramientos y de posición de las diagonales que permiten resolver parte de estas limitaciones.” (www.arquitecturaenacero.org,2014)

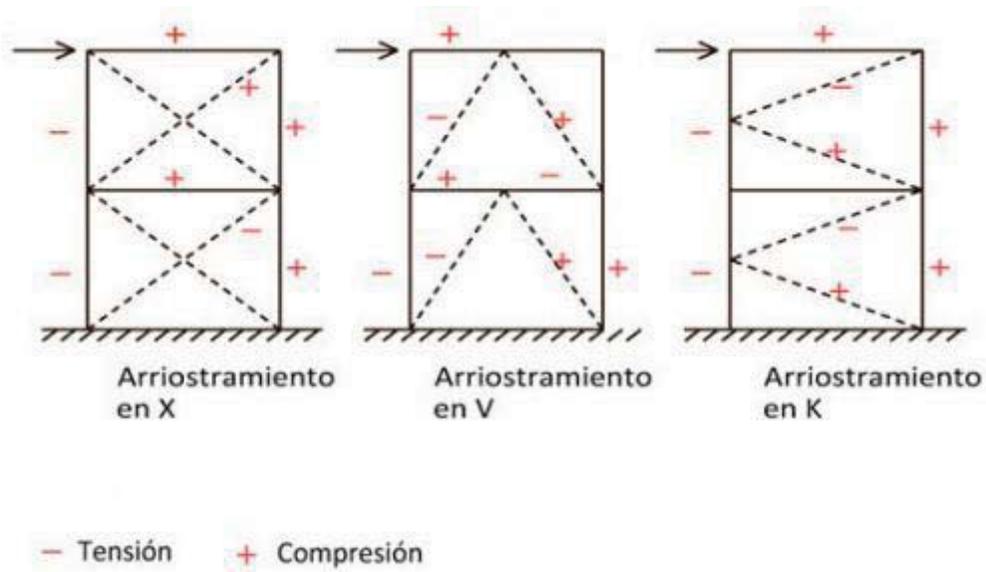


Imagen 2.12. Tipos de arriostramiento mostrando sus esfuerzos en tensión y compresión.

(www.arquitecturaenacero.org,2014)

CAPÍTULO 3

RESUMEN DE MACRO Y MICROLOCALIZACIÓN

En el presente capítulo se presenta el entorno del sitio en el cual se pretende ubicar el proyecto, describiendo todo el entorno geográfico de la ubicación, su ubicación exacta, las características físicas del espacio, entre otros factores que se requieren mencionar al desempeñar una obra de esta magnitud.

3.1. Generalidades.

El diseño y análisis del edificio de departamentos proyectado debe tomar en cuenta las condiciones actuales del lugar elegido, además mencionar todos los servicios con los que el terreno cuenta, con ello se pretende estudiar de la manera más completa el lugar, encontrando todas las ventajas posibles y solucionar las posibles desventajas.

El lugar del proyecto está ubicado privilegiadamente dentro de la ciudad de Uruapan, en la calle Bruselas esquina con Tlaxcala, que está rodeado de ubicaciones estratégicas en cuanto a cercanía se refiere, además de contar con una de las principales vialidades de la ciudad como lo es el Paseo Lázaro Cárdenas a menos de 100 metros.

El lugar resulta óptimo para un proyecto como el que se presenta, en todos los aspectos, como lo son las condiciones del terreno, ubicación y servicios. Por

ello en el desarrollo de todas las etapas de proyecto se pretenderá utilizar todas las facultades con las que se cuentan a favor del mismo.

3.1. Objetivo.

El objetivo de este proyecto es realizar el diseño y análisis estructural de un edificio de departamentos de 7 niveles ubicado en la Calle Bruselas esquina con Tlaxcala en la ciudad de Uruapan, Michoacán. Así como conocer las condiciones actuales del terreno.

3.2. Resumen ejecutivo.

Cabe mencionar que el espacio a ocupar comprende tres predios ubicados en la calle Bruselas, de la ciudad de Uruapan, tras realizar el proceso de investigación se descubrió que el terreno estaba dividido en tres, teniendo diferente dueño cada una de las partes.

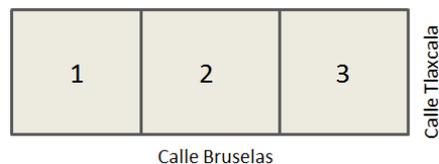


Imagen 3.1. División de los 3 predios de la ubicación del proyecto.

Fuente: Propia.

En la Imagen 3.1 se observa la división de los tres predios, destacando que en el predio 1, se encuentran instalaciones del Colegio José Vasconcelos, por lo cual se tendrá que negociar con los propietarios sobre la parte del terreno que ocupan, teniendo como principal función servir de patio para la escuela y como

acceso alternativo. En la misma imagen se muestra el predio 2, el cual por el momento se encuentra vacío con vegetación y basura en cantidades mínimas, siendo éste quizá la mejor opción para construir la mayor parte del proyecto. En el predio 3 se están realizando labores de construcción específicamente de un local comercial, además que se encuentran pequeñas construcciones, como muros y pequeños cuartos, los cuales deberían ser todos demolidos para dar cabida al proyecto que se pretende realizar.

Además, los predios correspondientes tendrían que negociarse para llegar a un acuerdo y unificarlos de tal manera que el proyecto funja como un sólo terreno para su uso práctico.

3.3. Entorno geográfico.

El entorno geográfico del proyecto se presenta a continuación, en él se encuentra la ubicación exacta de la propuesta de proyecto, destacando que es una ubicación a reconocerse.

3.3.1. Macro y microlocalización.

El sitio de proyecto se ubica en la zona centro de la ciudad de Uruapan, la segunda ciudad en importancia del estado de Michoacán, el municipio representa un 1.6% de superficie del estado, el cual a su vez representa el 3% del territorio nacional. El estado se encuentra ubicado entre las coordenadas 17° 55' y 20° 24' de latitud norte, y las coordenadas 100° 04' y 103° 44' de longitud oeste. El estado colinda con los estados de Guanajuato y Querétaro al norte, Jalisco y Colima al oeste, el Estado de México y Guerrero al este y el Océano Pacífico al sur.

La zona del proyecto se encuentra ubicada en la zona centro de la ciudad de Uruapan, además se localiza dentro de una de las zonas comerciales más famosas y mejor ubicadas del municipio, teniendo todos los servicios indispensables a su disposición, al ser el proyecto de carácter habitacional esto se verá completamente beneficiado por el entorno.



Imagen 3.1. Macrolocalización del estado de Michoacán en México.

Fuente: Google earth (2014).

En la imagen 3.1. se puede observar la ubicación exacta del estado de Michoacán dentro del territorio nacional, se muestra que se encuentra relativamente en la región centro-occidente, no estando a una gran distancia de la capital del país como lo es la Ciudad de México, en cuanto a cantidad poblacional, el estado de Michoacán ocupa la novena posición.



Imagen 3.2. Macrolocalización de la ciudad de Uruapan en el estado de Michoacán.

Fuente: Google earth (2014).

La imagen 3.2. muestra la ubicación de la ciudad de Uruapan en el estado de Michoacán, junto con algunas otras ciudades como referencia, cabe mencionar que la ciudad de Uruapan es la segunda en importancia del estado.

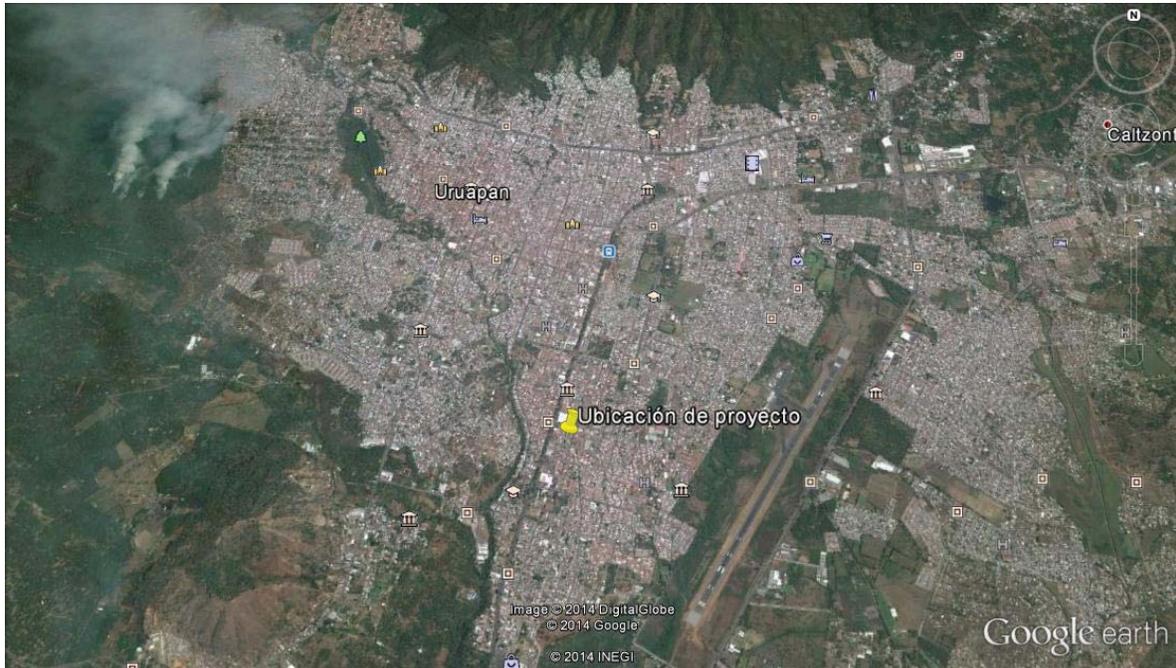


Imagen 3.3. Macrolocalización del proyecto en la ciudad de Uruapan.

Fuente: Google earth (2014).

En la imagen 3.3. muestra la ubicación del proyecto macrolocalizado en la ciudad de Uruapan, se puede distinguir lo cerca que se encuentra de una de las principales vialidades como lo es el Paseo Lázaro Cárdenas.

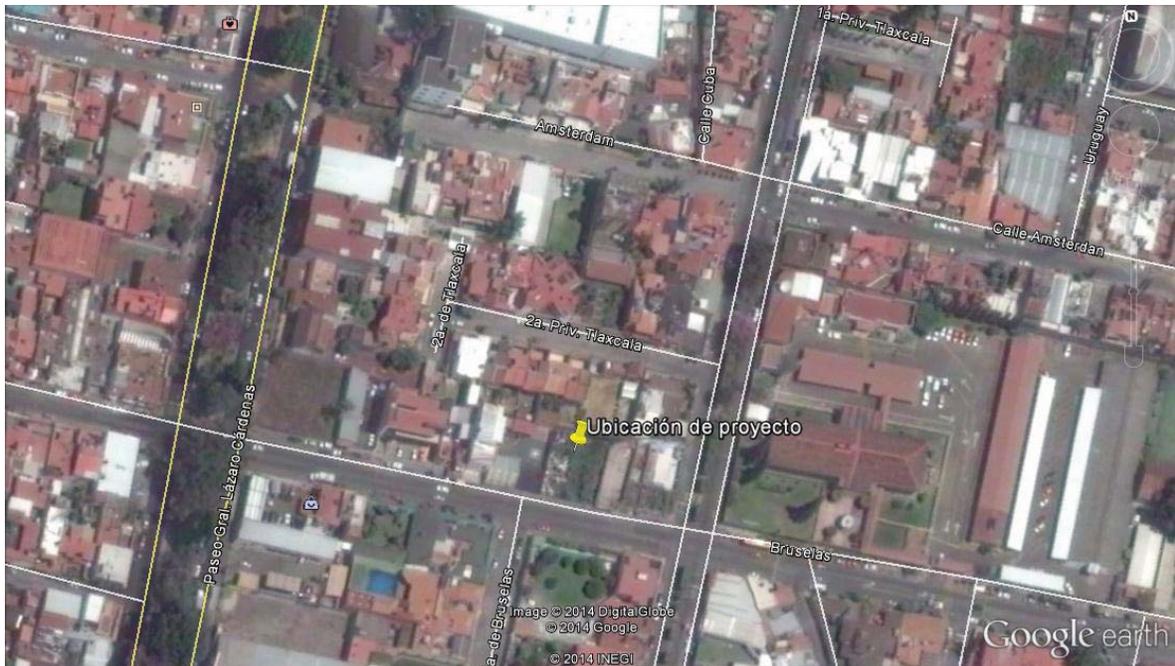


Imagen 3.4. Microlocalización del proyecto en la ciudad de Uruapan.

Fuente: Google earth (2014).

La imagen 3.4. muestra la ubicación del terreno con sus calles aledañas, localizado dentro de una de las mejores zonas de la ciudad, siendo único en su tipo en las cercanías a la misma, por lo cual se prevé que tenga un impacto favorable en la zona y una aceptación considerable, por muchos factores del proyecto.

3.3.2. Geología regional y de la zona de estudio.

Debido a que “la geología del estado se ve reflejada principalmente a que gran parte de su territorio se ve atravesado por el eje Neovolcánico, donde abundan las rocas ígneas de reciente formación. Pero hay mucho más que lo antes mencionado, porque existe además otra provincia geológica, que es la de la Sierra Madre del Sur, donde el estudio de la geología resulta ser bastante complejo. Es ahí donde afloran las rocas más antiguas de Michoacán, que son las metamórficas del Paleozoico Superior. En este caso son notables las vetas de hierro y de cobre, significando una de las mayores reservas del país de esos metales. Por otra parte, las rocas de la provincia Eje Neovolcánico datan del Cenozoico Superior, emitidas por medio de un sinnúmero de conos volcánicos, entre ellos el Jorullo y el Parícutín, dos de los más recientes surgidos en América.” (www.wikimexico.com/, 2014)

El terreno a estudiar no se ve afectado a simple vista por formaciones geológicas importantes, lo único que se debería considerar es realizar un buen estudio de mecánica de suelos para diseñar la cimentación, la cual no está incluida en este proyecto.

3.3.3. Hidrología regional y de la zona de estudio.

La hidrología regional se ve reflejada por varios cuerpos de agua en la región, el lago de Pátzcuaro, el lago de Zirahuén el lago de Cuitzeo y la presa de Infiernillo son los principales. Dentro de los ríos principales son el río Cupatitzio, el

río Tepalcatepec y el río El Marqués. La precipitación anual promedio de Michoacán es de 806 mm.

Es de importancia mencionar que el proyecto se ubica aproximadamente a 320 m del cauce del río Cupatitzio, el principal cuerpo de agua de la ciudad, por lo cual es el principal cuerpo de agua que influye en nuestro proyecto, sin embargo su impacto no causa ninguna reacción en el mismo, únicamente su abastecimiento de agua a través de sus manantiales.

La zona del proyecto no presenta una zona de inundaciones inmediata, únicamente en algunas partes aledañas al terreno, sin embargo al estar en principio de un montículo, el agua escurre y no presenta acumulaciones cerca del terreno.

3.3.4 Uso de suelo regional y de la zona de estudio.

Los suelos del municipio datan de los periodos cenozoico, terciario, cuaternario y eoceno, corresponden principalmente a los del tipo podzólico. Su uso es primordialmente forestal y en menor proporción agrícola y ganadero.

La agricultura, el cultivo del aguacate es principalmente el mayor sustento de la región, puesto que desde muchos años atrás se ha venido plantando.

En cuanto a turismo el principal bastión de la ciudad es el parque nacional Barranca del Cupatitzio, el volcán Parícutín es también otro atractivo turístico dentro del municipio.

En cuanto al comercio el proyecto está dentro de la mejor zona comercial de la ciudad, teniendo tiendas de autoservicio, ferreterías, boutiques, restaurantes, agencias de autos, entre otros; lo cual la hace que este dentro de la principal zona comercial de la ciudad.

3.4. Informe fotográfico.

El siguiente informe fotográfico presenta las condiciones actuales del sitio, mismo que se encuentra en una renovación constante en una de sus partes, por ello puede no coincidir a futuro con el informe aquí mostrado, se muestran diversos ángulos tanto internos como externos del terreno en el que está proyectado el edificio de departamentos, cabe mencionar que sería el único en su tipo en bastante terreno a su alrededor, por lo cual, se puede denotar que tras encontrar fortalezas y debilidades, encontramos bastantes ventajas que hace que el proyecto sea factible.



Fotografía 3.1. Vista del terreno desde la calle Bruselas.

Fuente: Propia.



Fotografía 3.2. Vista del terreno desde la calle Tlaxcala.

Fuente: Propia



Fotografía 3.3. Predio número 3, condición actual.

Fuente: Propia



Fotografía 3.4. Predio número 2, condición actual.

Fuente: Propia



Fotografía 3.5. Predio número 1, delimitado hasta la malla verde.

Fuente: Propia



Fotografía 3.6. Condición actual del predio 3, se muestran construcciones en desarrollo.

Fuente: Propia



Fotografía 3.7. Barda que delimita los predios 2 y 3.

Fuente: Propia



Fotografía 3.8. Condición actual del predio 1, la construcción sobrante debe ser demolida y reacondicionada para el proyecto.

Fuente: Propia

3.5. Alternativas de solución.

El material con el que se pretende construir la estructura del edificio es el acero, este material claramente es mucho más rápido de ensamblar y manipular, por lo que es de vital importancia saber colocarlo, manipularlo y diseñar los elementos de la manera más óptima posible.

Otra optativa de construcción sería desarrollar la estructura en concreto, sin embargo los procesos constructivos con concreto suelen ser más tardados y no presentan tanta maniobrabilidad como el acero, desarrollar el edificio en concreto también lo haría más pesado y tendría más desventajas en el proceso constructivo, por lo que este tipo de solución quedó descartada por parte del proyectista. Saber cuándo proponer una construcción de acero o de concreto es una gran ventaja, dado que ambos materiales tienen sus ventajas y desventajas, en el caso de este proyecto se propuso crearlo en acero dado que ofrecía mejores prestaciones en general.

Otra alternativa sería proponer el edificio en otro sitio, sin embargo en la ciudad de Uruapan, los terrenos existentes para desarrollar este tipo de construcciones en un lugar ideal por las características que éste presenta son escasos, una mejor ubicación es difícil de encontrarse sin tener que hacer demoliciones mayores a construcciones preexistentes.

3.5.1. Planteamiento de alternativas.

La construcción en concreto es una alternativa considerable, ya que ofrece una alta rigidez, hermetismo contra el ruido y resistencia a tormentas y vientos fuertes, además una resistencia notable contra el fuego; sin embargo la misma rigidez hace que sea un material más pesado y por lo tanto si la cimentación no es bien diseñada puede presentar grandes asentamientos y fisuras que comprometerían la seguridad estructural del proyecto.

A pesar de que construir en acero generalmente es más caro en este caso el proceso constructivo del edificio es mejor realizable en el mismo, ya que de ser en concreto la construcción sería de una manera totalmente diferente, con otro proceso constructivo y quizás con un costo mayor a largo plazo.

Tras considerarse todos los factores, el proyectista determinó que realizar la construcción en acero sería una opción más viable para la ejecución del proyecto.

En cuanto a las optativas de ubicación con características similares en todos los aspectos, como lo es una ubicación similar relativa con los mismos beneficios de la locación actual de proyecto se proponen dos opciones.

La primera opción alternativa sería un predio ubicado en la Calle Álamos, cerca de la Avenida Latinoamericana, este predio es de un particular, la locación sería ideal para el proyecto, dado a que está cerca de un fraccionamiento residencial como lo es el Fraccionamiento Huertas del Cupatitzio, además actualmente al estar únicamente sembrado en árboles de aguacate, sería una opción viable en el cual poder acoplar el proyecto sin hacer ninguna demolición.

La segunda alternativa es el predio ubicado en la Calle Juan N. López, justamente enfrente del Instituto Morelos Preparatoria, actualmente se desempeña como campo de fútbol del colegio, sin embargo el predio no pertenece a la escuela, por lo cual sería negociar con el particular dueño del terreno, actualmente se encuentra con construcciones menores que deberían ser demolidas y el espacio debería ser adecuado al proyecto; sin embargo al realizar el proyecto en esta ubicación se tendrían problemas con el alumnado del colegio, y que se quedarían sin un lugar cercano donde desarrollarse deportivamente.



Imagen 3.5. Alternativas de ubicación para el proyecto.

Fuente: Google earth (2014).



Imagen 3.6. Alternativa de ubicación 1 para el proyecto, ubicado en la Avenida Latinoamericana.

Fuente: Google earth (2014).



Imagen 3.6. Alternativa de ubicación 2 para el proyecto, ubicado en la Calle Juan N. López, entre las calles Galeana y Mazatlán.

Fuente: Google earth (2014).

3.6. Procesos de análisis.

Para analizar la estructura, antes que nada se debe contar con un proyecto arquitectónico, en el cual va estar basada la estructuración del edificio, además debe ajustarse a las medidas del terreno en el cual se va desarrollar.

Además de esto se predimensionarán los elementos estructurales que influyen en la estructura, haciéndose las correcciones necesarias para lograr el desempeño más perfecto posible, una vez dimensionado se realizarán los análisis indispensables utilizando software de computadora como lo es el SAP 2000. Esto con el fin de entender el comportamiento de la estructura y de ser necesario hacer más correcciones, hasta lograr un diseño lo más ideal posible.

CAPÍTULO 4

METODOLOGÍA

En el capítulo correspondiente se aborda el método empleado para realizar la investigación y compilación de datos necesarias para el trabajo de tesis, así mismo se definirá el enfoque que se seguirá para llevar a cabo la misma. Además se definirá el tipo de programas computacionales utilizados en el análisis de datos y las herramientas para lograr el objetivo de la investigación en curso.

4.1. Método empleado.

Al realizar cualquier trabajo de investigación se debe realizar de una manera lógica, con resultados concretos, con bases en la experimentación y hechos con fundamentos, por ello se pone de manifiesto el método científico.

En la presente tesis el método empleado para estudiar el tema correspondiente es el método científico.

El conocimiento científico precede al método científico para posteriormente desarrollar la investigación científica, formando un ciclo infinito de investigación con la finalidad de realizar nuevos descubrimientos, con la realización de los análisis necesarios para después realizar la comparación de resultados obtenidos y ser comparados con los ya existentes, todo esto mediante una sucesión de pasos ya planteados que forman parte de las hipótesis o teorías ya descubiertas que tratan de explicar los fenómenos conocidos para dar lugar a la obtención de los nuevos resultados y descubrimientos.

Debe considerarse que “el método científico es un procedimiento para descubrir las condiciones en que se presentan sucesos específicos, caracterizado generalmente por ser tentativo, verificable, de razonamiento riguroso y observación empírica”. (Tamayo,2000;35)

El método científico hace la observación lógica de todas las variables reales y teóricas que pueden afectar un resultado final en la investigación, todo esto partiendo de un conjunto de procedimientos por los cuales se desarrollan los problemas científicos y se ponen a prueba todas las hipótesis propuestas, los instrumentos y materiales utilizados del trabajo de investigación.

De acuerdo con Tamayo (2000), lo importante del método científico no es el descubrimiento de verdades en todo momento, lo que se pretende es dar a conocer el procedimiento con el cual se llega a estas conclusiones. El comienzo del método científico se basa en la interpretación objetiva, lo cual hace que surjan problemas de investigación, que deben ser delimitados y estudiados de acuerdo al tipo de proceso investigativo objetivo lógico que se deberá seguir. El plano subjetivo se elimina por completo para no interferir con la realidad de los resultados.

Ahora bien según con el mismo autor donde no se presente el método científico, no se puede considerar que exista la ciencia y la correcta ejecución de los hechos, por ello se debe considerar como un método falible, que se perfecciona con cada estimación que arrojan los resultados que se obtienen con un análisis directo. Claramente cada ciencia específica tendrá su propio tipo de

problema, que deberá de analizarse y utilizar prácticas y técnicas que se acomoden al tema de estudio, por ello el método científico es considerado como el procedimiento más aceptado y más seguro para indagar en el conocimiento de los temas y establecer así teorías estables y congruentes sobre las cosas, eliminando todos los factores que intenten manipular los resultados.

Concordando con Tamayo (2000), el método científico se basa en el pensamiento reflexivo lo que da lugar a etapas que se presentan para resolver el problema en cuestión, las cuales se enuncian a continuación:

- Percepción de una dificultad.
- Identificación y definición de la dificultad.
- Se proponen soluciones para el problema mediante hipótesis.
- Se deducen las posibles consecuencias de las soluciones propuestas.
- Se verifican las hipótesis mediante la acción y concordancia.

El método científico debe contar con características fundamentales para asegurar su correcta ejecución, de no cumplirse, el método empleado no es el científico, por ello se concretan en las siguientes:

- Es fáctico, teniendo una referencia empírica.
- Trasciende los hechos, estudiando al máximo la realidad.
- Verificación empírica, formulando respuestas a los problemas y apoyando las afirmaciones.
- Autocorrectivo, realiza los ajustes o rechazos necesarios, estando siempre abierto a nuevas técnicas, procedimientos y progresos.

- Formulaciones de tipo general, todo hecho es clasificable si es de interés.
- Es objetivo, un hecho es un dato real y objetivo, sin distorsiones.

4.1.1. Método Matemático.

El método matemático es aquel que sigue mediante la utilización de números una secuencia lógica que arrojará un resultado, por lo que al estar usando éste método exacto, se está cumpliendo con el método científico, ya que se compran los resultados obtenidos, con los ya existentes, esto con el fin de adquirir conocimiento científico.

En la presente investigación este método se utiliza por la exactitud y objetividad que proporcionan los resultados arrojados por las diversas teorías de la materia, siendo así el mejor método para estudiar todos los fenómenos que se presentan en el transcurso del desarrollo de la tesis, esto por la gran cantidad de operaciones aritméticas que se realizan durante el estudio de la misma.

Sin el método matemático, los resultados que obtendríamos, carecerían de un sustento lógico y racional, poniendo en peligro la objetividad científica que deben de tener toda clase de resultados y conclusiones.

4.2. Enfoque de la investigación.

Conforme a Hernández y Cols (2005), las investigaciones presentan dos enfoques como lo son el enfoque cuantitativo y el enfoque cualitativo, sin embargo en casos especiales se pueden presentar investigaciones con enfoque mixto.

Continuando con el autor mencionado, la investigación cuantitativa pretende tener un control sobre los fenómenos que ocurren durante el tema a tratar, para así obtener resultados que se puedan analizar por conteos y magnitudes, además que permite hacer una comparación con estudios semejantes, casos anteriores, o comparaciones entre métodos. Este tipo de enfoque es el más utilizable en todo tipo de investigaciones de carácter exacto, donde el margen de error no existe o es mínimo, siendo uno de los métodos más usados en la realidad.

La investigación en curso se realizará por medio del enfoque cuantitativo, dado a la necesidad de emplear constantemente los estudios cuantitativos y los cálculos matemáticos correspondientes para el diseño y análisis del edificio de departamentos propuesto, teniendo que analizar toda una serie de datos que proporciona el análisis y diseño, esta serie de datos muestra desde las propiedades de los materiales a utilizar, hasta los elementos estructurales más complejos y las fuerzas a las que están sometidos.

4.2.1. Alcance de la investigación.

La investigación a realizar alcanza un carácter descriptivo, dado a que intenta describir la serie de fenómenos y demás contextos que aparecerán en la misma.

Por ello se debe tomar en cuenta que “los estudios descriptivos buscan especificar las propiedades, las características y los perfiles de personas, grupos, comunidades, procesos, objetos o cualquier otro fenómeno que se someta a un análisis. Es decir, únicamente pretenden medir o recoger información de manera

independiente o conjunta sobre los conceptos o las variables a las que se refieren, esto es, su objetivo no es indicar cómo se relacionan estas.” (Hernández y Cols; 2010;80).

Los estudios descriptivos, analizan y muestran con precisión los resultados de un suceso específico, por ello se debe conocer qué clase de resultados se obtendrán y cómo deberán interpretarse.

4.3.- Diseño de la investigación.

Existen diversos tipos en cuanto a diseño de investigación se refiere, cada uno con características específicas que ayudaran a seguir los pasos indispensables para su correcta realización.

Estos enfoques pueden ser: Experimental, el cual manipula las variables con el propósito de observar el comportamiento. Cuasiexperimental, el cual pretende analizar el experimento de la forma más virtual posible o casi experimental. No experimental, el cual no se alteran las variables predefinidas, ni se pretende manipular lo ya preestablecido.

El diseño de la investigación en curso presenta un carácter no experimental, puesto que se realiza sin alterar deliberadamente las variables que se presentan en la misma, por lo tanto las variables independientes no variarán en forma intencional de manera tal que afecten a las otras.

Analizando las circunstancias, se conoce que “en un estudio no experimental no se genera ninguna situación, sino que se observan situaciones ya existentes, no provocadas intencionalmente en la investigación por quien la

realiza. En la investigación no experimental las variables independientes ocurren y no es posible manipularlas, no se tiene control directo sobre dichas variables ni se puede influir sobre ellas, porque ya sucedieron al igual que sus efectos.” (Hernández y Cols, 2010;149).

El diseño de investigación transversal o transeccional consiste en la recolección de datos momentánea o en un tiempo único, describiendo las variables que ocurren en ese momento dado.

La investigación seguirá el método transversal dado a que analizaremos momentáneamente las reacciones de la estructura de manera esporádica, analizando los factores que con el paso del tiempo y del proceso de la construcción se presentarán sobre la misma.

4.4. Instrumentos de recopilación de datos.

En la presente investigación se utilizaron herramientas de trabajo, como lo son programas de computadora especializados en las ramas de la ingeniería, facilitando el labor del ingeniero civil, en fines prácticos y matemáticos.

- a. SAP2000 Versión 15 este programa especializado en el análisis y cálculo de los elementos estructurales de las edificaciones, hace uso de propiedades de los materiales para ayudar a ahorrar tiempo en cálculos necesarios para la elaboración de proyectos tales como memorias de cálculo, una vez obtenidos los datos necesarios, son procesados por el proyectista para que a su criterio seleccione la mejor alternativa para realizar las medidas pertinentes, este programa desarrollado por la

empresa CSI, es una herramienta indispensable para los ingenieros civiles de la actualidad. En esta investigación se utilizó para calcular los esfuerzos a los que estaba sometida la estructura del edificio, y así diseñar los elementos de acuerdo con el criterio del proyectista.

- b. Microsoft Excel 2010 es un programa multifuncional enfocado a procesar datos a manera de hoja de cálculo, lo cual permite realizar operaciones simultáneas ligadas entre sí, con la intención de llevar una continuidad en las mismas, es un programa bastante útil y relativamente sencillo de manejar, además de ser conocido globalmente, por lo cual es fácil de que personas ajenas a la materia, logren interpretar los resultados de la manera más correcta posible. En esta investigación fungió como principal procesador de datos y desarrollador de fórmulas indispensables, para obtener los datos estructurales necesarios para la presente tesis.

- c. AUTOCAD 2010 programa enfocado a la realización de dibujos técnicos en 2D y 3D, desarrollado por la empresa Autodesk, este programa ha sufrido mejoras a través del tiempo, es el programa de dibujo por excelencia a nivel mundial, lo cual nos lleva a que tenga una multifuncionalidad bastante amplia, no solo para los especialistas en el ramo de la industria de la construcción, sino para todo tipo de desarrolladores que estén buscando realizar dibujos de cualquier tipo, con los estándares de calidad bastante altos. En la investigación su función principal fue la elaboración de todo elemento de dibujo como: planos, perfiles, secciones, etc.

4.5. Descripción del proceso de investigación.

Esta tesis desde un comienzo resultó una idea bastante arriesgada, ya que la realización de un proyecto de esta magnitud conlleva a una investigación bastante profunda, fue un tema que se propuso dado a la escasez de proyectos similares dentro de la localidad, por lo cual se pretendió dar una alternativa a un problema recurrente que es la escasez de vivienda en la ciudad, de tal manera que se pensó en elaborar una investigación de lo que englobaría realizar un edificio de departamentos en la zona especificada, tras detectar por fuentes de gobierno locales se pudo constatar que en realidad existe una escasez de viviendas en el municipio, por lo cual deja sin opciones a las personas para encontrar un lugar propio donde vivir, es una oferta que se propone que cumplirá con un mercado de la población en específico que requieren de una vivienda.

El investigador se dio a la tarea de localizar predios que cumplirían con un proyecto de la magnitud de un edificio de departamentos de siete niveles, por lo cual se eligieron tres posibles alternativas, resultando la mejor opción el predio localizado en la calle Bruselas esquina con Tlaxcala. Este predio cumpliría con la idea de proyecto en cuanto a las características que el mismo investigador requería, tales como ubicación, tamaño, servicios y costo monetario.

Con el terreno presente, se procedió a realizarse una investigación en el sitio, lo cual llevó a averiguarse que en realidad lo que parecía un solo terreno, estaba comprendido en tres predios separados por bardas intermedias, cada predio pertenecía a un propietario diferente, lo cual en cierta manera arriesga el

proyecto, dado que es más difícil convencer a los tres propietarios a realizar la venta de su espacio, para en dado caso llevar a cabo el edificio de departamentos, otro inconveniente que se presenta fue que en un predio se encuentra realizándose un proyecto de locales comerciales, los cuales a su debido momento presentaría un problema para el trato de adquisición de ese predio.

Una vez realizado el reconocimiento del sitio el investigador procedió a hacer el diseño arquitectónico del espacio, tomándose como base las necesidades que aquejan al diseño de este tipo de edificios de departamentos, sin embargo se le incluyeron beneficios extras que se piensa otorguen ventajas competitivas en su ramo, estos beneficios son: contar con un gimnasio propio en el lugar y una piscina techada, para el uso de los propietarios y de sus visitas.

Se cuenta con un total de 12 departamentos cada uno con 3 habitaciones, 3 baños, estancia, cocina, comedor, cuarto de servicio y servicio al elevador de servicio y al elevador general, además de escaleras que llevan a la planta baja del edificio, donde se tienen servicios administrativos del edificio.

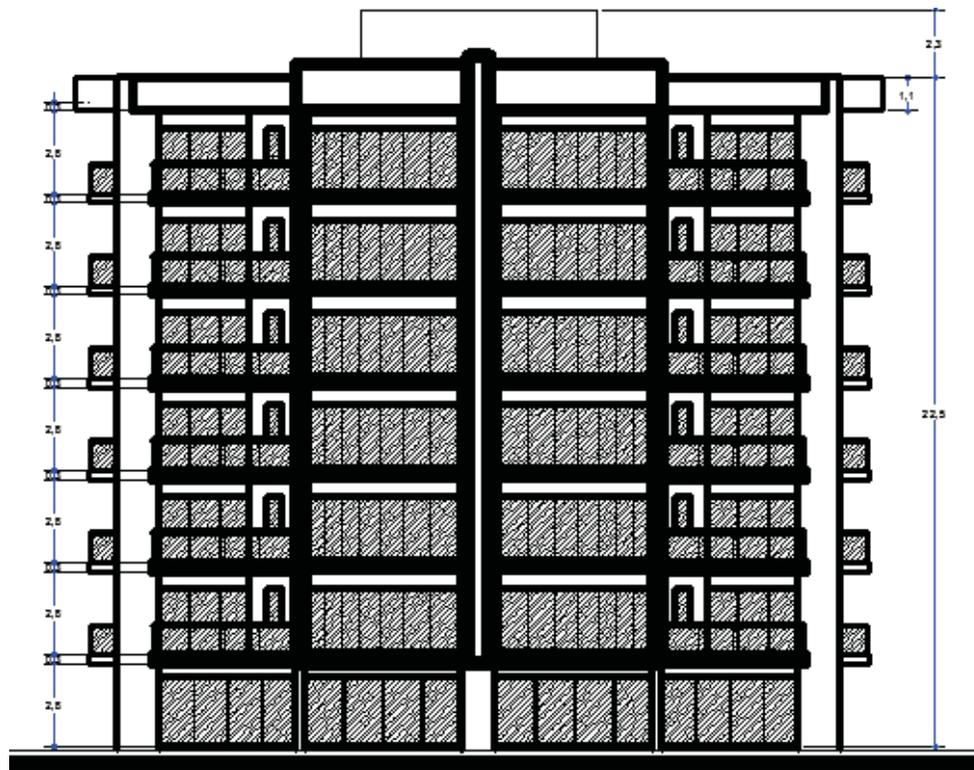
Contando con el plano arquitectónico, se procedió a hacer el desarrollo de los elementos estructurales auxiliándose de los programas de análisis y diseño estructural, así como las hojas de cálculo, para generar el formato de los resultados a manera de memoria de cálculo, para su fácil interpretación y llevar a la realización lo una vez planeado, todo mediante el uso de materiales existentes y disponibles previamente estudiados a fondo por el investigador.

CAPÍTULO 5

DISEÑO, CÁLCULO, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.

El análisis y diseño estructural del siguiente edificio de departamentos ubicado en la calle Bruselas esquina con Tlaxcala de la ciudad de Uruapan Michoacán será empleando materiales de la construcción tales como el acero (en su mayoría) y el concreto, dando cabida a una construcción relativamente rápida y funcional.

Utilizando un material como el acero, se pretende soportar bastantes esfuerzos generados por la estructura las cargas por mobiliario, personas, ductos entre otras, la cual es la principal función del proyecto. Por ello el acero resulta una opción viable dadas las características mecánicas que presenta.



FACHADA PRINCIPAL

Imagen 5.1. Muestra la fachada principal del edificio de departamentos.

Fuente: Propia.

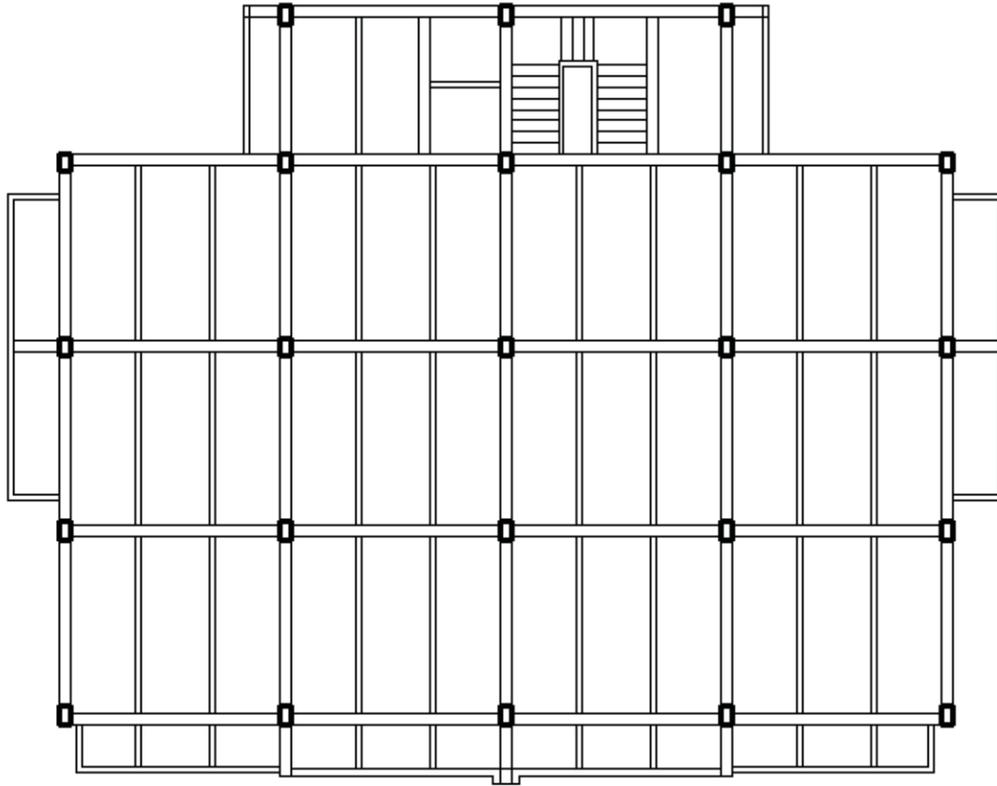


Imagen 5.2. Estructuración metálica en planta del edificio de departamentos.

Fuente: Propia.

5.1. Losas.

El diseño de losas se basará en el sistema losacero, con lo cual se pretende agilizar los tiempos de construcción, disminuir el peso de la estructura y aumentar las cargas admisibles de la misma.

La lámina losacero que se propone para la edificación correspondiente será de será marca “IMSA” calibre 18 y sección 4 de 12.59kg/m², cuyas dimensiones y características a continuación se muestran:

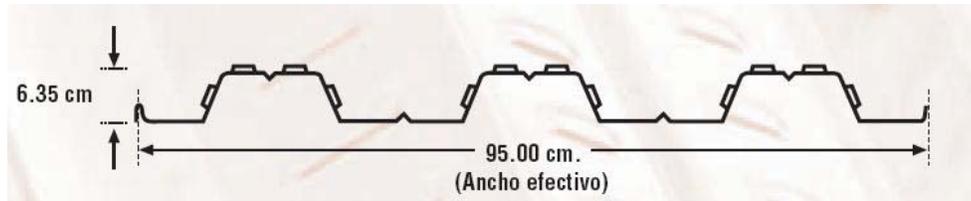


Imagen 5.3. Dimensiones de la sección 4 de losacero.

Fuente: www.arcocubiertasylaminas.com

Propiedades de la Sección (Sin concreto)					
Cal.	PESO (Kg/m ²)	I- (cm ⁴ /m)	I- (cm ⁴ /m)	S+ (cm ³ /m)	S- (cm ³ /m)
24	5.70	57.12	52.68	13.86	14.10
22	8.00	74.60	69.39	18.62	19.23
20	9.54	90.95	86.51	23.66	24.78
18	12.59	121.09	119.12	33.26	36.24

Tabla 5.1. Propiedades de la sección 4 de losacero (Sin concreto).

Fuente: www.arcocubiertasylaminas.com

Ahora bien, se tiene una separación de apoyos de 2.5 metros, así como la idea de implementar una losacero de lámina calibre 18 con 10 centímetros de espesor del concreto superior a la cresta, además de recomendar al constructor la colocación de conectores, por lo tanto, con estos datos y con la tabla de cargas admisibles del fabricante del sistema que se está considerando se tiene la siguiente tabla:

Losacero Sección 4 Sobrecargas Admisibles (kg/m ²)													
Cal.	espesor de conc. (cm)	Separación entre apoyos (m)											
		1.8	2	2.2	2.4	2.6	2.8	3	3.2	3.4	3.6	3.8	4
24	5	1840	1462	1182	969	804	672	566	479	407	347	296	252
	6	2000	1649	1334	1094	907	759	640	542	461	393	335	286
	8	2000	2000	1638	1344	1115	933	787	667	586	485	414	354
	10	2000	2000	1941	1593	1323	1108	934	793	675	575	493	422
	12	2000	2000	2000	1843	1530	1282	1052	918	782	668	572	490
22	5	2000	1895	1465	1207	1006	846	717	612	525	452	390	337
	6	2000	2000	1656	1356	1138	958	812	693	595	512	442	383
	8	2000	2000	2000	1681	1402	1181	1002	856	735	634	548	474
	10	2000	2000	2000	2000	1666	1404	1192	1019	875	755	653	566
	12	2000	2000	2000	2000	2000	1627	1382	1182	1016	876	759	658
20	5	2000	2000	1772	1464	1225	1035	882	756	652	565	492	429
	6	2000	2000	2000	1660	1389	1174	1001	859	741	643	559	488
	8	2000	2000	2000	2000	1717	1452	1238	1064	919	797	694	607
	10	2000	2000	2000	2000	2000	1730	1476	1269	1096	952	830	725
	12	2000	2000	2000	2000	2000	2000	1714	1473	1274	1107	965	844
18	5	2000	2000	2000	1908	1603	1361	1165	1005	873	762	667	587
	6	2000	2000	2000	2000	1826	1551	1328	1146	996	869	763	671
	8	2000	2000	2000	2000	2000	1930	1655	1429	1242	1085	953	840
	10	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	1711	1488	1301	1143	1008
	12	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	1735	1517	1334	1177

Tabla 5.1. Sobrecargas admisibles de la sección 4 de losacero.

Fuente: www.arcocubiertasylaminas.com

Para una losacero con las características que se presentan, se tiene una carga máxima admisible sobre la losa de 2000kg/m² la cual es mayor a las cargas que presenta nuestro análisis en la losa, tanto en azotea como en entrepisos.

Por lo tanto se puede decir que el análisis de las losas, sus cargas, la separación entre apoyos, el espesor del concreto y la lámina losacero son aceptables.

5.2. Vigas.

Las vigas variarán dependiendo la carga a soportar por sección, por ello se utilizará un programa de análisis estructural para conocer las condiciones requeridas para el diseño de las mismas, el programa en cuestión es el SAP2000,

el cual nos permitirá conocer datos de vital importancia como lo son los momentos generados por las diferentes secciones de la estructura.

Se propondrán vigas IPR para el sistema de vigas principales y secundarias, haciendo uso de las vigas preestablecidas por el Manual de diseño de Tavera y Moreno y las características de los perfiles que se encuentran en este manual, los cuales son secciones comerciales ofrecidas por diversos proveedores de secciones de acero.

5.2.1. Sistema de vigas.

El sistema de vigas está estructurado en vigas principales las cuales están encargadas de transmitir las cargas a las columnas, y en vigas secundarias que tienen como propósito transmitir los esfuerzos principalmente de la losa a las vigas principales, este sistema de vigas está diseñado en elementos de acero denominados IPR.

La longitud de los elementos estructurales IPR variará dependiendo las necesidades del proyecto, al igual que las características de la sección a estudiar, puesto que no es de carácter indispensable que la sección sea uniforme en todas las longitudes, puesto que no está sometido a los mismos esfuerzos, se debe diseñar de acuerdo a ellos, con el fin de evitar un sobredimensionamiento, lo cual repercute directamente en el costo del acero, y que secciones más grandes implican mayor material, y por ende mayor costo.

La estructuración de las vigas en el proyecto quedará de la siguiente manera:

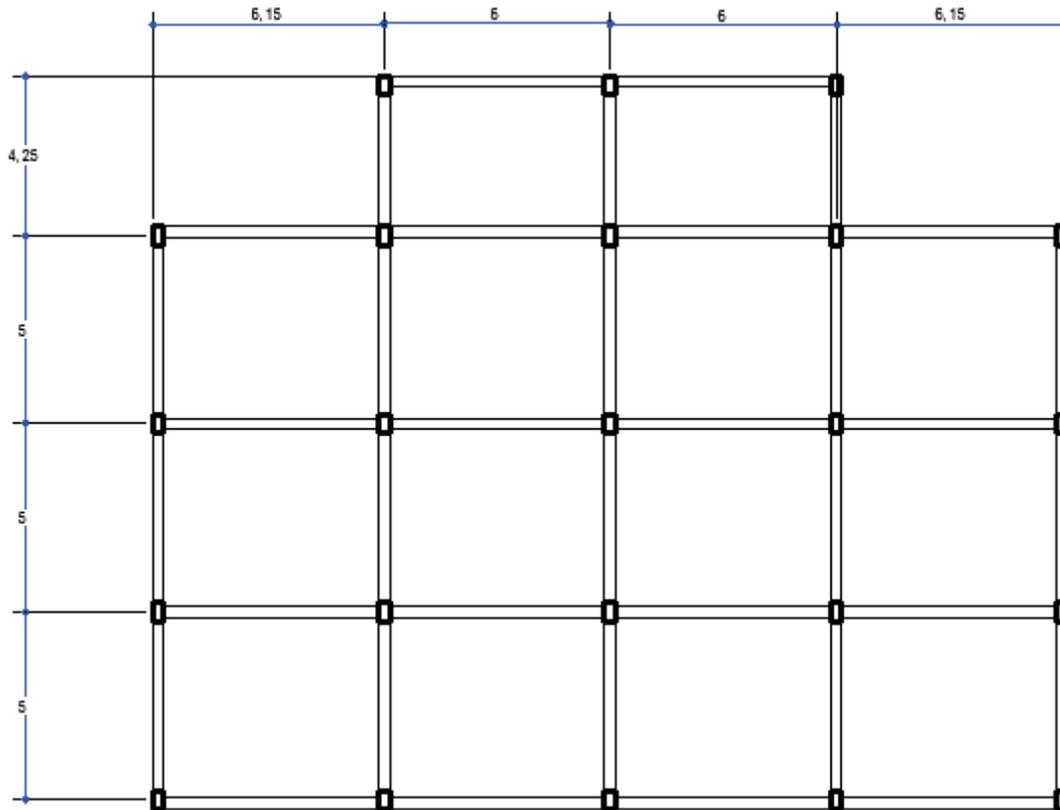


Imagen 5.4. Sistema de estructuración de vigas primarias.

Fuente: Propia.

En la imagen 5.4. se observa el sistema de vigas primarias, con sus respectivas dimensiones, se observan mediciones diferentes en los claros horizontales y verticales, sin embargo, el diseño de las vigas se regirá por el claro que tenga mayor magnitud, tomándose como referencia para el diseño de los tramos con menor, esto con la finalidad de encontrar uniformidad en el diseño y facilidad en el proceso de ensamblaje de elementos.

La estructuración de las vigas primarias será la principal en recibir todas las cargas aplicadas a la estructura, por lo cual debe analizarse de la mejor manera.

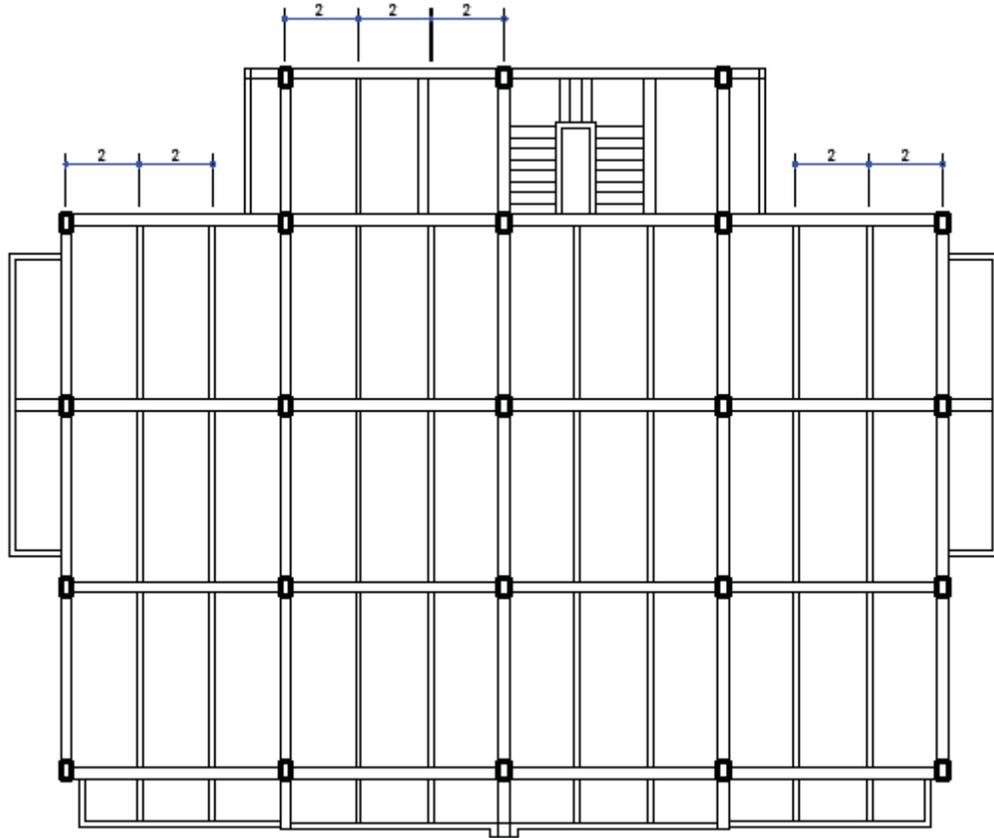


Imagen 5.5. Sistema de estructuración de vigas primarias y secundarias.

Fuente: Propia.

La estructuración de las vigas secundarias está planeada para soportar el peso causado por la losacero, tomando como referencia las cargas admisibles de ésta ante una separación de apoyos propuesto, por lo cual se debe analizar las cargas admisibles por metro cuadrado del elemento, por lo cual en este caso es aceptable, bajo el análisis que se propone y por la solución que dicta el fabricante, al igual que en las secciones de las vigas principales se propone una sección uniforme para todos los elementos, el diseño basándose en el que presente características más desfavorables.

5.3. Análisis y diseño de losas y vigas.

A continuación se mostrarán los cálculos realizados para el diseño y análisis de la losa y las vigas para las cargas presentadas en el nivel de azotea.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS LOSAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

Condición A (CONCRETO FRESCO)

AREA TRIBUTARIA
6.15 m

Determinación del peso de la losa:

Carga viva (Concreto fresco):	100 kg/m ²
F'c:	50 kg/cm ²

ANÁLISIS DE CARGAS.

Lámina sección 4 calibre 18

1.- Peso del concreto (10 cm de espesor)	0.21 ton/m ²	
2.- Peso propio de la viga	0.0121951 ton/m ²	
Supondremos	75 kg/m	
75 / Atrib	75	12.195122 kg/m ²
Atrib	6.15 m	
3.- Carga viva:	0.1 ton/m ²	
SUMA	0.3221951 ton/m²	

Carga viva:

La carga viva se estima cuando el concreto, aun sin fraguar, puede recibir alguna carga por concepto de peso de personas o algún material apoyado sobre la losa.

Por lo tanto para este nivel se tiene que la carga total por metro cuadrado a considerar es de:

Carga Total 1.98 ton/m

WA= 1.9815 ton/m

MA= 11.08759 ton/m Concreto fresco

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS LOSAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

Condición B (CONCRETO FRAGUADO)

Determinación del peso de la losa:

AREA TRIBUTARIA

6.15 m

Carga viva (Concreto fraguado):

800 kg/m²

ANÁLISIS DE CARGAS.

Lámina sección 4 calibre 18

1.- Peso del concreto (10 cm de espesor)

0.21 ton/m²

2.- Peso propio de la viga

0.0121951 ton/m²

Supondremos 75 kg/m

75 / Atrib 75 12.195122 kg/m²

Atrib 6.15

3.- Carga viva:

0.8 ton/m²

SUMA

1.0221951 ton/m²

Carga Total

6.2865 ton/m

WB=

6.2865 ton/m

MB=

33.747 ton/m

Concreto
fraguado

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

Solución de la viga para la condición A

AREA TRIBUTARIA

6.15 m

A continuación, encontraremos la solución de la viga para las condiciones iniciales de carga, para lo cual, consideraremos un esfuerzo permisible $F_b = 0.60 f_y$, tomando en cuenta que, aunque la viga no cumple, inicialmente, de una manera estricta, el requisito de sujeción lateral (ART. 326), los patines superiores se pueden considerar sujetos por la cimbra, aunque sea de una manera parcial.

$$S_{req} = \frac{MA}{F_b} = \frac{1108759}{1520} = 729.44671 \text{ cm}^4$$

IPR	12 x 6 1/2	53.7 kg/m
	$S_x =$	752 cm ⁴
	A =	68.32 cm ²
	$I_x =$	11687 cm ⁴
	B	16.7 Cm
	Tf	1.37 Cm

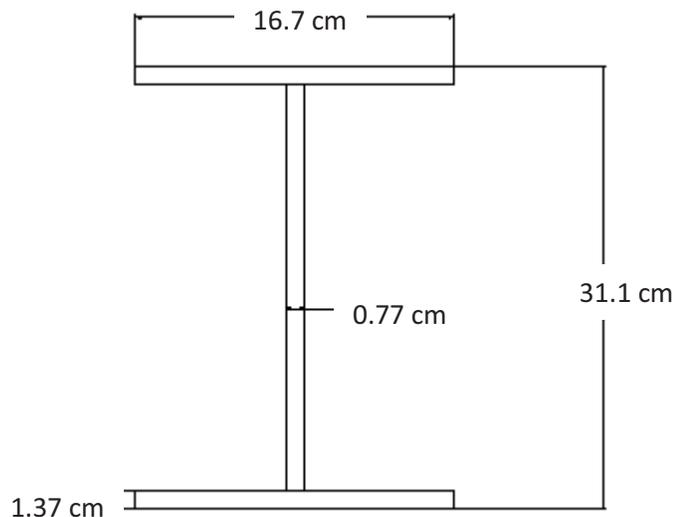
Revisión de b/t

$$(b/2)/t_f = 6.09489051 < 15.5$$

$$\text{Caso B1} \quad b/t \leq 800/v_{fy} = 15.5$$

Solución condición A

IPR 12 x 6 1/2 (53.7 kg/m)



DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

Solución de la viga para la condición B

AREA TRIBUTARIA

6.15 m

A continuación se calculará ¿Cuál sería la solución para la viga sin considerar la contribución de la losa de concreto al trabajo de la viga de acero?

Si consideramos sección compacta $F_b = 0.66 f_y = 1670 \text{ Kg/m}^2$

Sreq=	$\frac{M_b}{F_b}$	$\frac{3374700}{1670}$	2020.7784 cm ⁴
IPR	18 x 8 3/4	104.3 kg/m	
	Sx=	2100 cm ⁴	
	A=	132.64 cm ²	
	Ix=	48028 cm ⁴	
	B	22.2 Cm	
	Tf	1.91 Cm	
	Tw	1.11 Cm	
	d=	45.7 Cm	
Revisión de b/t	(b/2)/tf	5.81151832	< 15.5
Caso B1	b/t	≤	$800/\sqrt{f_y} = 15.5$

Solución condición B

IPR 18 x 8 3/4 (104.3kg/m)

Revisión sección compacta

1) Si cumple

2) Patin $b/t \leq 440/\sqrt{f_y} = 8.75$
 $(b/2) / tf = 5.8115183 < 8.75$ **CORRECTO**

3) Alma $d/t \leq 3450/\sqrt{f_y} = 68.59$
 $d/tw = 41.171171 < 68.59$ **CORRECTO**

4) Sujeción lateral Si la cumple

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS
AREA TRIBUTARIA
6.15 m

La solución de la viga sin la contribución de la losa sería:

IPR 18 x 8 3/4 (104.3 kg/m)
IPR 12 x 6 1/2 (53.7 kg/m)

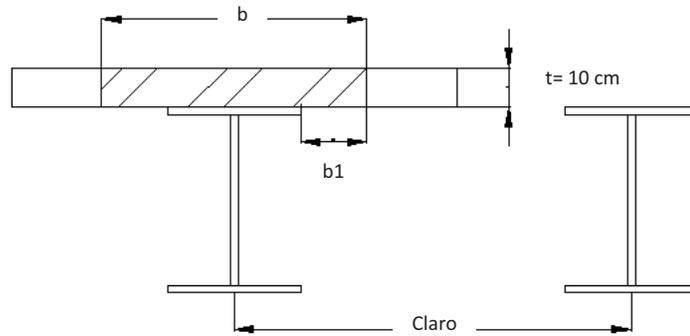
Condición B
Condición A

Diferencia de pesos 50.6 kg (aprox 50% más que la condición A)

Como puede apreciarse, la solución de la viga para la condición final de cargar (B), resulta aproximadamente un 50% más pesado. Lo que vamos a hacer a continuación es tratar de utilizar la viga que fue solución para la condición (A), para admitir el momento que se produce con la totalidad de la carga (Condición B), pero, ayudada la viga de acero, por la contribución de la losa de concreto, a través de los conectores de cortante.

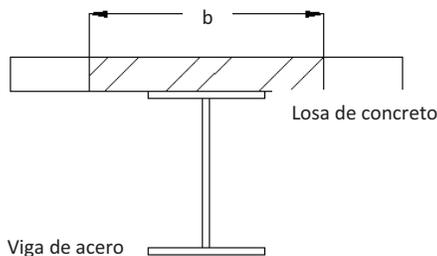
Condición B (Sección compuesta)

Ancho de losa que ayudará al trabajo de la viga de acero.
 Artículo (357)



$b \leq \text{claro}/4$	$615/4$	153.75 Cm		
$b1 \leq$	$615/2 - 18/2$	298.5 Cm		
	$(615-9) \times 2 +$			
$b =$	18	1000		
$b1 \leq 8t$	$8t = 8 \times 10$	80 Cm	$b = 80 + 80 + 18$	178 cm
				RIGE

b = 178 cm



SECCIÓN EQUIVALENTE DE ACERO

Para transformar el área de la losa de concreto en un área equivalente de acero, se procede en igual forma que se hace en concreto, utilizando la relación entre módulo de elasticidad del acero y del concreto "n"

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS LOSAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2100000}{100000} = 21 \quad n = 14.85 \quad n = 14.85$$

$$b_s = \frac{b}{n} = \frac{11.99}{14.85} = 0.807 \text{ cm} \quad b_s = 12 \text{ cm}$$

Posición del centro de gravedad del conjunto
Tomando momentos respecto al eje "x"

$$y = \frac{(68.32 \times 15.55) + (120 \times 36.1)}{68.32 + 120} = 28.626593 \text{ cm}$$

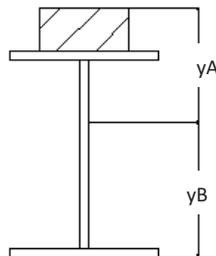
$$y = \frac{(A \times D/2) + (b_s \times t \times (d+t/2))}{\text{area} + t \times b_s}$$

Valor de Ix

$$I_x = \frac{(b_s t)^3 + (y_a^2) + (b_s t^3)/12 + A \times (y_b^2)}{12}$$

$$I_x = 68948.3738 \text{ cm}^4$$

A continuación se determinarán los esfuerzos máximos de tensión en el acero y compresión en el concreto que se presentan bajo la acción del momento flexionante máximo (Método elástico)



Esfuerzo máximo de tensión en A

$$f_{tA} = \frac{M_B / S_A}{I_x / y_B} = 1401.1377 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo máximo de tensión en B

$$f_{aB} = \frac{M_B / S_B}{I_x / y_A} \cdot n = 41.113815 \text{ kg/cm}^2$$

Se multiplica por "n" para regresar a la sección de concreto

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS LOSAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

ftA	1401.13767 kg/cm ² (Tensión)	<	0.66f _y	(=1670kg/cm ²) El esfuerzo es Aceptable
faB	41.1138148 kg/cm ² (compresión)	<	0.5f' _c	(=125kg/cm ²) El esfuerzo es Aceptable
a=	$\frac{Asfy}{0.85 f'c b}$		6.5281692	< 10 cm Profundidad del eje neutro cae dentro de la losa de concreto.
f*c=	0.7f' _c		175 kg/cm ²	
FR=	0.9			
MR=	FRAsfy (0.5d + t - 0.5a)			
MR=	3459122.17 kg/cm	>	3374700 kg/cm	

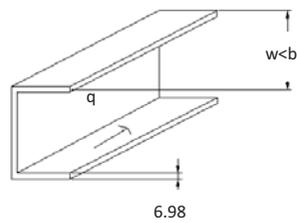
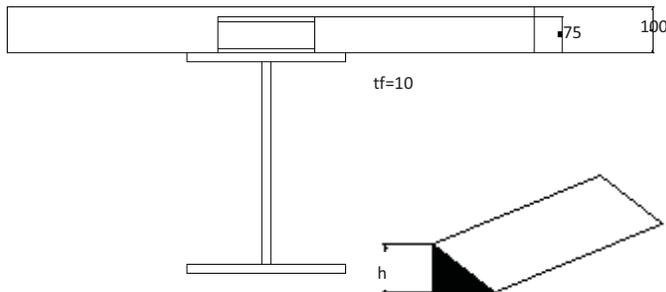
Solución

IPR 12 x 6 1/2 (53.7 kg/m)

Diseño de los conectores

Usando canales

CPS 3" (6.1kg/m)



h= 1/4"

Capacidad Soladura 140 x 4 560kg/cm

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS LOSAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

$w = 10 \text{ cm}$
 $q = 1410w \text{ kg}$ (Ver tabla 360-I Reglamento)
 $q = 14100 \text{ kg}$ para $w = 10\text{cm}$
 $A_c = 1780$
 $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

Num. Conectores V_h / q

Valor de V_h

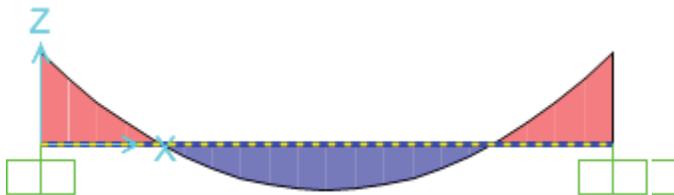
$V_h = 0.85f_c A_c = 378250 \text{ kg}$

$V_h = A_s f_y = 172849.6 \text{ kg}$ **RIGE EL MENOR**

Num. Conectores $12.258837 \approx$ 13

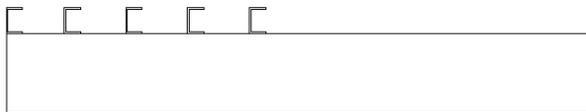
Num. Conectores 13

Distribución de los conectores

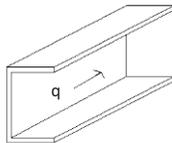


13 Conectores
14 Espacios

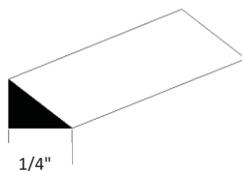
$S = 615 / 14$
 $S = 43.928571 \text{ cm}$



Cálculo de la soldadura para unir los conectores al patín

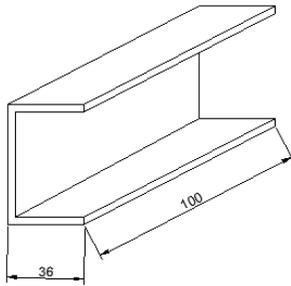


$q = 14100 \text{ kg}$



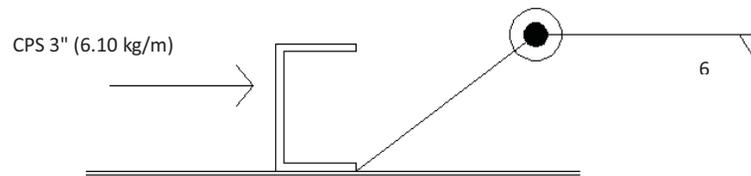
Capacidad Soldadura 560 kg/cm

$$\text{Long. Soldadura} \quad q / c \quad 25.178571 \quad = \quad 25.2$$



$$\text{Longitud disponible para alojar la soldadura} \\ \text{Ldisp} = (10+3.6) \times 2 \quad 27.2 \quad > \quad 25.2$$

Como el espacio que quedaría sin soldadura es mínimo, se optará por colocar la soldadura alrededor de toda la pieza.



El diseño de estas características de viga está condicionado para todos los claros de 6 y 6.15 metros, por lo cual se deberá aplicar a los mismos, en sus secciones de IPR, losacero y los respectivos conectores de cortante, por lo cual es de carácter indispensable lograr un buen ensamblaje entre los mismos para el mejor funcionamiento del elemento estructural.

Nota: Las tablas a las que se hace referencia y ecuaciones se encuentran en la parte de anexos.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS LOSAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

Condición A (CONCRETO FRESCO)

AREA TRIBUTARIA
2 m

Determinación del peso de la losa:

Carga viva (Concreto fresco):	100 kg/m ²
F'c:	50 kg/cm ²

ANÁLISIS DE CARGAS.

Lámina sección 4 calibre 18

1.- Peso del concreto (10 cm de espesor)	0.21 ton/m ²	
2.- Peso propio de la viga	0.0375 ton/m ²	
Supondremos	75 kg/m	
75 / Atrib	75	37.5 kg/m ²
Atrib	2 m	
3.- Carga viva:	0.1 ton/m ²	
SUMA	0.3475 ton/m²	

Carga viva:

La carga viva se estima cuando el concreto, aun sin fraguar, puede recibir alguna carga por concepto de peso de personas o algún material apoyado sobre la losa.

Por lo tanto para este nivel se tiene que la carga total por metro cuadrado a considerar es de:

Carga Total 0.70 ton/m

WA= 0.695 ton/m

MA= 2.245 ton/m Concreto fresco

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS LOSAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

Condición B (CONCRETO FRAGUADO)

<u>Determinación del peso de la losa:</u>	AREA TRIBUTARIA 2 m
Carga viva (Concreto fraguado):	800 kg/m ²

ANÁLISIS DE CARGAS.

Lámina sección 4 calibre 18

1.- Peso del concreto (10 cm de espesor)	0.21 ton/m ²	
2.- Peso propio de la viga	0.0375 ton/m ²	
Supondremos	75 kg/m	
75 / Atrib	75	37.5 kg/m ²
Atrib	2	
3.- Carga viva:	0.8 ton/m ²	
SUMA	1.0475 ton/m²	

Carga Total **2.095 ton/m**

WB= 2.095 ton/m

MB= 6.847 ton/m Concreto
fraguado

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

Solución de la viga para la condición A

AREA TRIBUTARIA

2 m

A continuación, encontraremos la solución de la viga para las condiciones iniciales de carga, para lo cual, consideraremos un esfuerzo permisible $F_b = 0.60 f_y$, tomando en cuenta que, aunque la viga no cumple, inicialmente, de una manera estricta, el requisito de sujeción lateral (ART. 326), los patines superiores se pueden considerar sujetos por la cimbra, aunque sea de una manera parcial.

$$S_{req} = \frac{MA}{F_b} = \frac{224500}{1520} = 147.69737 \text{ cm}^4$$

IPR	10 x 4	17.1 kg/m
S_x		172 cm ⁴
A		21.87 cm ²
I_x		2160 cm ⁴
B		10 cm
Tf		5.2 cm

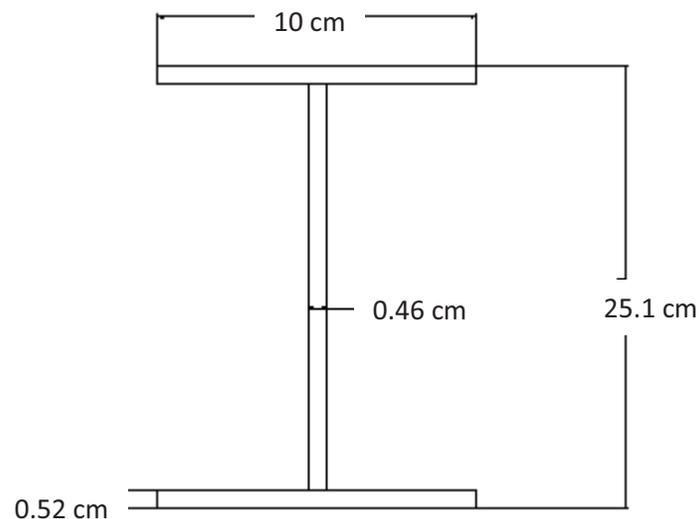
Revisión de b/t

$$(b/2)/t_f = 0.96153846 < 15.5$$

$$\text{Caso B1} \quad b/t \leq 800/v_{fy} = 15.5$$

Solución condición A

IPR 10 x 4 (17.1 kg/m)



DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

Solución de la viga para la condición B

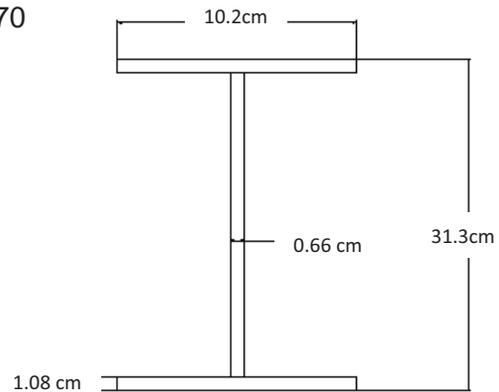
AREA TRIBUTARIA

2 m

A continuación se calculará ¿Cuál sería la solución para la viga sin considerar la contribución de la losa de concreto al trabajo de la viga de acero?

Si consideramos sección compacta $F_b = 0.66 f_y = 1670 \text{ Kg/m}^2$

Sreq=	<u>Mb</u>	<u>684700</u>	410 cm ⁴
	Fb	1670	
IPR	12 x 4	32.8 kg/m	
	Sx=	414 cm ⁴	
	A=	41.74 cm ²	
	Ix=	6481 cm ⁴	
	B	10.2 cm	
	Tf	1.08 cm	
	Tw	0.66 cm	
	d=	31.3 cm	
Revisión de b/t			
(b/2)/tf	4.72222222	<	15.5
Caso B1	b/t	≤	800/vfy = 15.5



Solución condición B

IPR 12 x 4 (32.8 kg/m)

Revisión sección compacta

1) Si cumple

2) Patin $b/t \leq 440/vfy = 8.75$
 $(b/2) / tf = 4.7222222 < 8.75$ **CORRECTO**

3) Alma $d/t \leq 3450/vfy = 68.59$
 $d/tw = 47.424242 < 68.59$ **CORRECTO**

4) Sujeción lateral Si la cumple

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS
AREA TRIBUTARIA
2 m

La solución de la viga sin la contribución de la losa sería:

IPR 12 x 4 (32.8kg/m)
IPR 10 x 4 (17.1 kg/m)

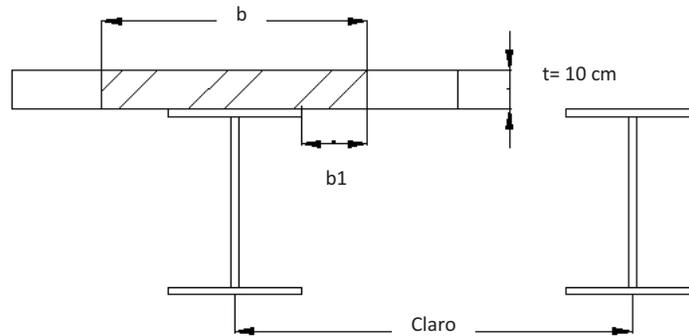
Condición B
Condición A

Diferencia de pesos 15.7 kg (aprox 40% más que la condición A)

Como puede apreciarse, la solución de la viga para la condición final de cargar (B), resulta aproximadamente un 40% más pesado. Lo que vamos a hacer a continuación es tratar de utilizar la viga que fue solución para la condición (A), para admitir el momento que se produce con la totalidad de la carga (Condición B), pero, ayudada la viga de acero, por la contribución de la losa de concreto, a través de los conectores de cortante.

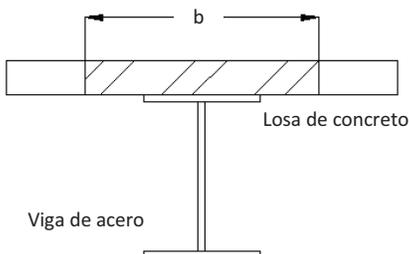
Condición B (Sección compuesta)

Ancho de losa que ayudará al trabajo de la viga de acero.
 Artículo (357)



$b \leq \text{claro}/4$	$200/4$	50 cm		
$b1 \leq$	$200/2 - 18/2$	91 cm		
	$(200-9) \times 2 +$			
$b =$	18	400		
$b1 \leq 8t$	$8t = 8 \times 10$	80 cm	$b = 80 + 80 + 18$	178 cm
b =				RIGE
				178 cm

SECCIÓN EQUIVALENTE DE ACERO



Para transformar el área de la losa de concreto en un área equivalente de acero, se procede en igual forma que se hace en concreto, utilizando la relación entre módulo de elasticidad del acero y del concreto "n"

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS LOSAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2100000}{10000} \sqrt{200} = 14.85 \quad n = 14.85$$

$$b_s = b/n = 11.99 = b_s = 12 \text{ cm}$$

Posición del centro de gravedad del conjunto
Tomando momentos respecto al eje "x"

$$y = \frac{(21.87 \times 25.1) + (120 \times 30.1)}{21.87 + 120} = 29.329224 \text{ cm}$$

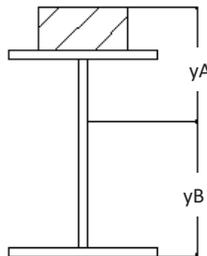
$$((A \times D/2) + (b_s \times t \times (d+t/2))) / \text{area} + t \times b_s$$

Valor de Ix

$$I_x = (b_s \times t) + (y_a^2) + (b_s \times t^3) / 12 + A \times (y_b^2)$$

$$I_x = 22124.739 \text{ cm}^4$$

A continuación se determinarán los esfuerzos máximos de tensión en el acero y compresión en el concreto que se presentan bajo la acción del momento flexionante máximo (Método elástico)



Esfuerzo máximo de tensión en A

$$f_{tA} = \frac{M_B / S_A}{M_B / (I_x / y_B)} = 907.65905 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo máximo de tensión en B

$$f_{aB} = \frac{M_B / S_B}{M_B / (I_x / y_A) \times n} = 12.02674 \text{ kg/cm}^2$$

Se multiplica por "n" para regresar a la sección de concreto

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS LOSAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

ftA = 907.659051 kg/cm² < 0.66f_y (=1670kg/cm²)
 (Tensión) El esfuerzo es Aceptable

faB = 12.0267402 kg/cm² < 0.5f'_c (=125kg/cm²)
 (compresión) El esfuerzo es Aceptable

a = $\frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$ = 2.0897403 < 10 cm
 Profundidad del eje neutro cae dentro de la losa de concreto.

f*c = 0.7f'_c = 175 kg/cm²

FR = 0.9

MR = FRAs_y (0.5d + t - 0.5a)

MR = 1070912.24 kg/cm > 684700 kg/cm

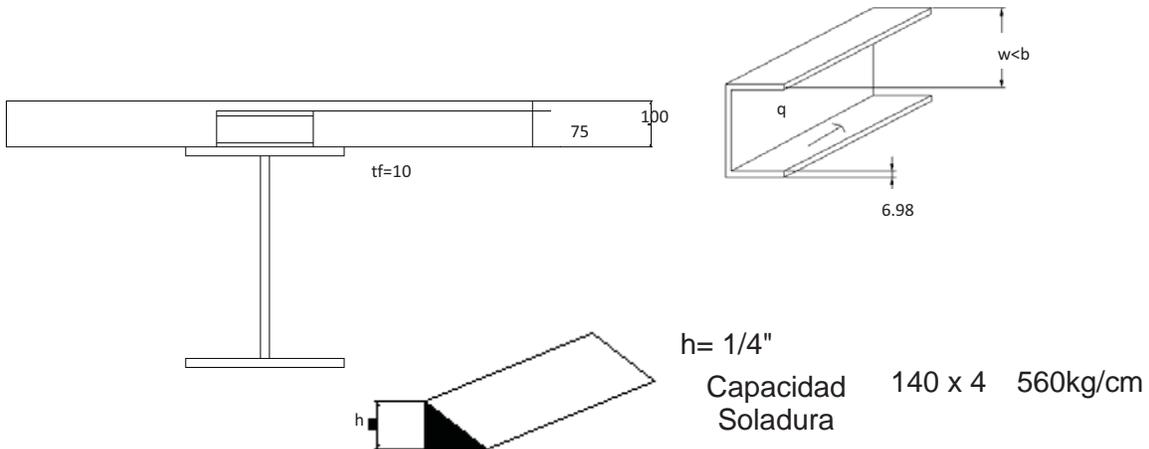
Solución

IPR 10 x 4 (17.1 kg/m)

Diseño de los conectores

Usando canales

CPS 3" (6.1kg/m)



DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS LOSAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

w=	10 cm	
q=	1410w kg	(Ver tabla 360-I Reglamento)
q=	14100 kg	para w= 10cm
Ac=	1780	
fc=	250 kg/cm ²	

Num. Conectores Vh / q

Valor de Vh

Vh= 0.85fcAc = 378250 kg

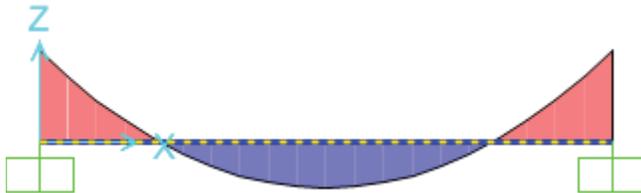
Vh= Asfy = 55331.1 kg

RIGE EL MENOR

Num. Conectores 3.9241915 ≈ 4

Num. Conectores 4

Distribución de los conectores

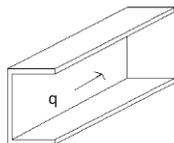


4 Conectores
5 Espacios

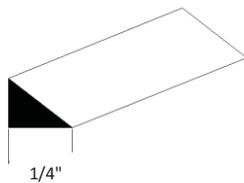
S= 200 / 5
S= 40 cm



Cálculo de la soldadura para unir los conectores al patín

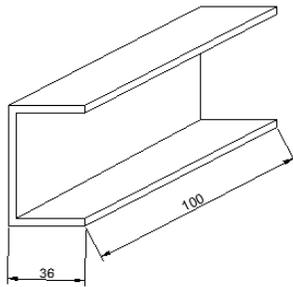


q= 14100 kg



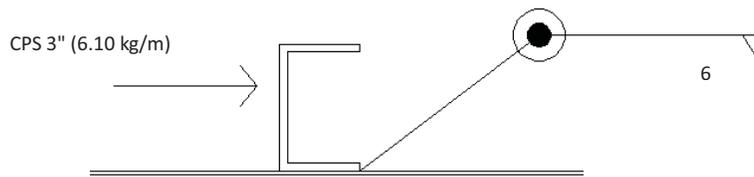
Capacidad Soldadura 560 kg/cm

$$\text{Long. Soldadura} \quad q / c \quad 25.178571 \quad = \quad 25.2$$



$$\text{Longitud disponible para alojar la soldadura} \\ L_{\text{disp}} = (10+3.6) \times 2 \quad 27.2 \quad > \quad 25.2$$

Como el espacio que quedaría sin soldadura es mínimo, se optará por colocar la soldadura alrededor de toda la pieza.



El diseño de estas características de viga está condicionado para todos los claros de 2 metros, por lo cual se deberá aplicar a los mismos, en sus secciones de IPR, losacero y los respectivos conectores de cortante, por lo cual es de carácter indispensable lograr un buen ensamblaje entre los mismos para el mejor funcionamiento del elemento estructural.

Nota: Las tablas a las que se hace referencia y ecuaciones se encuentran en la parte de anexos.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS LOSAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

Condición A (CONCRETO FRESCO)

AREA TRIBUTARIA

5 m

Determinación del peso de la losa:

Carga viva (Concreto fresco):	100 kg/m ²
F'c:	50 kg/cm ²

ANÁLISIS DE CARGAS.

Lámina sección 4 calibre 18

1.- Peso del concreto (10 cm de espesor)	0.21 ton/m ²	
2.- Peso propio de la viga	0.015 ton/m ²	
Supondremos	75 kg/m	
75 / Atrib	75	15 kg/m ²
Atrib	5 M	
3.- Carga viva:	0.1 ton/m ²	
SUMA	0.325 ton/m²	

Carga viva:

La carga viva se estima cuando el concreto, aun sin fraguar, puede recibir alguna carga por concepto de peso de personas o algún material apoyado sobre la losa.

Por lo tanto para este nivel se tiene que la carga total por metro cuadrado a considerar es de:

Carga Total **1.63 ton/m**

WA= 1.625 ton/m

MA= 8.989 ton/m Concreto fresco

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS LOSAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

Condición B (CONCRETO FRAGUADO)

<u>Determinación del peso de la losa:</u>	AREA TRIBUTARIA 5 m
Carga viva (Concreto fraguado):	800 kg/m ²

ANÁLISIS DE CARGAS.

Lámina sección 4 calibre 18

1.- Peso del concreto (10 cm de espesor)	0.21 ton/m ²	
2.- Peso propio de la viga	0.015 ton/m ²	
Supondremos	75 kg/m	
75 / Atrib	75	15 kg/m ²
Atrib	5	
3.- Carga viva:	0.8 ton/m ²	
SUMA	1.025 ton/m²	

Carga Total **5.125 ton/m**

WB= 5.125 ton/m

MB= 27.482 ton/m Concreto
fraguado

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

Solución de la viga para la condición A

AREA TRIBUTARIA

5 m

A continuación, encontraremos la solución de la viga para las condiciones iniciales de carga, para lo cual, consideraremos un esfuerzo permisible $F_b = 0.60 f_y$, tomando en cuenta que, aunque la viga no cumple, inicialmente, de una manera estricta, el requisito de sujeción lateral (ART. 326), los patines superiores se pueden considerar sujetos por la cimbra, aunque sea de una manera parcial.

$$S_{req} = \frac{M_A}{F_b} = \frac{898900}{1520} = 591.38158 \text{ cm}^4$$

IPR	14 x 6 ¾	44.7 kg/m
	Sx=	685 cm ⁴
	A=	56.84 cm ²
	Ix=	12053 cm ⁴
	B	17.1 cm
	Tf	0.97 cm

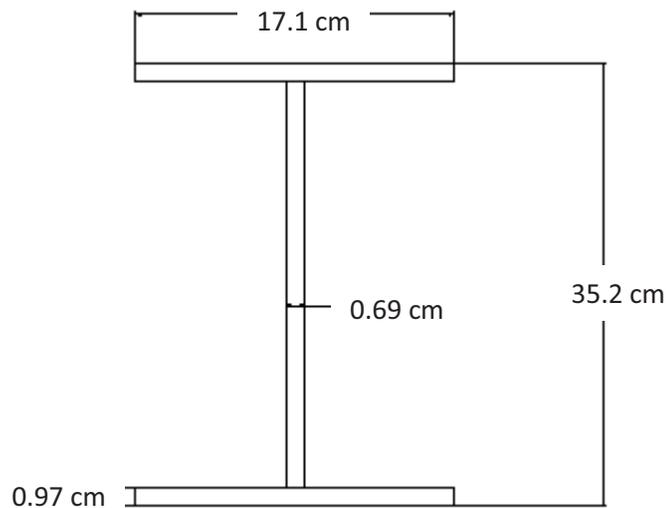
Revisión de b/t

$$(b/2)/t_f = 8.81443299 < 15.5$$

$$\text{Caso B1} \quad b/t \leq 800/\sqrt{f_y} = 15.5$$

Solución condición A

IPR 14 x 6 ¾ (44.7 kg/m)



DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

Solución de la viga para la condición B

AREA TRIBUTARIA

5 m

A continuación se calculará ¿Cuál sería la solución para la viga sin considerar la contribución de la losa de concreto al trabajo de la viga de acero?

Si consideramos sección compacta $F_b = 0.66 f_y = 1670 \text{ Kg/m}^2$

Sreq=	$\frac{M_b}{F_b}$	$\frac{2748200}{1670}$	1645.6287 cm^4
IPR	18 x 8 3/4	95.4 kg/m	
	$S_x =$	1917 cm^4	
	$A =$	121.29 cm^2	
	$I_x =$	43529 cm^4	
	$B =$	22.1 cm	
	$T_f =$	1.74 cm	
	$T_w =$	1.02 cm	
	$d =$	45.4 cm	
Revisión de b/t			
$(b/2)/t_f$	6.35057471	<	15.5
Caso B1	b/t	\leq	$800/\sqrt{f_y} = 15.5$

Solución condición B

IPR 18 x 8 3/4 (95.4 kg/m)

Revisión sección compacta

1) Si cumple

2) Patin $b/t \leq 440/\sqrt{f_y} \quad . = 8.75$
 $(b/2) / t_f \quad 6.3505747 \quad < \quad 8.75 \quad \text{CORRECTO}$

3) Alma $d/t \leq 3450/\sqrt{f_y} \quad . = 68.59$
 $d/t_w \quad 44.509804 \quad < \quad 68.59 \quad \text{CORRECTO}$

4) Sujeción lateral Si la cumple

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS
AREA TRIBUTARIA
5 m

La solución de la viga sin la contribución de la losa sería:

IPR 18 x 8 3/4 (95.4 kg/m)
IPR 14 x 6 3/4 (44.7 kg/m)

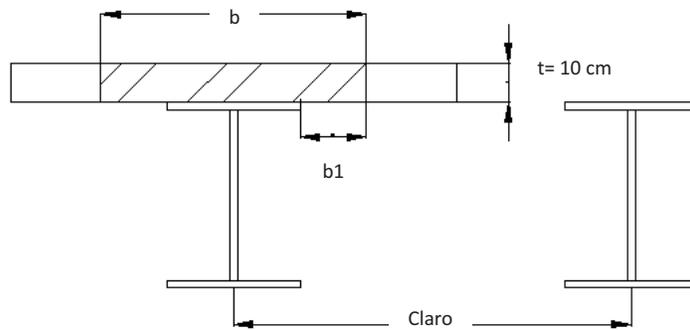
Condición B
Condición A

Diferencia de pesos 50.7 kg (aprox 60% más que la condición A)

Como puede apreciarse, la solución de la viga para la condición final de carga (B), resulta aproximadamente un 60% más pesado. Lo que vamos a hacer a continuación es tratar de utilizar la viga que fue solución para la condición (A), para admitir el momento que se produce con la totalidad de la carga (Condición B), pero, ayudada la viga de acero, por la contribución de la losa de concreto, a través de los conectores de cortante.

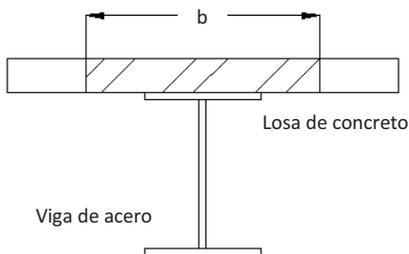
Condición B (Sección compuesta)

Ancho de losa que ayudará al trabajo de la viga de acero.
 Artículo (357)



$b \leq \text{claro}/4$	$500/4$	125 cm		
$b1 \leq$	$500/2 - 18/2$	241 cm		
	$(500-9) \times 2 +$			
$b =$	18	1000		
$b1 \leq 8t$	$8t = 8 \times 10$	80 cm	$b = 80 + 80 + 18$	178 cm
				RIGE
b =		178 cm		

SECCIÓN EQUIVALENTE DE ACERO



Para transformar el área de la losa de concreto en un área equivalente de acero, se procede en igual forma que se hace en concreto, utilizando la relación entre módulo de elasticidad del acero y del concreto "n"

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS LOSAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2100000}{100000} = 21 \quad n = 14.85$$

$$b_s = \frac{b}{n} = \frac{11.99}{14.85} = 0.808 \text{ cm} \quad b_s = 12 \text{ cm}$$

Posición del centro de gravedad del conjunto
Tomando momentos respecto al eje "x"

$$y = \frac{(56.84 \times 17.6) + (120 \times 40.2)}{56.48 + 120} = 32.935897 \text{ cm}$$

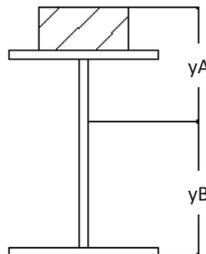
$$((A \times D/2) + (b_s \times t \times (d+t/2))) / \text{area} + t \times b_s$$

Valor de Ix

$$I_x = (b_s t)^3 / 12 + A \times (y_b)^2$$

$$I_x = 74980.712 \text{ cm}^4$$

A continuación se determinarán los esfuerzos máximos de tensión en el acero y compresión en el concreto que se presentan bajo la acción del momento flexionante máximo (Método elástico)



Esfuerzo máximo de tensión en A

$$f_{tA} = \frac{M_B}{S_A} = \frac{M_B}{I_x / y_B} = 1207.1695 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo máximo de tensión en B

$$f_{aB} = \frac{M_B}{S_B} = \frac{M_B}{I_x / y_A} \times n = 30.270954 \text{ kg/cm}^2$$

Se multiplica por "n" para regresar a la sección de concreto

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS LOSAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

ftA = 1207.16954 kg/cm² < 0.66fy (=1670kg/cm²)
(Tensión) El esfuerzo es Aceptable

faB = 30.270954 kg/cm² < 0.5f'c (=125kg/cm²)
(compresión) El esfuerzo es Aceptable

a = $\frac{Asfy}{0.85 f'c b}$ = 5.4312227 < 10 cm
Profundidad del eje neutro cae dentro de la losa de concreto.

f*c = 0.7f'c = 175 kg/cm²

FR = 0.9

MR = FRAsfy (0.5d + t - 0.5a)

MR = 3220654.04 kg/cm > 2748200 kg/cm

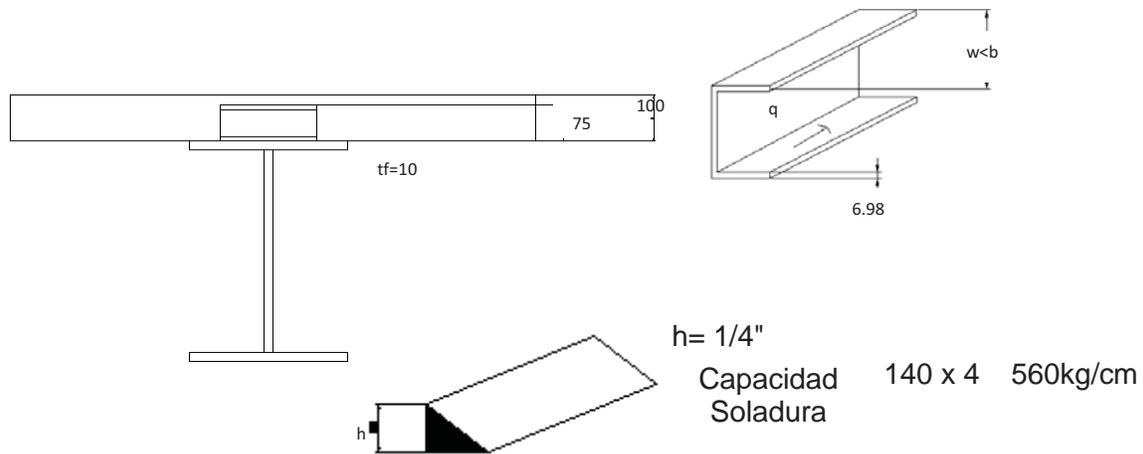
Solución

IPR 14 x 6 3/4 (44.7 kg/m)

Diseño de los conectores

Usando canales

CPS 3" (6.1kg/m)



DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS LOSAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

$w = 10 \text{ cm}$
 $q = 1410w \text{ kg}$ (Ver tabla 360-I Reglamento)
 $q = 14100 \text{ kg}$ para $w = 10\text{cm}$
 $A_c = 1780$
 $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

Num. Conectores V_h / q

Valor de V_h

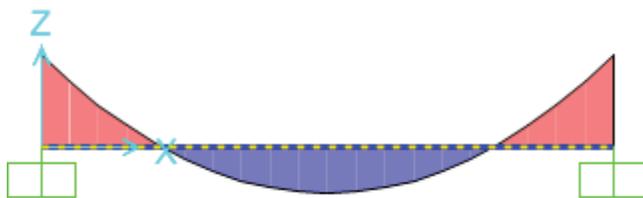
$V_h = 0.85f_cA_c = 378250 \text{ kg}$

$V_h = A_s f_y = 143805.2 \text{ kg}$ **RIGE EL MENOR**

Num. Conectores $10.19895 \approx$ 11

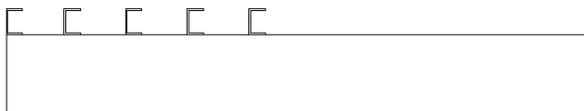
Num. Conectores 11

Distribución de los conectores

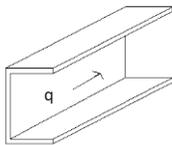


11 Conectores
12 Espacios

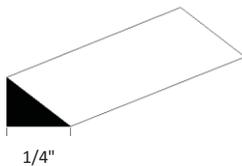
$S = 500 / 12$
 $S = 41.666667 \text{ cm}$



Cálculo de la soldadura para unir los conectores al patín

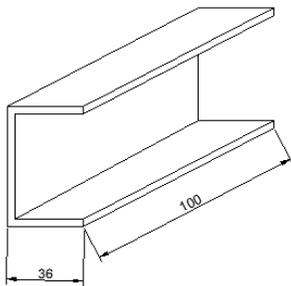


$q = 14100 \text{ kg}$



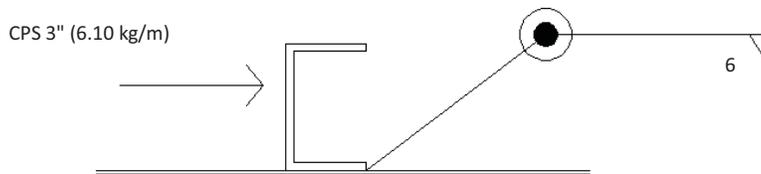
Capacidad Soldadura 560 kg/cm

Long. Soldadura q / c 25.178571 = 25.2



Longitud disponible para alojar la soldadura
 $L_{disp} = (10+3.6) \times 2 = 27.2 > 25.2$

Como el espacio que quedaría sin soldadura es mínimo, se optará por colocar la soldadura alrededor de toda la pieza.



El diseño de estas características de viga está condicionado para todos los claros de 5 y 4.25 metros, por lo cual se deberá aplicar a los mismos, en sus secciones de IPR, losacero y los respectivos conectores de cortante, por lo cual es de carácter indispensable lograr un buen ensamblaje entre los mismos para el mejor funcionamiento del elemento estructural.

Nota: Las tablas a las que se hace referencia y ecuaciones se encuentran en la parte de anexos.

A continuación se mostrarán los cálculos realizados para el diseño y análisis de la losa y las vigas para las cargas presentadas en los niveles de entrepiso.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS LOSAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

Condición A (CONCRETO FRESCO)

AREA TRIBUTARIA

6.15 m

Determinación del peso de la losa:

Carga viva (Concreto fresco):	100 kg/m ²
F'c:	50 kg/cm ²

ANÁLISIS DE CARGAS.

Lámina sección 4 calibre 18

1.- Peso del concreto (10 cm de espesor)	0.21 ton/m ²
2.- Peso propio de la viga	0.0121951 ton/m ²
Supondremos	75 kg/m
75 / Atrib	75
	12.195122 kg/m ²
Atrib	6.15 m
3.- Carga viva:	0.1 ton/m ²
SUMA	0.3221951 ton/m²

Carga viva:

La carga viva se estima cuando el concreto, aun sin fraguar, puede recibir alguna carga por concepto de peso de personas o algún material apoyado sobre la losa.

Por lo tanto para este nivel se tiene que la carga total por metro cuadrado a considerar es de:

Carga Total 1.98 ton/m

WA= 1.9815 ton/m

MA= 11.08759 ton/m Concreto fresco

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS LOSAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

Condición B (CONCRETO FRAGUADO)

Determinación del peso de la losa:

AREA TRIBUTARIA

6.15 m

Carga viva (Concreto fraguado): 500 kg/m²

ANÁLISIS DE CARGAS.

Lámina sección 4 calibre 18

1.- Peso del concreto (10 cm de espesor) 0.21 ton/m²

2.- Peso propio de la viga 0.0121951 ton/m²

Supondremos 75 kg/m

75 / Atrib 75 12.195122 kg/m²

Atrib 6.15

3.- Carga viva: 0.5 ton/m²

SUMA 0.7221951 ton/m²

Carga Total 4.4415 ton/m

WB= 4.4415 ton/m

MB= 23.719 ton/m Concreto fraguado

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

Solución de la viga para la condición A

AREA TRIBUTARIA

6.15 m

A continuación, encontraremos la solución de la viga para las condiciones iniciales de carga, para lo cual, consideraremos un esfuerzo permisible $F_b = 0.60 f_y$, tomando en cuenta que, aunque la viga no cumple, inicialmente, de una manera estricta, el requisito de sujeción lateral (ART. 326), los patines superiores se pueden considerar sujetos por la cimbra, aunque sea de una manera parcial.

$$S_{req} = \frac{M_A}{F_b} = \frac{1108759}{1520} = 729.44671 \text{ cm}^4$$

IPR	12 x 6 1/2	53.7 kg/m
$S_x =$		752 cm ⁴
A =		68.32 cm ²
$I_x =$		11687 cm ⁴
B		16.7 cm
Tf		1.37 cm

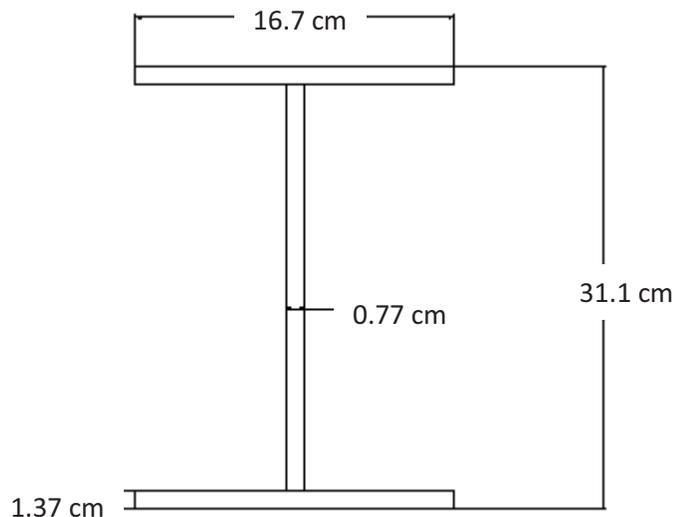
Revisión de b/t

$$(b/2)/t_f = 6.09489051 < 15.5$$

$$\text{Caso B1} \quad b/t \leq 800/v_{fy} = 15.5$$

Solución condición A

IPR 12 x 6 1/2 (53.7 kg/m)



DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

Solución de la viga para la condición B

AREA TRIBUTARIA

6.15 m

A continuación se calculará ¿Cuál sería la solución para la viga sin considerar la contribución de la losa de concreto al trabajo de la viga de acero?

Si consideramos sección compacta $F_b = 0.66 f_y = 1670 \text{ Kg/m}^2$

Sreq=	$\frac{M_b}{F_b}$	$\frac{2371900}{1670}$	1420.2994 cm^4
IPR	18 x 8 3/4	95.4 kg/m	
	$S_x =$	1917 cm^4	
	$A =$	121.29 cm^2	
	$I_x =$	43529 cm^4	
	$B =$	22.1 cm	
	$t_f =$	1.74 cm	
	$t_w =$	1.02 cm	
	$d =$	45.4 cm	
Revisión de b/t			
$(b/2)/t_f$	6.35057471	<	15.5
Caso B1	b/t	\leq	$800/\sqrt{f_y} = 15.5$

Solución condición B

IPR 18 x 8 3/4 (95.4kg/m)

Revisión sección compacta

1) Si cumple

2) Patin $b/t \leq 440/\sqrt{f_y} \quad . = 8.75$
 $(b/2) / t_f \quad 6.3505747 \quad < \quad 8.75 \quad \text{CORRECTO}$

3) Alma $d/t \leq 3450/\sqrt{f_y} \quad . = 68.59$
 $d/t_w \quad 44.509804 \quad < \quad 68.59 \quad \text{CORRECTO}$

4) Sujeción lateral Si la cumple

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

La solución de la viga sin la contribución de la losa sería:

IPR 18 x 8 3/4 (95.4 kg/m)
IPR 12 x 6 1/2 (53.7 kg/m)

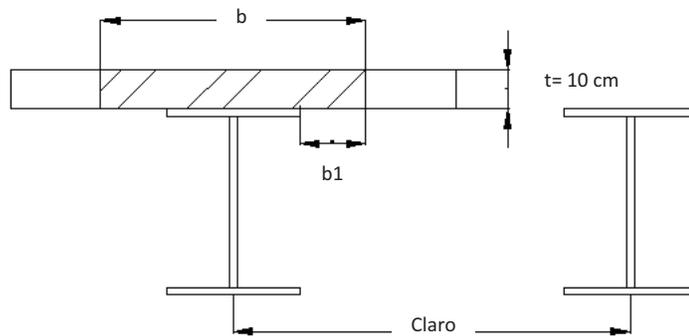
Condición B
Condición A

Diferencia de pesos 41.7 kg (aprox 40% más que la condición A)

Como puede apreciarse, la solución de la viga para la condición final de cargar (B), resulta aproximadamente un 40% más pesado. Lo que vamos a hacer a continuación es tratar de utilizar la viga que fue solución para la condición (A), para admitir el momento que se produce con la totalidad de la carga (Condición B), pero, ayudada la viga de acero, por la contribución de la losa de concreto, a través de los conectores de cortante.

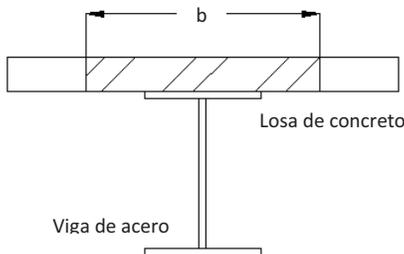
Condición B (Sección compuesta)

Ancho de losa que ayudará al trabajo de la viga de acero.
Artículo (357)



$b \leq \text{claro}/4$	615/4	153.75 cm			
$b1 \leq$	615/2 - 18/2	298.5 cm			
	(615-9)x2 +				
$b =$	18	1000			
$b1 \leq 8t$	$8t = 8 \times 10$	80 cm	$b = 80 + 80 + 18$		178 Cm
					RIGE
b =		178 cm			

SECCIÓN EQUIVALENTE DE ACERO



Para transformar el área de la losa de concreto en un área equivalente de acero, se procede en igual forma que se hace en concreto, utilizando la relación entre módulo de elasticidad del acero y del concreto "n"

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS LOSAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

$$n = \frac{E_s/E_c}{2100000/10000 \cdot (200)} = 14.85 \quad n = 14.85$$

$$b_s = \frac{b}{n} = \frac{11.99}{14.85} = 0.807 \text{ m} \quad \text{bs} = 12 \text{ Cm}$$

Posición del centro de gravedad del conjunto
Tomando momentos respecto al eje "x"

$$y = \frac{(68.32 \times 15.55) + (120 \times 36.1)}{68.32 + 120} = 28.644732 \text{ Cm}$$

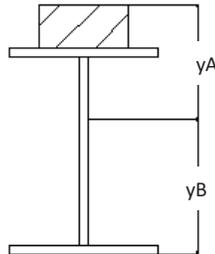
$$\left((A \times D/2) + (b_s \times t \times (d+t/2)) \right) / \text{area} + t b_s$$

Valor de Ix

$$I_x = \frac{(b_s t)^3 + (y_a^2) + (b_s t)^3}{12} + A \times (y_b^2)$$

$$I_x = 69018.8967 \text{ cm}^4$$

A continuación se determinarán los esfuerzos máximos de tensión en el acero y compresión en el concreto que se presentan bajo la acción del momento flexionante máximo (Método elástico)



Esfuerzo máximo de tensión en A

$$f_{tA} = \frac{M_B / S_A}{M_B / (I_x / y_B)} = 984.40346 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo máximo de tensión en B

$$f_{aB} = \frac{M_B / S_B}{M_B / (I_x / y_A) \cdot n} = 28.825242 \text{ kg/cm}^2$$

Se multiplica por "n" para regresar a la sección de concreto

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS LOSAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

ftA 984.403459 kg/cm² < 0.66fy (=1670kg/cm²)
 (Tensión) El esfuerzo es Aceptable

faB 28.8252421 kg/cm² < 0.5f'c (=125kg/cm²)
 (compresión) El esfuerzo es Aceptable

a= $\frac{Asfy}{0.85 f'c b}$ 6.5281692 < 10 cm
 Profundidad del eje neutro cae dentro de la losa de concreto.

f*c= 0.7f'c 175 kg/cm²

FR= 0.9

MR= FRAsfy (0.5d + t - 0.5a)

MR= 3466900.41 kg/cm > 2371900 kg/cm

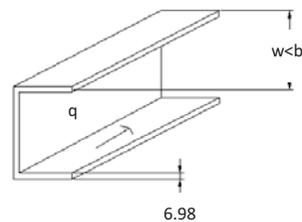
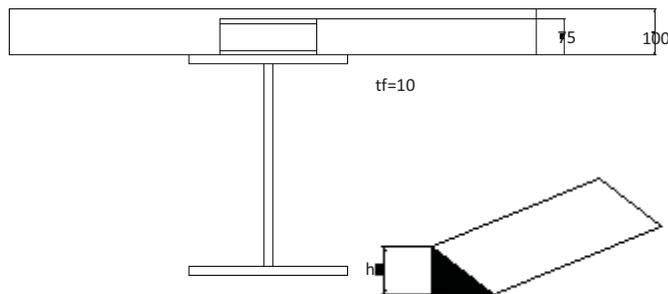
Solución

IPR 12 x 6 1/2 (53.7 kg/m)

Diseño de los conectores

Usando canales

CPS 3" (6.1kg/m)



h= 1/4"

Capacidad Soladura 140 x 4 560kg/cm

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS LOSAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

w=	10 cm		
q=	1410w kg		(Ver tabla 360-I Reglamento)
q=	14100 kg		para w= 10cm
Ac=	1780		
fc=	250 kg/cm ²		

Num. Conectores Vh / q

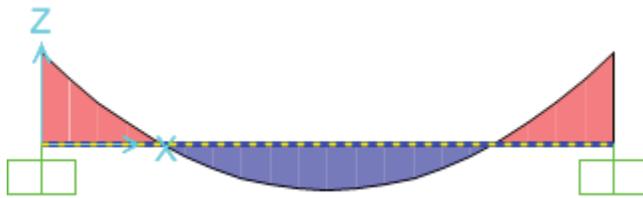
Valor de Vh

Vh=	0.85fcAc	=	378250 kg	
Vh=	Asfy	=	172849.6 kg	RIGE EL MENOR

Num. Conectores 12.258837 ≈ 13

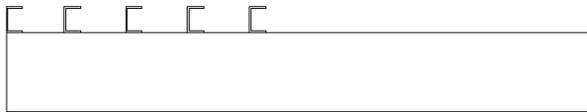
Num. Conectores 13

Distribución de los conectores

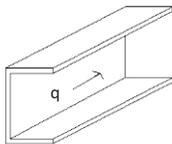


13 Conectores
14 Espacios

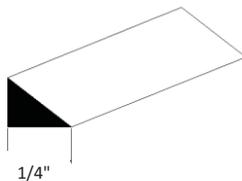
S= 615 / 14
S= 43.928571 cm



Cálculo de la soldadura para unir los conectores al patín

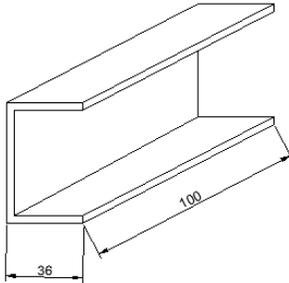


q= 14100 kg



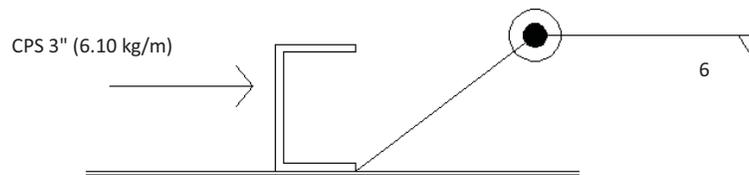
Capacidad Soldadura 560 kg/cm

Long. Soldadura	q / c	25.178571	=	25.2
-----------------	-------	-----------	---	------



Longitud disponible para alojar la soldadura				
Ldisp=	(10+3.6)x2	27.2	>	25.2

Como el espacio que quedaría sin soldadura es mínimo, se optará por colocar la soldadura alrededor de toda la pieza.



El diseño de estas características de viga está condicionado para todos los claros de 6 y 6.15 metros, por lo cual se deberá aplicar a los mismos, en sus secciones de IPR, losacero y los respectivos conectores de cortante, por lo cual es de carácter indispensable lograr un buen ensamblaje entre los mismos para el mejor funcionamiento del elemento estructural.

Nota: Las tablas a las que se hace referencia y ecuaciones se encuentran en la parte de anexos.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS LOSAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

Condición A (CONCRETO FRESCO)

AREA TRIBUTARIA

2 m

Determinación del peso de la losa:

Carga viva (Concreto fresco):	100 kg/m ²
F'c:	50 kg/cm ²

ANÁLISIS DE CARGAS.

Lámina sección 4 calibre 18

1.- Peso del concreto (10 cm de espesor)	0.21 ton/m ²	
2.- Peso propio de la viga	0.0375 ton/m ²	
Supondremos	75 kg/m	
75 / Atrib	75	37.5 kg/m ²
Atrib	2 m	
3.- Carga viva:	0.1 ton/m ²	
SUMA	0.3475 ton/m²	

Carga viva:

La carga viva se estima cuando el concreto, aun sin fraguar, puede recibir alguna carga por concepto de peso de personas o algún material apoyado sobre la losa.

Por lo tanto para este nivel se tiene que la carga total por metro cuadrado a considerar es de:

Carga Total **0.70 ton/m**

WA= 0.695 ton/m

MA= 2.245 ton/m Concreto
Fresco

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS LOSAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

Condición B (CONCRETO FRAGUADO)

<u>Determinación del peso de la losa:</u>	AREA TRIBUTARIA 2 M
Carga viva (Concreto fraguado):	500 kg/m ²

ANÁLISIS DE CARGAS.

Lámina sección 4 calibre 18

1.- Peso del concreto (10 cm de espesor)	0.21 ton/m ²	
2.- Peso propio de la viga	0.0375 ton/m ²	
Supondremos	75 kg/m	
75 / Atrib	75	37.5 kg/m ²
Atrib	2	
3.- Carga viva:	0.5 ton/m ²	
SUMA	0.7475 ton/m²	

Carga Total **1.495 ton/m**

WB= 1.495 ton/m

MB= 4.903 ton/m Concreto
Fraguado

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

Solución de la viga para la condición A

AREA TRIBUTARIA

2 M

A continuación, encontraremos la solución de la viga para las condiciones iniciales de carga, para lo cual, consideraremos un esfuerzo permisible $F_b = 0.60 f_y$, tomando en cuenta que, aunque la viga no cumple, inicialmente, de una manera estricta, el requisito de sujeción lateral (ART. 326), los patines superiores se pueden considerar sujetos por la cimbra, aunque sea de una manera parcial.

$$S_{req} = \frac{MA}{F_b} = \frac{224500}{1520} = 147.69737 \text{ cm}^4$$

IPR	10 x 4	17.1 kg/m
S_x		172 cm ⁴
A		21.87 cm ²
I_x		2160 cm ⁴
B		10 cm
Tf		5.2 cm

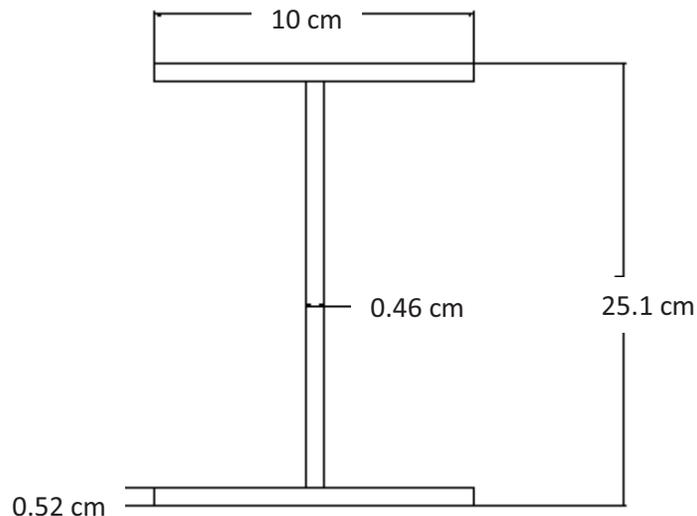
Revisión de b/t

$$(b/2)/t_f = 0.96153846 < 15.5$$

$$\text{Caso B1} \quad b/t \leq 800/\sqrt{f_y} = 15.5$$

Solución condición A

IPR 10 x 4 (17.1 kg/m)



DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

Solución de la viga para la condición B

AREA TRIBUTARIA

2 M

A continuación se calculará ¿Cuál sería la solución para la viga sin considerar la contribución de la losa de concreto al trabajo de la viga de acero?

Si consideramos sección compacta $F_b = 0.66 f_y = 1670 \text{ Kg/m}^2$

Sreq=	<u>Mb</u>	<u>490300</u>	293.59281 cm ⁴
	Fb	1670	
IPR	12 x 4	28.3 kg/m	
	Sx=	350 cm ⁴	
	A=	36.25 cm ²	
	Ix=	5415 cm ⁴	
	B	10.2 cm	
	Tf	0.89 cm	
	Tw	0.61 cm	
	d=	30.9 cm	
Revisión de b/t	(b/2)/tf	5.73033708	< 15.5
	Caso B1	b/t	≤ 800/vfy = 15.5

Solución condición B

IPR 12 x 4 (28.3 kg/m)

Revisión sección compacta

1) Si cumple

2) Patin	b/t ≤	440/vfy	.= 8.75	
	(b/2) / tf	5.7303371	<	8.75 CORRECTO

3) Alma	d/t ≤	3450/vfy	.= 68.59	
	d/tw	50.655738	<	68.59 CORRECTO

4) Sujeción lateral Si la cumple

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

La solución de la viga sin la contribución de la losa sería:

IPR 12 x 4 (28.3kg/m)
IPR 10 x 4 (17.1 kg/m)

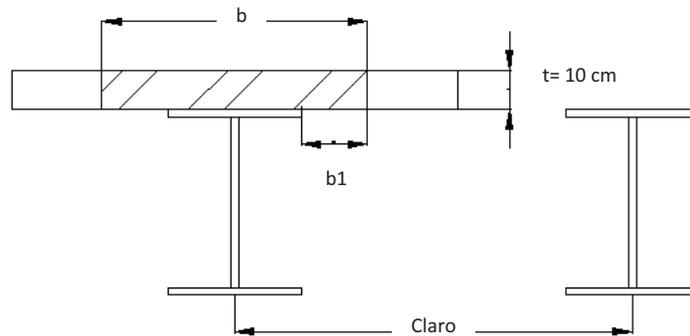
Condición B
Condición A

Diferencia de pesos 11.2 kg (aprox 40% más que la condición A)

Como puede apreciarse, la solución de la viga para la condición final de cargar (B), resulta aproximadamente un 40% más pesado. Lo que vamos a hacer a continuación es tratar de utilizar la viga que fue solución para la condición (A), para admitir el momento que se produce con la totalidad de la carga (Condición B), pero, ayudada la viga de acero, por la contribución de la losa de concreto, a través de los conectores de cortante.

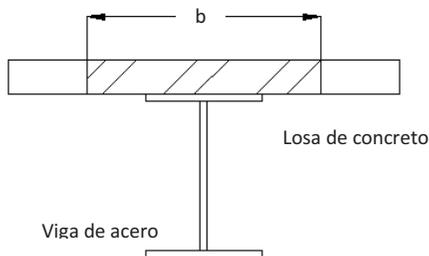
Condición B (Sección compuesta)

Ancho de losa que ayudará al trabajo de la viga de acero.
Artículo (357)



$b \leq \text{claro}/4$	200/4	50 cm		
$b1 \leq$	200/2 - 18/2	91 cm		
	(200-9)x2 +			
$b =$	18	400		
$b1 \leq 8t$	$8t = 8 \times 10$	80 cm	$b = 80 + 80 + 18$	178 Cm
b =		178 cm		RIGE

SECCIÓN EQUIVALENTE DE ACERO



Para transformar el área de la losa de concreto en un área equivalente de acero, se procede en igual forma que se hace en concreto, utilizando la relación entre módulo de elasticidad del acero y del concreto "n"

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS LOSAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2100000}{10000} \cdot (200) = 14.85 \quad n = 14.85$$

$$b_s = b/n = 11.99 = b_s = 12 \text{ Cm}$$

Posición del centro de gravedad del conjunto
Tomando momentos respecto al eje "x"

$$y = \frac{(21.87 \times 12.55) + (120 \times 30.1)}{21.87 + 120} = 27.394576 \text{ Cm}$$

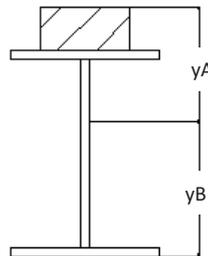
((A x D/2) + (b_s x t x (d+t/2)) / area + t x b_s)

Valor de Ix

$$I_x = (b_s x t) + (y_a^2) + (b_s x t^3) / 12 + A x (y_b^2)$$

$$I_x = 19750.7842 \text{ cm}^4$$

A continuación se determinarán los esfuerzos máximos de tensión en el acero y compresión en el concreto que se presentan bajo la acción del momento flexionante máximo (Método elástico)



Esfuerzo máximo de tensión en A

$$f_{tA} = \frac{M_B / S_A}{M_B / (I_x / y_B)} = 680.05202 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo máximo de tensión en B

$$f_{aB} = \frac{M_B / S_B}{M_B / (I_x / y_A) n} = 12.881476 \text{ kg/cm}^2$$

Se multiplica por "n" para regresar a la sección de concreto

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS LOSAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

ftA = 680.052016 kg/cm² < 0.66fy (=1670kg/cm²)
 (Tensión) El esfuerzo es Aceptable

faB = 12.881476 kg/cm² < 0.5f'c (=125kg/cm²)
 (compresión) El esfuerzo es Aceptable

a = $\frac{Asfy}{0.85 f'c b}$ = 2.0897403 < 10 Cm
 Profundidad del eje neutro cae dentro de la losa de concreto.

f*c = 0.7f'c = 175 kg/cm²

FR = 0.9

MR = FRAsfy (0.5d + t - 0.5a)

MR = 1070912.24 kg/cm > 490300 kg/cm

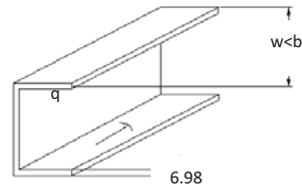
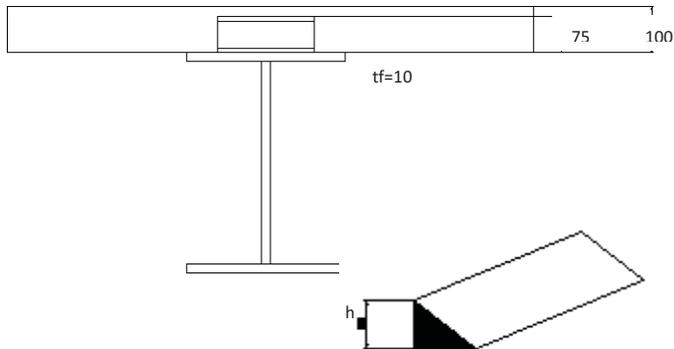
Solución

IPR 10 x 4 (17.1 kg/m)

Diseño de los conectores

Usando canales

CPS 3" (6.1kg/m)



h = 1/4"
 Capacidad Soladura 140 x 4 560kg/cm

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS LOSAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

w=	10 cm	
q=	1410w kg	(Ver tabla 360-I Reglamento)
q=	14100 kg	para w= 10cm
Ac=	1780	
fc=	250 kg/cm ²	

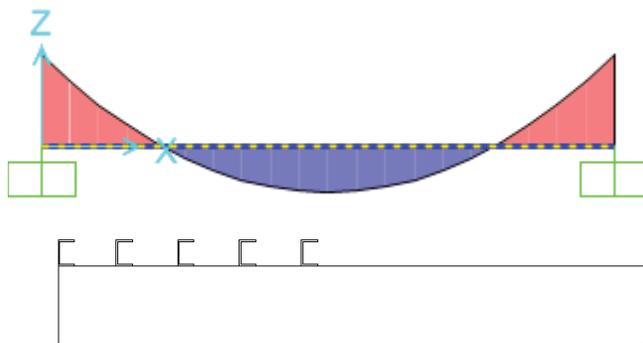
	Num. Conectores	Vh / q	
<u>Valor de Vh</u>			
Vh=	0.85fcAc	=	378250 kg
Vh=	Asfy	=	55331.1 kg

RIGE EL MENOR

Num. Conectores 3.9241915 ≈ 4

Num. Conectores 4

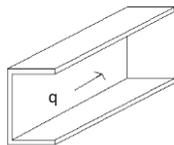
Distribución de los conectores



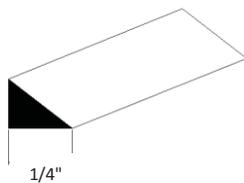
4 Conectores
5 Espacios

S= 200 / 5
S= 40 cm

Cálculo de la soldadura para unir los conectores al patín

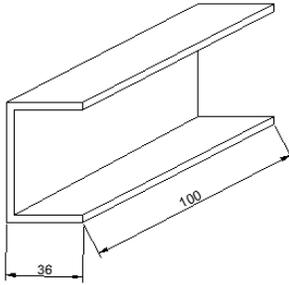


q= 14100 kg



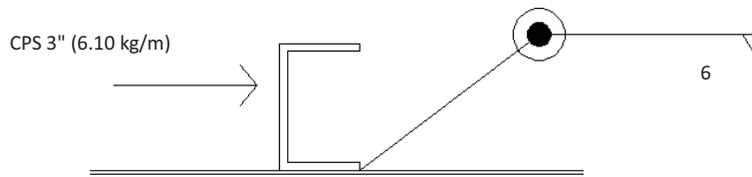
Capacidad Soldadura 560 kg/cm

Long. Soldadura q / c 25.178571 = 25.2



Longitud disponible para alojar la soldadura
 $L_{disp} = (10+3.6) \times 2 = 27.2 > 25.2$

Como el espacio que quedaría sin soldadura es mínimo, se optará por colocar la soldadura alrededor de toda la pieza.



El diseño de estas características de viga está condicionado para todos los claros de 2 metros, por lo cual se deberá aplicar a los mismos, en sus secciones de IPR, los acero y los respectivos conectores de cortante, por lo cual es de carácter indispensable lograr un buen ensamblaje entre los mismos para el mejor funcionamiento del elemento estructural.

Nota: Las tablas a las que se hace referencia y ecuaciones se encuentran en la parte de anexos.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS LOSAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

Condición A (CONCRETO FRESCO)

AREA TRIBUTARIA

5 m

Determinación del peso de la losa:

Carga viva (Concreto fresco): 100 kg/m²
F'c: 50 kg/cm²

ANÁLISIS DE CARGAS.

Lámina sección 4 calibre 18

1.- Peso del concreto (10 cm de espesor) 0.21 ton/m²

2.- Peso propio de la viga 0.015 ton/m²

Supondremos 75 kg/m

75 / Atrib 75 15 kg/m²

Atrib 5 m

3.- Carga viva: 0.1 ton/m²

SUMA 0.325 ton/m²

Carga viva:

La carga viva se estima cuando el concreto, aun sin fraguar, puede recibir alguna carga por concepto de peso de personas o algún material apoyado sobre la losa.

Por lo tanto para este nivel se tiene que la carga total por metro cuadrado a considerar es de:

Carga Total 1.63 ton/m

WA= 1.625 ton/m

MA= 8.989 ton/m Concreto fresco

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS LOSAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

Condición B (CONCRETO FRAGUADO)

AREA TRIBUTARIA

Determinación del peso de la losa:

5 m

Carga viva (Concreto fraguado): 500 kg/m²

ANÁLISIS DE CARGAS.

Lámina sección 4 calibre 18

1.- Peso del concreto (10 cm de espesor) 0.21 ton/m²

2.- Peso propio de la viga 0.015 ton/m²

Supondremos 75 kg/m

75 / Atrib 75 15 kg/m²

Atrib 5

3.- Carga viva: 0.5 ton/m²

SUMA 0.725 ton/m²

Carga Total 3.625 ton/m

WB= 3.625 ton/m

MB= 19.546 ton/m Concreto
fraguado

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

Solución de la viga para la condición A

AREA TRIBUTARIA

5 m

A continuación, encontraremos la solución de la viga para las condiciones iniciales de carga, para lo cual, consideraremos un esfuerzo permisible $F_b = 0.60 f_y$, tomando en cuenta que, aunque la viga no cumple, inicialmente, de una manera estricta, el requisito de sujeción lateral (ART. 326), los patines superiores se pueden considerar sujetos por la cimbra, aunque sea de una manera parcial.

$$S_{req} = \frac{M_A}{F_b} = \frac{898900}{1520} = 591.38158 \text{ cm}^4$$

IPR	14 x 6 3/4	44.7 kg/m
S_x		685 cm ⁴
A		56.84 cm ²
I_x		12053 cm ⁴
B		17.1 Cm
Tf		0.97 Cm

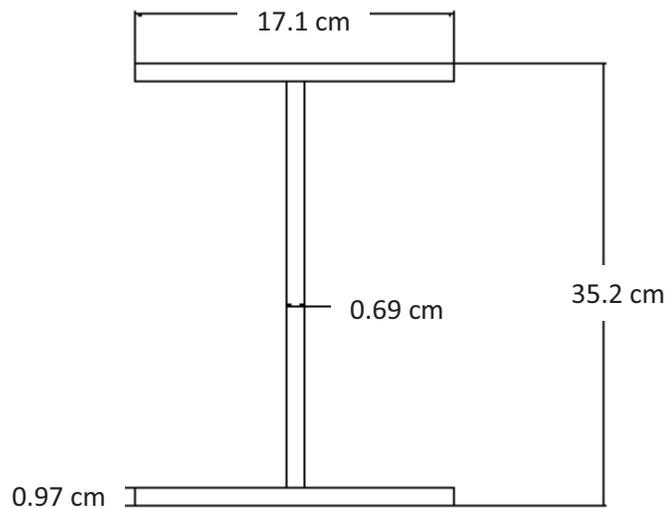
Revisión de b/t

$$(b/2)/t_f = 8.81443299 < 15.5$$

$$\text{Caso B1} \quad b/t \leq 800/\sqrt{f_y} = 15.5$$

Solución condición A

IPR 14 x 6 3/4 (44.7 kg/m)



DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

Solución de la viga para la condición B

AREA TRIBUTARIA

5 m

A continuación se calculará ¿Cuál sería la solución para la viga sin considerar la contribución de la losa de concreto al trabajo de la viga de acero?

Si consideramos sección compacta $F_b = 0.66 f_y = 1670 \text{ Kg/m}^2$

Sreq=	$\frac{M_b}{F_b}$	$\frac{1954600}{1670}$	1170.4192 cm^4
IPR	14 x 8	79 kg/m	
	$S_x =$	1275 cm^4	
	$A =$	100.58 cm^2	
	$I_x =$	22562 cm^4	
	$B =$	20.5 Cm	
	$t_f =$	1.67 Cm	
	$t_w =$	0.94 Cm	
	$d =$	35.4 Cm	
Revisión de b/t			
$(b/2)/t_f$	6.13772455	<	15.5
Caso B1	b/t	\leq	$800/\sqrt{f_y} = 15.5$

Solución condición B

IPR 14 x 8 (79 kg/m)

Revisión sección compacta

1) Si cumple

2) Patin $b/t \leq 440/\sqrt{f_y} \quad \therefore = 8.75$
 $(b/2) / t_f \quad 6.1377246 \quad < \quad 8.75 \quad \text{CORRECTO}$

3) Alma $d/t \leq 3450/\sqrt{f_y} \quad \therefore = 68.59$
 $d/t_w \quad 37.659574 \quad < \quad 68.59 \quad \text{CORRECTO}$

4) Sujeción lateral Si la cumple

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

La solución de la viga sin la contribución de la losa sería:

IPR 14 x 8 (79 kg/m)
IPR 14 x 6 3/4 (44.7 kg/m)

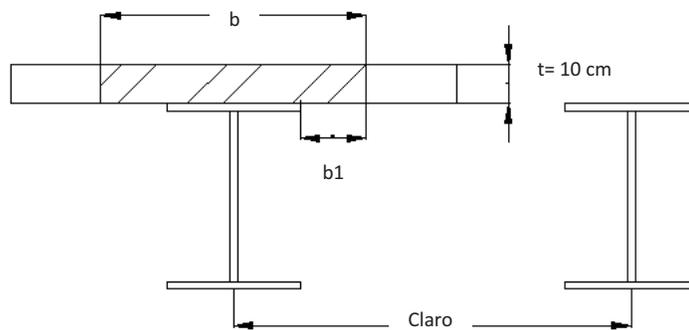
Condición B
Condición A

Diferencia de pesos 34.3 kg (aprox 60% más que la condición A)

Como puede apreciarse, la solución de la viga para la condición final de cargar (B), resulta aproximadamente un 60% más pesado. Lo que vamos a hacer a continuación es tratar de utilizar la viga que fue solución para la condición (A), para admitir el momento que se produce con la totalidad de la carga (Condición B), pero, ayudada la viga de acero, por la contribución de la losa de concreto, a través de los conectores de cortante.

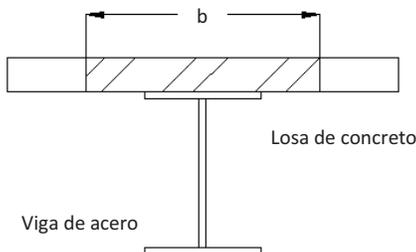
Condición B (Sección compuesta)

Ancho de losa que ayudará al trabajo de la viga de acero.
Artículo (357)



$b \leq \text{claro}/4$	500/4	125 Cm	
$b1 \leq$	500/2 - 18/2	241 Cm	
	(500-9)x2 +		
$b =$	18	1000	
$b1 \leq 8t$	$8t = 8 \times 10$	80 Cm	$b = 80 + 80 + 18$
			178 cm
b =		178 cm	RIGE

SECCIÓN EQUIVALENTE DE ACERO



Para transformar el área de la losa de concreto en un área equivalente de acero, se procede en igual forma que se hace en concreto, utilizando la relación entre módulo de elasticidad del acero y del concreto "n"

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS LOSAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2100000}{100000} = 21 \quad n = 14.85$$

$$b_s = \frac{b}{n} = \frac{11.99}{14.85} = 0.808 \text{ cm} \quad b_s = 12 \text{ cm}$$

Posición del centro de gravedad del conjunto
Tomando momentos respecto al eje "x"

$$y = \frac{(56.84 \times 17.6) + (120 \times 40.2)}{56.84 + 120} = 32.935897 \text{ cm}$$

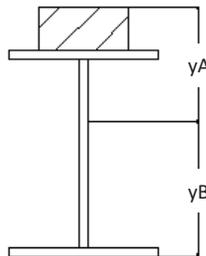
$$y = \frac{(A \times D/2) + (b_s \times t \times (d+t/2))}{\text{area} + t \times b_s}$$

Valor de Ix

$$I_x = (b_s t) + (y_a^2) + (b_s t^3) / 12 + A \times (y_b^2)$$

$$I_x = 74980.712 \text{ cm}^4$$

A continuación se determinarán los esfuerzos máximos de tensión en el acero y compresión en el concreto que se presentan bajo la acción del momento flexionante máximo (Método elástico)



Esfuerzo máximo de tensión en A

$$f_{tA} = \frac{M_B}{S_A} = \frac{M_B}{(I_x / y_B)} = 858.57419 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo máximo de tensión en B

$$f_{aB} = \frac{M_B}{S_B} = \frac{M_B}{(I_x / y_A) \times n} = 21.529585 \text{ kg/cm}^2$$

Se multiplica por "n" para regresar a la sección de concreto

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS LOSAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

$$f_tA = 858.574189 \text{ kg/cm}^2 < 0.66f_y \quad (=1670\text{kg/cm}^2) \\ \text{(Tensión)} \quad \text{El esfuerzo es Aceptable}$$

$$f_aB = 21.5295854 \text{ kg/cm}^2 < 0.5f'_c \quad (=125\text{kg/cm}^2) \\ \text{(compresión)} \quad \text{El esfuerzo es Aceptable}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 5.4312227 < 10 \text{ cm}$$

Profundidad del eje neutro cae dentro de la losa de concreto.

$$f^*c = 0.7f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$$

$$FR = 0.9$$

$$MR = FR A_s f_y (0.5d + t - 0.5a)$$

$$MR = 3168884.16 \text{ kg/cm} > 1954600 \text{ kg/cm}$$

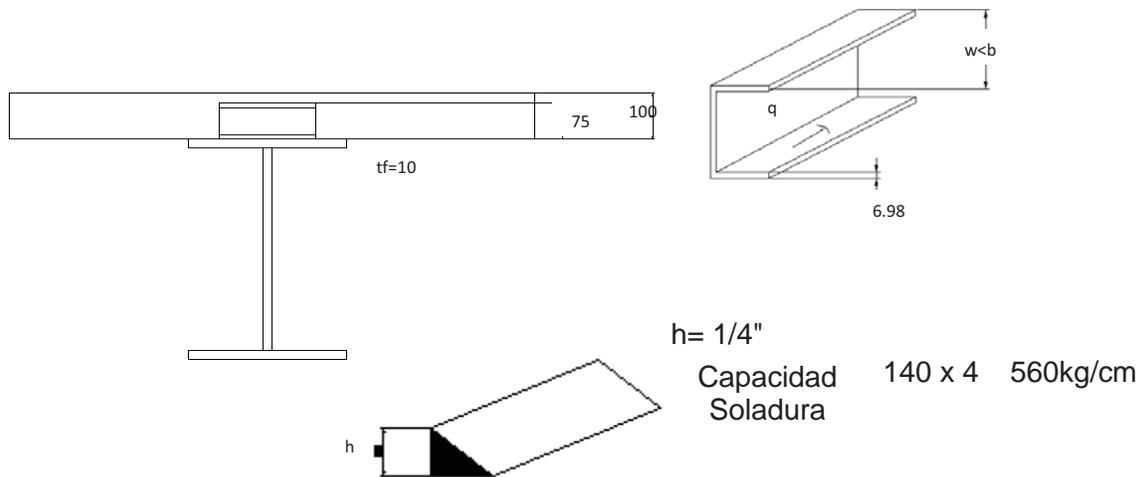
Solución

IPR 14 x 6 3/4 (44.7 kg/m)

Diseño de los conectores

Usando canales

CPS 3" (6.1kg/m)



DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS LOSAS EDIFICIO DEPARTAMENTOS

$w = 10 \text{ cm}$
 $q = 1410w \text{ kg}$ (Ver tabla 360-I Reglamento)
 $q = 14100 \text{ kg}$ para $w = 10\text{cm}$
 $A_c = 1780$
 $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

Num. Conectores V_h / q

Valor de V_h

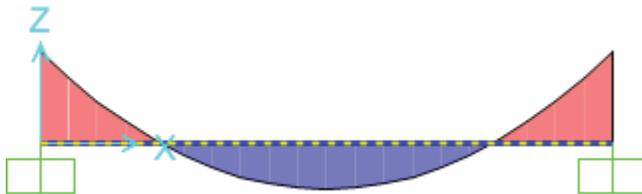
$V_h = 0.85f_c A_c = 378250 \text{ kg}$

$V_h = A_s f_y = 143805.2 \text{ kg}$ **RIGE EL MENOR**

Num. Conectores $10.19895 \approx$ 11

Num. Conectores 11

Distribución de los conectores

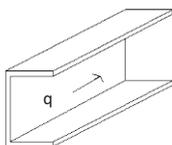


11 Conectores
12 Espacios

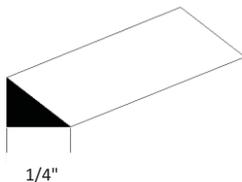
$S = 500 / 12$
 $S = 41.666667 \text{ cm}$



Cálculo de la soldadura para unir los conectores al patín

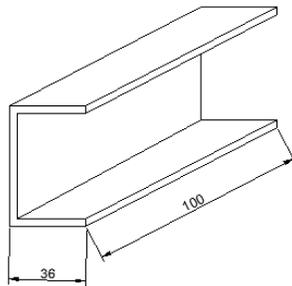


$q = 14100 \text{ Kg}$



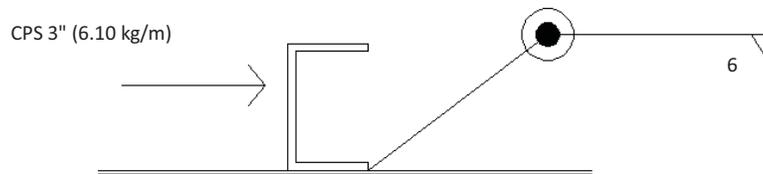
Capacidad Soldadura 560 kg/cm

Long. Soldadura q / c 25.178571 = 25.2



Longitud disponible para alojar la soldadura
 $L_{disp} = (10+3.6) \times 2 = 27.2 > 25.2$

Como el espacio que quedaría sin soldadura es mínimo, se optará por colocar la soldadura alrededor de toda la pieza.



El diseño de estas características de viga está condicionado para todos los claros de 5 y 4.25 metros, por lo cual se deberá aplicar a los mismos, en sus secciones de IPR, losacero y los respectivos conectores de cortante, por lo cual es de carácter indispensable lograr un buen ensamblaje entre los mismos para el mejor funcionamiento del elemento estructural.

Nota: Las tablas a las que se hace referencia y ecuaciones se encuentran en la parte de anexos.

5.4. Columnas.

El diseño de columnas dependerá estrictamente de las cargas que deban transmitirse al suelo, esto condicionará el tipo de sección en los niveles, para esto como material principal se ha propuesto el acero como el único material de construcción, esto debido a las fuerzas que puede soportar en los esfuerzos axiales de compresión.

Principalmente las columnas están basadas en un diseño de 4 placas unidas por soldadura a tope, formándose así una sección cuadrada, se disponen de 5 diseños de columnas con diferentes capacidades de carga, ajustables entre cada uno de los ejes y niveles del proyecto, con la finalidad de optimizar el material de la manera más eficiente posible.

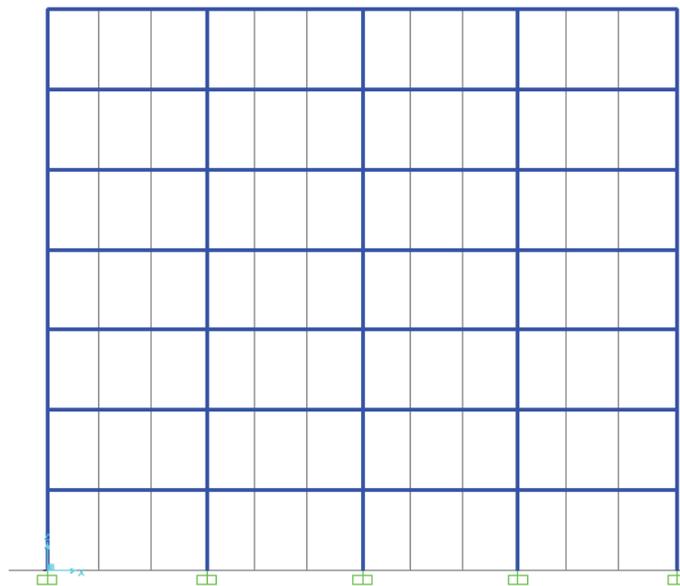


Imagen 5.6. Sistema de estructuración de columnas y vigas (azul), vista frontal..

Fuente: SAP2000.

Las columnas tendrán una altura constante de 3.1 metros entre nivel, lo cual nos deja un margen de maniobra para meter ductos y tuberías, por ejemplo: gas, aire acondicionado, agua, etc.

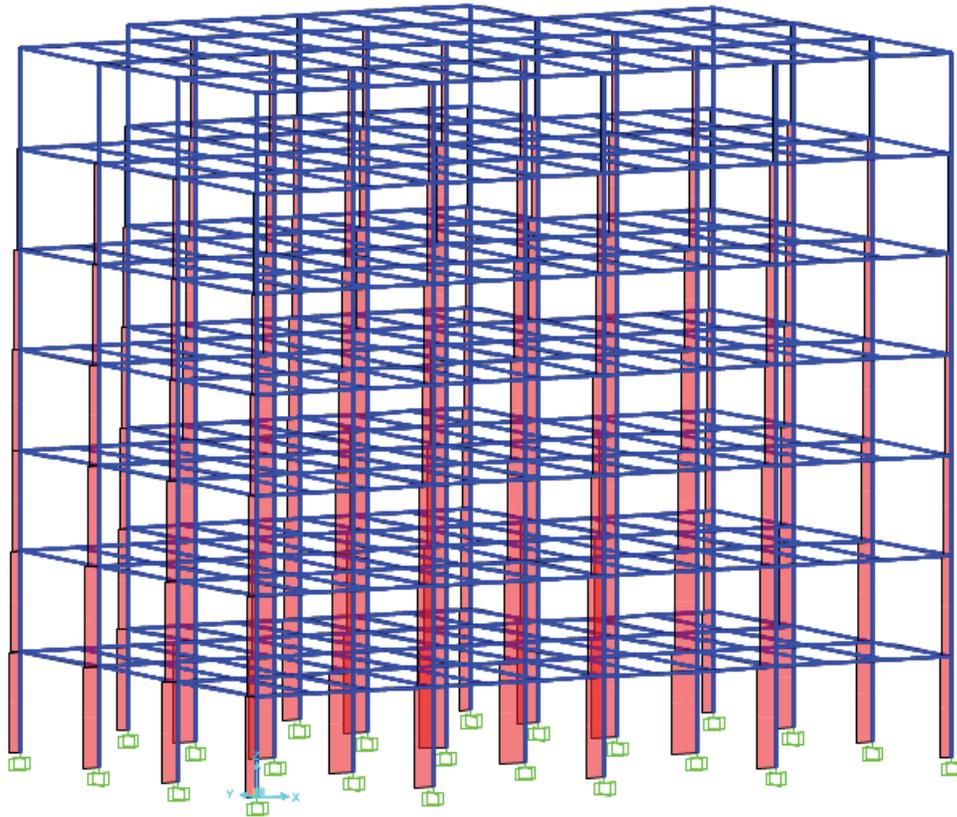


Imagen 5.7. Se muestra la distribución de cargas axiales en columnas.

Fuente: SAP2000.

Como se puede observar en la imagen 5.7. la concentración de los esfuerzos va aumentando progresivamente conforme las cargas se acercan más al suelo, por lo cual es lógico que en los niveles inferiores se presenten columnas con secciones o espesores mayores a las que se presentan niveles arriba.

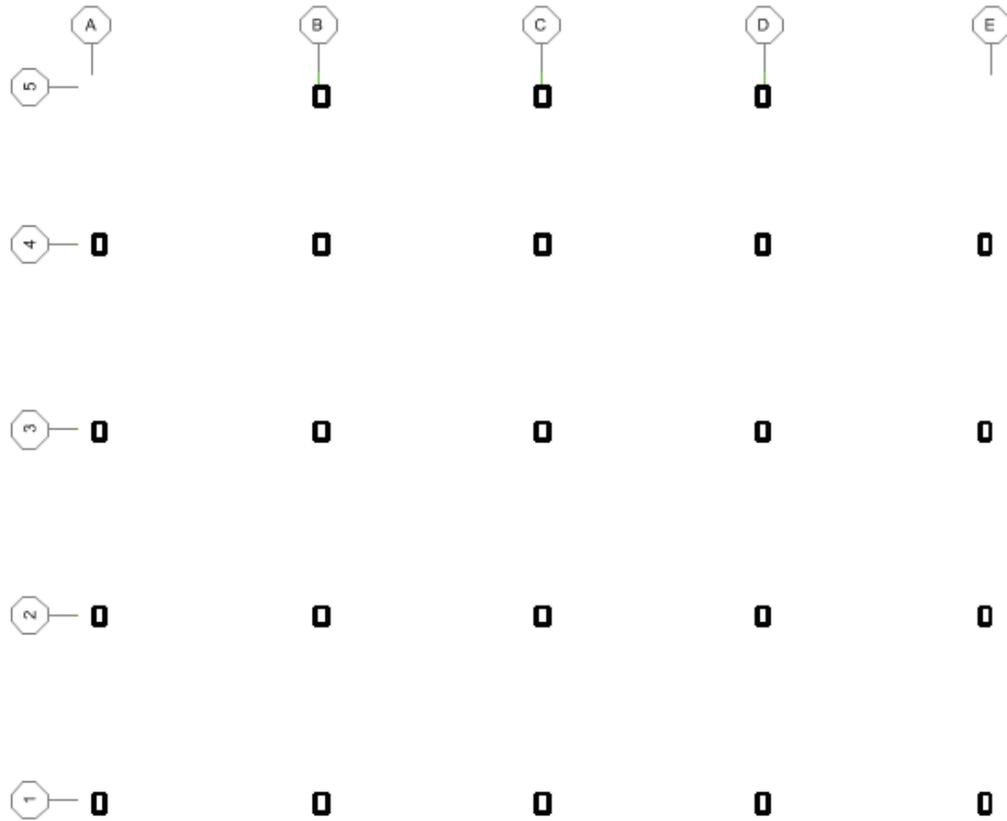


Imagen 5.8. Se muestran los ejes de proyecto de columnas.

Fuente: Propia.

La distribución de columnas es similar para todos los niveles, esto con la finalidad de darle una continuidad a los elementos, facilitar el ensamblaje, cálculos y practicidad a la hora de interpretar los resultados. En la imagen 5.7. se puede observar las columnas ubicadas en los ejes del proyecto, por lo que la localización de las columnas en su centro no varía con respecto a cualquiera de los 7 niveles propuestos, únicamente se encontrará variación de las secciones de columnas propuestas conforme se cambie entre niveles, por lo cual se escogerá la sección más óptima de entre los 5 diseños de columna que se diseñaron.

TABLA DE SELECCIÓN DE DISEÑO DE COLUMNA DE ACUERDO A SU UBICACIÓN (UNIDADES EN TONELADAS)														
EJE	PLANTA BAJA		1°NIVEL		2°NIVEL		3°NIVEL		4°NIVEL		5°NIVEL		6°NIVEL	
A1	195.27	C3	170.14	C3	143.79	C4	116.5	C4	88.51	C4	59.96	C5	30.94	C5
A2	280.22	C3	239.45	C3	198.94	C3	158.7	C4	118.65	C4	78.7	C5	38.6	C5
A3	280.59	C3	239.78	C3	199.22	C3	158.92	C4	118.79	C4	78.74	C5	38.54	C5
A4	195.59	C3	170.57	C3	144.24	C4	116.92	C4	88.83	C4	60.14	C5	30.9	C5
B1	328.29	C2	285.38	C3	241.83	C3	197.71	C3	153.17	C4	108.3	C4	63.41	C5
B2	445.02	C1	381.88	C2	320.65	C2	260.69	C3	201.69	C3	143.44	C4	86.13	C5
B3	460.75	C1	397.85	C2	335.22	C2	272.97	C3	211.18	C3	149.72	C4	88.69	C5
B4	378.74	C2	323.82	C2	271.26	C2	220.25	C3	170.42	C4	121.5	C4	73.63	C5
B5	201.47	C3	177.69	C3	151.91	C4	124.68	C4	96.32	C4	67.1	C5	36.92	C5
C1	326.54	C2	284.67	C3	241.6	C3	197.56	C4	152.83	C4	107.6	C4	61.76	C5
C2	440.66	C1	379.15	C2	318.79	C2	259.29	C3	200.37	C3	141.96	C4	83.69	C5
C3	461.69	C1	400.14	C2	337.88	C2	275.41	C3	212.85	C3	150.3	C4	87.34	C5
C4	415.22	C1	356.67	C2	299.65	C2	243.69	C3	188.43	C3	133.79	C4	79.6	C5
C5	307.41	C2	266.86	C3	226	C3	184.76	C3	143.28	C4	101.58	C4	60.15	C5
D1	328.82	C2	285.9	C3	242.32	C3	198.15	C3	153.54	C4	108.56	C4	63.54	C5
D2	445.69	C1	382.52	C2	321.24	C2	261.21	C3	202.12	C3	143.75	C4	86.29	C5
D3	460.82	C1	397.91	C2	335.3	C2	273.08	C3	211.29	C3	149.82	C4	88.74	C5
D4	377.06	C2	322.57	C2	270.32	C3	219.56	C3	169.61	C4	121.12	C4	73.33	C5
D5	199.4	C3	175.87	C3	150.34	C4	123.38	C4	95.28	C4	66.34	C5	36.48	C5
E1	200.4	C3	175.53	C3	149.4	C4	122.29	C4	94.42	C4	65.94	C5	36.92	C5
E2	288.9	C3	249.03	C3	209.47	C3	170.24	C4	131.26	C4	92.47	C4	53.62	C5
E3	289.21	C3	249.33	C3	209.73	C3	170.43	C4	131.39	C4	92.5	C4	53.56	C5
E4	200.63	C3	175.9	C3	149.79	C4	122.65	C4	94.7	C4	66.11	C5	36.88	C5

Tabla 5.2. Cargas actuantes en cada columna por eje.

Fuente: Propia.

En la tabla 5.2. se muestran las cargas actuantes en cada columna dependiendo su eje, por lo cual se utilizan las columnas más desfavorables (sombreadas) de algunos niveles, como punto de partida para el desarrollo de los cálculos del seccionamiento de cada uno de las partes.

5.5. Análisis y diseño de columnas.

Los diseños condicionados para las columnas serán los siguientes mostrados, tomando como punto de partida de diseño las columnas más desfavorables como los son:

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS COLUMNAS DEL EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS

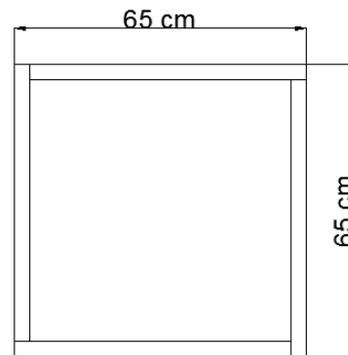
Carga actuante:	461.69 t	COLUMNA TIPO 1
		Basada en columna más desfavorable PB
Altura de la columna:	3.1 m	C3

Sacar valores de K y orientación del perfil

K1	2 Espesor	0.625 pulg.	
K2	2 Peso	124.5 kg/m ²	
	Ancho	65 cm	61.825 cm
T	1.5875 cm	c=	31.70625 cm

Características geométricas

Área:	412.75 cm ²
$I_y = I_x =$	
$I =$	$Ac^2 + bh^3/12$
$I =$	259898.43 cm ⁴
$r_x = r_y =$	$\sqrt{I/A}$ 25.09333 Cm



Relación b/t	
b/t=	40.944882

A continuación se muestran los cálculos específicos de las columnas del sitio de estudio tomando como base las fórmulas de esfuerzos permisibles (Ver Anexo A).

Elemento atiesado	Caso A2
b/t	$\leq 2000 / \sqrt{f_y}$ 39.762139
	40.944882 > 39.762139 Resultó mayor

Determinación de Qs

Por ser elementos atiesados $Q_s = 1$

Relación de esbeltez

$$\lambda_1 = 620 / r \quad \left(\frac{KL}{r}\right)_{\max} = 24.707761$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)^* c = \frac{6340 / \sqrt{Q_s Q_a}}{f_y}$$

Determinación de Qa

Caso C2 $b/t > 2000 / \sqrt{f_y}$ (Ver Anexo B)

$$b\ell = \frac{2720}{\sqrt{f_y}} t \left[1 - \frac{540}{\frac{b}{t} \sqrt{f_y}} \right] \leq b$$

$$b\ell = 63.337455 \text{ Cm} = 64 \text{ cm}$$

$$Q_a = \frac{A_{\text{total}} - \sum(b - b\ell)t}{A_{\text{total}}}$$

$$Q_a = 1.3546941$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)^* c = 108.29499$$

Como

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_{\max} < \left(\frac{KL}{r}\right)^* c < 24.707761 < 108.29499$$

Se aplica la ecuación 324-4 (Ver Anexo A)

$$F_a = \frac{12}{23} Q_s Q_a \left[1 - \frac{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}{2 \left(\frac{KL}{r}\right)^* c^2} \right] f_y$$

$$F_a = 1741.6553 \text{ kg}$$

Carga resultante

P= Fa.A

P= 718868.22 kg

P= 718.86822 ton Variación

56%

Carga actuante

P= 461.69 ton

La carga resultante es mayor que la carga actuante por lo tanto se acepta.

FLEXOCOMPRESIÓN

COLUMNA TIPO

1

Basada en
columna más
desfavorable PB
C3

DATOS:

Proponiendo:

Columna cuadrada de placas 65 x 65 cm

A= 412.8 cm²

d= 0.65 m

b= 0.65 m

Espesor 1.588 cm

Sx= 4204 cm³

Sy= 4204 cm³

P= 461.7 ton

Mx= 0.018 t-m

My= 0.152 t-m

Permanentes				Accidentales			Perm+Accid.		
Sentido	Acciones			Acciones			Acciones		
x-x	P=	461.69	Ton	P=	92.338	ton	P=	554.028	ton
	M=	0.01795	ton-m	M=	0.00898	ton-m	M=	0.02693	ton-m
y-y	P=	461.69	Ton	P=	92.338	ton	P=	554.028	ton
	M=	0.15201	ton-m	M=	0.07601	ton-m	M=	0.22802	ton-m

I. Diseño por carga permanente

P= 461.7 ton

Mx= 0.01795 ton-m My= 0.15201 ton-m

Revisión a flexocompresión

P/A= 1119 kg/cm²

Fa= 1742 kg/cm²

P/A / Fa= 0.642 > 0.15

Deberá entonces utilizarse para la revisión la siguiente ecuación:

$$\frac{P/A}{Fa} + \frac{Cm_x M_x / S_x}{\left[1 - \frac{P/A}{F' \rho_x}\right] Fbx} + \frac{Cm_y M_y / S_y}{\left[1 - \frac{P/A}{F' \rho_y}\right] Fby} \leq 1.00$$

Mx/Sx=	0.42699708841	kg/cm ²
My/Sy=	3.61603495312	kg/cm ²

Para marcos desplazables Cm_x = Cm_y = 0.85

$$F' \rho_x = \frac{12}{23} \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{Kx l}{r_x}\right)^2} = 5638.411866 \text{ kg/cm}^2$$

$$F' \rho_y = \frac{12}{23} \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{Ky l}{r_y}\right)^2} = 5638.411866 \text{ kg/cm}^2$$

$$1 - \frac{P/A}{F' \rho_x} = 0.801616$$

$$1 - \frac{P/A}{F' \rho_y} = 0.801616$$

Esfuerzos de flexión permisibles

F _{by} =	0.66f _y =	1670 kg/cm ²
F _{bx} =	F _{by} =	1670 kg/cm ²

Sustituyendo en la ecuación:

$$\frac{P/A}{Fa} + \frac{Cm_x M_x / S_x}{\left[1 - \frac{P/A}{F' \rho_x}\right] Fbx} + \frac{Cm_y M_y / S_y}{\left[1 - \frac{P/A}{F' \rho_y}\right] Fby} \leq 1.00$$

$$0.645 \leq 1$$

$$T = 36\%$$

La tolerancia sobrepasa el 10% sin embargo se aceptará para cuestiones de cargas accidentales y permanentes.

II. Revisión por carga permanente + accidental

$$P = 554.03 \text{ Ton} \quad M_x = 0.026925 \text{ tn-m} \quad M_y = 0.228 \text{ tn-m}$$

$$P/A = 1342 \text{ kg/cm}^2 \quad F_a = 1741.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$P/A / F_a = 0.771 > 0.15$$

$$M_x/S_x = 0.64 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_y/S_y = 5.424 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_{mx} = C_{my} = 0.85$$

$$F'_{\rho x} = \frac{12}{23} \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_x l}{r_x}\right)^2} = 7499.087782 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_{\rho y} = \frac{12}{23} \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_y l}{r_y}\right)^2} = 7499.087782 \text{ kg/cm}^2$$

$$1 - \frac{P}{F'_{\rho x}} = 0.926$$

$$1 - \frac{P}{F'_{\rho y}} = 0.926$$

$$F_{by} = 1670 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{bx} = 1670 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo en la ecuación:

$$\frac{P/A}{Fa} + \frac{Cm_x M_x / S_x}{\left[1 - \frac{P/A}{F' \rho_x}\right] F b_x} + \frac{Cm_y M_y / S_y}{\left[1 - \frac{P/A}{F' \rho_y}\right] F b_y} \leq 1.00$$

$$0.774 < 1.33$$

La sección es adecuada.

Solución: Placas soldadas de 65x65 cm y 5/8" de espesor
peso 124.5 kg/m²

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS PLACAS DE LAS COLUMNAS DEL EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS

COLUMNA TIPO 1
Basada en columna
más desfavorable
PB C3

1. Determinación de F_p

Dado a que se desconocen las dimensiones de la placa se aplica a siguiente expresión.

$$F_p = 0.375f'_c \qquad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$
$$F_p = 93.75 \text{ kg/cm}^2$$

2. Área requerida para la placa

$$A = P/F_p$$
$$A = 5909.632 \text{ cm}^2$$

3. Se buscarán las dimensiones de la placa

Debido a que la columna es de sección cuadrada, la placa también se diseñara de la misma forma.

Para el cálculo de los lados de la placa obtendremos la raíz cuadrada del área requerida y lo redondearemos a un número superior para su fácil elaboración.

$$L = \sqrt{A}$$
$$L = 76.87413 \text{ cm}$$

Por cuestiones prácticas lo redondearemos: $L = 80 \text{ cm}$

Cerrando a pulgadas cerradas

$$L = 31.49606 \text{ pulg} \qquad L = 31 \text{ pulg.}$$
$$L = 78.74 \text{ cm}$$

$$A_{\text{placa}} = 6199.988 \text{ cm}^2 > 5909.63 \text{ cm}^2$$

4. Determinación de m y n

$$m = N - 0.95d / 2 \qquad m = 10.87$$

$$n = B - 0.8b / 2 \qquad n = 15.37$$

Dado a que $B = N = L$

5. Esfuerzo de compresión real en la base

$$F_p = P / A_{pl} \quad F_p = 89.3595 \text{ kg/cm}^2$$

6. Espesor de la placa

El espesor se asignará para el valor mayor de la placa (m o n)

$$g = \sqrt{\frac{3F_p m^2}{0.75 f_y}}$$

$$g = 5.777155 \text{ cm}$$

Solución: Se colocarán 2 placas de 1 1/8" (2.9cm c/u, 5.8cm total, peso total 448.2 kg/m2) para cumplir con el espesor requerido.

7. Diseño de anclas

Este diseño implica encontrar el diámetro y longitud de estos elementos.

El pandeo de la columna y desplomes constructivos accidentales permisibles, así como la acción sísmica, originan fuerzas cortantes transversales por lo que para tomar estos esfuerzos en el diseño de las anclas se establecerá el criterio siguiente:

Pandeo y desplomes accidentales

Se tomará 2.5% de la carga axial, como lo estipula el reglamento para el diseño de elementos de enlace en columnas compuestas.

Acción sísmica

Se tomará como un 10% de la carga axial, esto equivaldrá a considerar una aceleración sísmica de 0.1g.

Aplicando el criterio anterior a nuestro caso:

Por carga permanente (pandeo y desplome)

$$V = 0.025P \quad V = 13.8507 \text{ ton}$$

Por carga accidental (sismo)

$$V = 0.10P \quad V = 55.4028 \text{ ton}$$

Por carga permanente más accidental

$$V = 69.2535 \text{ ton}$$

Por lo que para la determinación del diámetro de las anclas se realizará para:

$V = 69253.5 \text{ kg}$
Incrementando el esfuerzo cortante en 33% por seguridad
(1.33Fr)

$$A_{\text{ancla}} = V / 1.33F_v$$

$$F_v = 0.4f_y \quad F_v = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{\text{ancla}} = 41.22 \text{ cm}^2$$

Para 20 anclas todas ellas situadas alrededor de la columna:

$$A_{\text{ancla}} = 2.061 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Diámetro ancla} &= \sqrt{4A/\pi} \\ \text{Diámetro ancla} &= 1.61996554 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\text{Diámetro comercial} \quad \mathbf{Var.} \quad \mathbf{5/8"} \quad 1.58 \text{ cm}$$

Esfuerzo permisible por adherencia (varilla lisa)

$$\mu = 6.4\sqrt{f'_c} / \phi \quad \text{No debe ser mayor que } 17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = 64.04613 \text{ kg/cm}^2 > 17 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto:

$$\mu = 17 \text{ kg/cm}^2$$

Longitud del ancla:

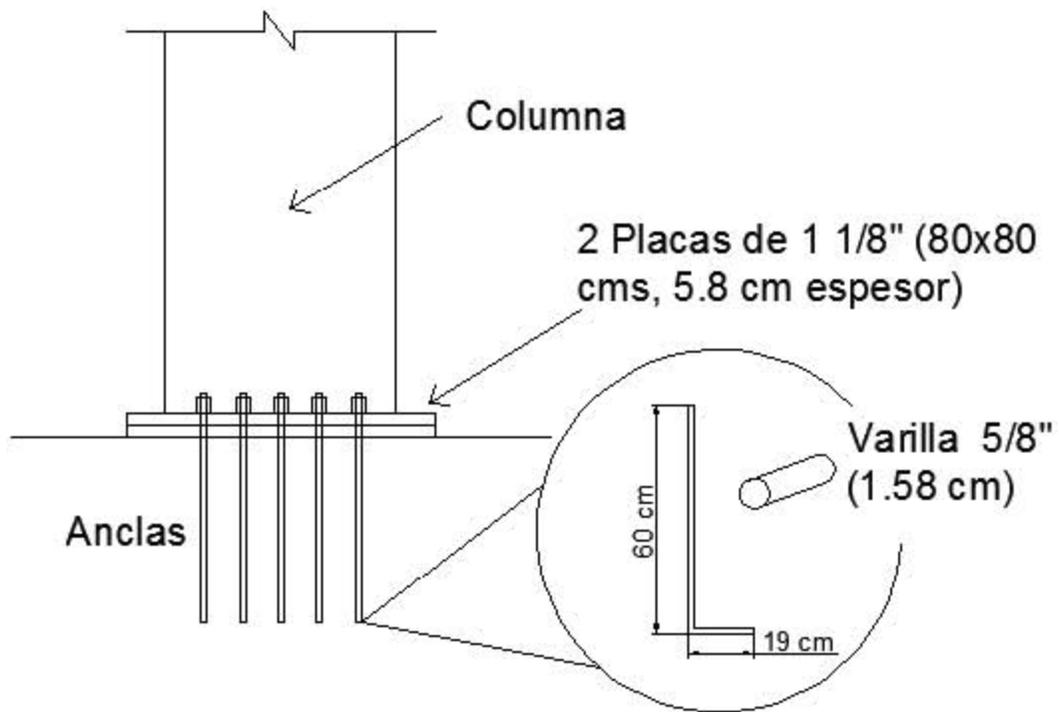
$$L_a = \phi f_y / 4\mu$$

$$L_a = 58.78529 \text{ cms}$$

$$L_a = 60 \text{ cms}$$

$$\text{dobles: } 12\phi = 18.96 \text{ cm}$$

Separación entre varillas en base de la columna será de 10 cm.



DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS COLUMNAS DEL EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS

Carga actuante: 400.14 t **COLUMNA TIPO 2**
Basada en columna más desfavorable 1N
C3

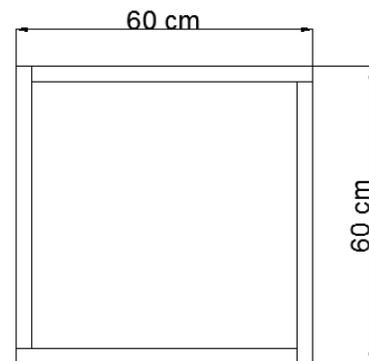
Altura de la columna: 3.1 m

Sacar valores de K y orientación del perfil

K1	2	Espesor	0.5	pulg	
K2	2	Peso	99.6	kg/m ²	
		Ancho	60	cm	57.46 cm
t	1.27	cm	c=		29.365 cm

Características geométricas

Área: 304.8 cm²
 $I_y = I_x =$
 $I = \frac{Ac^2 + bh^3}{12}$
 $I = 166027.29$ cm⁴
 $r_x = r_y = \sqrt{I/A} = 23.339001$ Cm



Relación b/t

b/t= 47.244094

A continuación se muestran los cálculos específicos de las columnas del sitio de estudio tomando como base las fórmulas de esfuerzos permisibles (Ver Anexo A).

Elemento atiesado

Caso A2

b/t ≤ 2000 / √fy 39.762139

47.244094 > 39.762139 Resultó mayor

Determinación de Qs

Por ser elementos atiesados

Qs= 1

Relación de esbeltez

$\lambda_1 = 620 / r$ $\left(\frac{KL}{r}\right)_{\max} = 26.564976$

$\left(\frac{KL}{r}\right)^* c = \frac{6340}{\sqrt{Q_s Q_a} f_y}$

Determinación de Qa

Caso C2 b/t > 2000 / √fy (Ver Anexo B)

$$b\ell = \frac{2720}{\sqrt{fy}} t \left[1 - \frac{540}{\frac{b}{t} \sqrt{fy}} \right] \leq b$$

$$b\ell = 53.070924 \text{ Cm} = 53 \text{ cm}$$

$$Qa = \frac{A_{total} - \sum(b - b\ell)t}{A_{total}}$$

$$Qa = 1.0959318$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)^* c = 120.40298$$

Como $\left(\frac{KL}{r}\right)_{max} \left(\frac{KL}{r}\right)^* c < 26.564976 < 120.40298$

Se aplica la ecuación 324-4 (Ver Anexo A)

$$Fa = \frac{12}{23} Qs Qa \left[1 - \frac{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}{2 \left(\frac{KL}{r}\right)^* c^2} \right] fy$$

$$Fa = 1411.4195 \text{ kg}$$

Carga resultante

$$P = Fa \cdot A$$

$$P = 430200.65 \text{ kg}$$

$$P = 430.20065 \text{ ton} \quad \text{Variación} \quad 8\%$$

Carga actuante

$$P = 400.14 \text{ ton}$$

La carga resultante es mayor que la carga actuante por lo tanto se acepta

FLEXOCOMPRESIÓN

DATOS:

COLUMNA TIPO 2
Basada en columna
más desfavorable
1N C3

Proponiendo:

Columna cuadrada de
placas

60 x 60 cm

A= 304.8 cm²

d= 0.6 m

b= 0.6 m

Espesor 1.27 cm

Sx= 2889 cm³

Sy= 2889 cm³

P= 400.1 ton

Mx= 0.032 t-m

My= 0.061 t-m

Permanentes		Accidentales			Perm+Accid.				
Sentido	Acciones			Acciones			Acciones		
x-x	P=	400.14	ton	P=	80.028	ton	P=	480.168	ton
	M=	0.032	ton-m	M=	0.01598	ton-m	M=	0.04794	ton-m
y-y	P=	400.14	ton	P=	80.028	ton	P=	480.168	ton
	M=	0.0609	ton-m	M=	0.03045	ton-m	M=	0.09135	ton-m

I. Diseño por carga permanente

P= 400.1 ton

Mx= 0.032 ton-m My= 0.0609 ton-m

Revisión a flexocompresión

P/A= 1313 kg/cm²

Fa= 1411 kg/cm²

P/A / Fa= 0.930 > 0.15

Deberá entonces utilizarse en la siguiente ecuación:

$$\frac{P/A}{Fa} + \frac{CmxMx/Sx}{\left[1 - \frac{P/A}{F'\rho x}\right] Fbx} + \frac{CmyMy/Sy}{\left[1 - \frac{P/A}{F'\rho y}\right] Fby} \leq 1.00$$

Mx/Sx= 1.10609623240 kg/cm²

My/Sy= 2.10767398477 kg/cm²

Para marcos desplazables $C_{mx} = C_{my} = 0.85$

$$F'_{\rho x} = \frac{12}{23} \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{Kx l}{r_x}\right)^2} = 4877.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_{\rho y} = \frac{12}{23} \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{Ky l}{r_y}\right)^2} = 4877.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$1 - \frac{\frac{P}{A}}{F'_{\rho x}} = 0.7309$$

$$1 - \frac{\frac{P}{A}}{F'_{\rho y}} = 0.7309$$

Esfuerzos de flexión permisibles

$$F_{by} = 0.66 f_y = 1670 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{bx} = F_{by} = 1670 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo en la ecuación:

$$\frac{P/A}{F_a} + \frac{C_{mx} M_x / S_x}{\left[1 - \frac{P/A}{F'_{\rho x}}\right] F_{bx}} + \frac{C_{my} M_y / S_y}{\left[1 - \frac{P/A}{F'_{\rho y}}\right] F_{by}} \leq 1.00$$

$$0.932 \leq 1$$

T= 7% La tolerancia es aceptable

II. Revisión por carga permanente + accidental

$$P = 480.17 \text{ Ton} \quad M_x = 0.0479 \text{ tn-m} \quad M_y = 0.09135 \text{ tn-m}$$

$$P/A = 1575 \text{ kg/cm}^2 \quad F_a = 1411.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$P/A / F_a = 1.116 > 0.15$$

$$M_x / S_x = 1.659 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_y / S_y = 3.162 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_{mx} = C_{my} = 0.85$$

$$F' \rho x = \frac{12}{23} \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{Kx l}{rx}\right)^2} = 6487.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$F' \rho y = \frac{12}{23} \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{Ky l}{ry}\right)^2} = 6487.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$1 - \frac{\frac{P}{A}}{F' \rho x} = 0.926$$

$$1 - \frac{\frac{P}{A}}{F' \rho y} = 0.926$$

$$F_{by} = 1670 \text{ kg/cm}^2 \quad F_{bx} = 1670 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo en la ecuación:

$$\frac{P/A}{F_a} + \frac{C_{mx} M_x / S_x}{\left[1 - \frac{P/A}{F' \rho x}\right] F_{bx}} + \frac{C_{my} M_y / S_y}{\left[1 - \frac{P/A}{F' \rho y}\right] F_{by}} \leq 1.00$$

$$1.119 < 1.33$$

La sección es adecuada.

Solución: Placas soldadas de 60x60 cms y 1/2" de espesor peso 99.6 kg/m²

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS PLACAS DE BASE DE LAS COLUMNAS DEL EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS

COLUMNA TIPO 2
Basada en columna más desfavorable 1N
C3

1. Determinación de F_p

Dado a que se desconocen las dimensiones de la placa se aplica a siguiente expresión.

$$F_p = 0.375f'_c \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$
$$F_p = 93.75 \text{ kg/cm}^2$$

2. Área requerida para la placa

$$A = P/F_p$$
$$A = 5121.8 \text{ cm}^2$$

3. Se buscarán las dimensiones de la placa

Debido a que la columna es de sección cuadrada, la placa también se diseñara de la misma forma.

Para el cálculo de los lados de la placa obtendremos la raíz cuadrada del área requerida y lo redondearemos a un número superior para su fácil elaboración.

$$L = \sqrt{A}$$
$$L = 71.567 \text{ cm}$$

Por cuestiones prácticas pondremos: $L = 80 \text{ cm}$

Cerrando a pulgadas cerradas

$$L = 31.496 \text{ pulg} \quad L = 31 \text{ pulg.}$$
$$L = 78.7 \text{ cm}$$

$$A_{\text{placa}} = 6200 \text{ cm}^2 > 5121.79 \text{ cm}^2$$

4. Determinación de m y n

$$m = N - 0.95d / 2 \quad m = 10.9$$

$$n = B - 0.8b / 2 \quad n = 15.4$$

Dado a que $B = N = L$

5. Esfuerzo de compresión real en la base

$$F_p = P / A_p \quad F_p = 77.4466 \text{ kg/cm}^2$$

6. Espesor de la placa

El espesor se asignará para el valor mayor de la placa (m o n)

$$g = \sqrt{\frac{3F_p m^2}{0.75 f_y}}$$

$$g = 5.3783 \text{ cm}$$

Solución: Se colocarán 2 placas de 1 1/8" (2.9cm c/u, 5.8cm total, peso total 448.2 kg/m²) para cumplir con el espesor requerido.

7. Diseño de anclas

Este diseño implica encontrar el diámetro y longitud de estos elementos.

El pandeo de la columna y desplomes constructivos accidentales permisibles, así como la acción sísmica, originan fuerzas cortantes transversales por lo que para tomar estos esfuerzos en el diseño de las anclas se establecerá el criterio siguiente:

Pandeo y desplomes accidentales

Se tomará 2.5% de la carga axial, como lo estipula el reglamento para el diseño de elementos de enlace en columnas compuestas.

Acción sísmica

Se tomará como un 10% de la carga axial, esto equivaldrá a considerar una aceleración sísmica de 0.1g.

Aplicando el criterio anterior a nuestro caso:

Por carga permanente (pandeo y desplome)

$$V = 0.025P \quad V = 12.004 \text{ Ton}$$

Por carga accidental (sismo)

$$V = 0.10P \quad V = 48.017 \text{ Ton}$$

Por carga permanente más accidental

$$V = 60.021 \text{ ton}$$

Por lo que para la determinación del diámetro de las anclas se realizará para:

$$V = 60021 \text{ kg}$$

Incrementando el esfuerzo cortante en 33% por seguridad ($1.33F_v$)

$$A_{\text{ancla}} = V / 1.33F_v$$

$$F_v = 0.4f_y$$

$$F_v = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{\text{ancla}} = 35.7 \text{ cm}^2$$

Para 20 anclas todas ellas situadas alrededor de la columna:

$$A_{\text{ancla}} = 1.79 \text{ cm}^2$$

$$\text{Diámetro ancla} = \sqrt{4A/\pi}$$

$$\text{Diámetro ancla} = 1.5081 \text{ cm}$$

$$\text{Diámetro comercial} \quad \mathbf{Var.} \quad \mathbf{5/8"} \quad 1.58 \text{ cm}$$

Esfuerzo permisible por adherencia (varilla corrugada)

$$\mu = 6.4\sqrt{f'_c} / \phi \quad \text{No debe ser mayor que } 17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = 64.046 \text{ kg/cm}^2 > 17 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto:

$$\mu = 17 \text{ kg/cm}^2$$

Longitud del ancla:

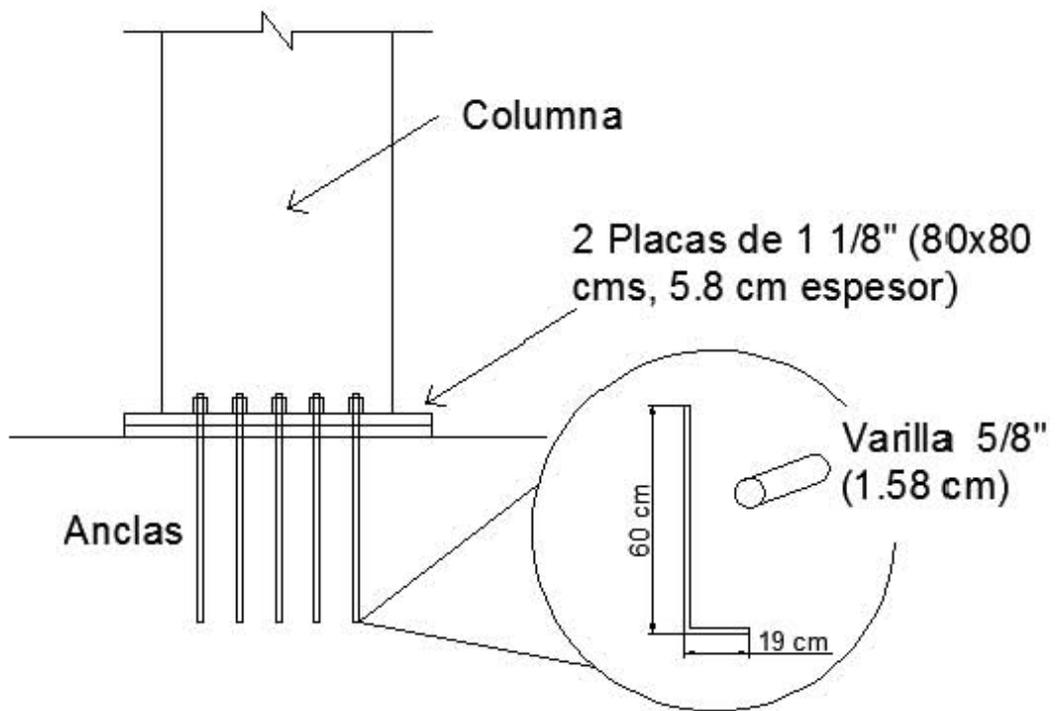
$$L_a = \phi f_y / 4\mu$$

$$L_a = 58.785 \text{ cms}$$

$$L_a = 60 \text{ cms}$$

$$\text{dobles: } 12\phi = 18.96 \text{ cm}$$

Separación entre varillas en base de la columna será de 10 cm.



DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS COLUMNAS DEL EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS

Carga actuante:	275.41 t	COLUMNA TIPO 3
Altura de la columna:	3.1 m	Basada en columna más desfavorable 3N C3

Sacar valores de K y orientación del perfil

K1	2	Espesor	0.4375 pulg	
K2	2	Peso	87.1 kg/m ²	
		Ancho	60 cm	57.7775 cm
t	1.11125	cm	c=	29.444375 cm

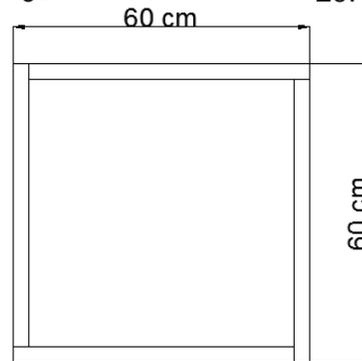
Características geométricas

Área: 266.7 cm²
 $I_y = I_x =$

$I = \frac{Ac^2 + bh^3}{12}$
 $I = 147063.5 \text{ cm}^4$

$r_x = r_y = \sqrt{I/A} = 23.482317 \text{ Cm}$

Relación b/t
 $b/t = 53.993251$



A continuación se muestran los cálculos específicos de las columnas del sitio de estudio tomando como base las fórmulas de esfuerzos permisibles (Ver Anexo A).

Elemento atiesado Caso A2

$b/t \leq 2000 / \sqrt{f_y} = 39.762139$
 $53.993251 > 39.762139$ Resultó mayor

Determinación de Qs
 Por ser elementos atiesados

$Q_s = 1$

Relación de esbeltez

$\lambda_1 = 620 / r$
 $\left(\frac{KL}{r}\right)_{\max} = 26.402846$

$\left(\frac{KL}{r}\right)^* c = \frac{6340}{f_y} \sqrt{Q_s Q_a}$

Determinación de Qa

Caso C2 $b/t > 2000 / \sqrt{f_y}$ (Ver Anexo B)

$$b\ell = \frac{2720}{\sqrt{fy}} t \left[1 - \frac{540}{\frac{b}{t} \sqrt{fy}} \right] \leq b$$

$$b\ell = 48.143991 \text{ Cm} = 49 \text{ cm}$$

$$Qa = \frac{A_{total} - \sum(b - b\ell)t}{A_{total}}$$

$$Qa = 0.9167792$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)^* c = 131.64266$$

Como $\left(\frac{KL}{r}\right)_{\max} \left(\frac{KL}{r}\right)^* c < 26.402846 < 131.64266$

Se aplica la ecuación 324-4 (Ver Anexo A)

$$Fa = \frac{12}{23} Qs Qa \left[1 - \frac{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}{2 \left(\frac{KL}{r}\right)^* c^2} \right] fy$$

$$Fa = 1185.8087 \text{ kg}$$

Carga resultante

$$P = Fa \cdot A$$

$$P = 316255.18 \text{ kg}$$

$$P = 316.25518 \text{ ton} \quad \text{Variación} \quad 15\%$$

Carga actuante

$$P = 275.41 \text{ ton}$$

La carga resultante es mayor que la carga actuante por lo tanto se acepta

FLEXOCOMPRESIÓN

DATOS:

COLUMNA TIPO 3
Basada en columna
más desfavorable 3N
C3

Proponiendo:

Columna cuadrada de placas 60 x 60 cm

A= 266.7 cm²

d= 0.6 m

b= 0.6 m

Espesor 1.1113 cm

Sx= 2545.3 cm³

Sy= 2545.3 cm³

P= 275.4 ton

Mx= 0.047 t-m

My= 0.0321 t-m

Permanentes		Accidentales			Perm+Accid.				
Sentido	Acciones			Acciones			Acciones		
x-x	P=	275.41	Ton	P=	55.082	ton	P=	330.492	ton
	M=	0.047	ton-m	M=	0.02351	ton-m	M=	0.070515	ton-m
y-y	P=	275.41	Ton	P=	55.082	ton	P=	330.492	ton
	M=	0.0321	ton-m	M=	0.01607	ton-m	M=	0.04821	ton-m

I. Diseño por carga permanente

P= 275.4 ton

Mx= 0.047 ton-m My= 0.03214 ton-m

Revisión a flexocompresión

P/A= 1032.7 kg/cm²

Fa= 1185.8 kg/cm²

P/A / Fa= 0.871 > 0.15

Deberá entonces utilizarse la siguiente ecuación:

$$\frac{P/A}{Fa} + \frac{C_{mx}Mx/Sx}{\left[1 - \frac{P/A}{F'\rho x}\right] Fbx} + \frac{C_{my}My/Sy}{\left[1 - \frac{P/A}{F'\rho y}\right] Fby} \leq 1.00$$

$$\begin{aligned} M_x/S_x &= 1.84690307415 \text{ kg/cm}^2 \\ M_y/S_y &= 1.26269867694 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Para marcos desplazables $C_{mx} = C_{my} = 0.85$

$$F' \rho_x = \frac{12 \pi^2 E}{23 \left(\frac{K_x l}{r_x}\right)^2} = 4938 \text{ kg/cm}^2$$

$$F' \rho_y = \frac{12 \pi^2 E}{23 \left(\frac{K_y l}{r_y}\right)^2} = 4938 \text{ kg/cm}^2$$

$$1 - \frac{\frac{P}{A}}{F' \rho_x} = 0.7909$$

$$1 - \frac{\frac{P}{A}}{F' \rho_y} = 0.7909$$

Esfuerzos de flexión permisibles

$$\begin{aligned} F_{by} &= 0.66f_y = 1670 \text{ kg/cm}^2 \\ F_{bx} &= F_{by} = 1670 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Sustituyendo en la ecuación:

$$\frac{P/A}{F_a} + \frac{C_{mx} M_x / S_x}{\left[1 - \frac{P/A}{F' \rho_x}\right] F_{bx}} + \frac{C_{my} M_y / S_y}{\left[1 - \frac{P/A}{F' \rho_y}\right] F_{by}} \leq 1.00$$

$$0.873 \leq 1$$

$$T = 13\%$$

La tolerancia sobrepasa el 10% sin embargo se aceptará para cuestiones de cargas accidentales y permanentes.

II. Revisión por carga permanente + accidental

$$P = 330.49 \text{ Ton} \quad M_x = 0.07 \text{ tn-m} \quad M_y = 0.0482 \text{ tn-m}$$

$$P/A = 1239.2 \text{ kg/cm}^2 \quad F_a = 1185.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$P/A / F_a = 1.045 > 0.15$$

$$M_x/S_x = 2.7704 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_y/S_y = 1.894 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_{mx} = C_{my} = 0.85$$

$$F'_{\rho x} = \frac{12 \pi^2 E}{23 \left(\frac{K_x l}{r_x}\right)^2} = 6567 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_{\rho y} = \frac{12 \pi^2 E}{23 \left(\frac{K_y l}{r_y}\right)^2} = 6567 \text{ kg/cm}^2$$

$$1 - \frac{\frac{P}{A}}{F'_{\rho x}} = 0.9497$$

$$1 - \frac{\frac{P}{A}}{F'_{\rho y}} = 0.9497$$

$$F_{by} = 1669.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{bx} = 1670 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo en la ecuación:

$$\frac{P/A}{F_a} + \frac{C_{mx} M_x / S_x}{\left[1 - \frac{P/A}{F'_{\rho x}}\right] F_{bx}} + \frac{C_{my} M_y / S_y}{\left[1 - \frac{P/A}{F'_{\rho y}}\right] F_{by}} \leq 1.00$$

$$1.0475 < 1.33$$

La sección es adecuada.

Solución: Placas soldadas de 60x60 cms y 7/16" de espesor peso 87.1 kg/m²

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS PLACAS DE BASE DE LAS COLUMNAS DEL EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS

COLUMNA TIPO 3
Basada en columna
más desfavorable
3N C3

1. Determinación de F_p

Dado a que se desconocen las dimensiones de la placa se aplica a siguiente expresión.

$$F_p = 0.375f'_c \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$
$$F_p = 93.75 \text{ kg/cm}^2$$

2. Área requerida para la placa

$$A = P/F_p$$
$$A = 3525.2 \text{ cm}^2$$

3. Se buscarán las dimensiones de la placa

Debido a que la columna es de sección cuadrada, la placa también se diseñará de la misma forma.

Para el cálculo de los lados de la placa obtendremos la raíz cuadrada del área requerida y lo redondearemos a un número superior para su fácil elaboración.

$$L = \sqrt{A}$$
$$L = 59.374 \text{ cm}$$

Por cuestiones prácticas pondremos: $L = 80 \text{ cm}$

Cerrando a pulgadas cerradas

$$L = 31.496 \text{ pulg.} \quad L = 31 \text{ pulg.}$$
$$L = 78.74 \text{ cm}$$

$$A_{\text{placa}} = 6200 \text{ cm}^2 > 3525.25 \text{ cm}^2$$

4. Determinación de m y n

$$m = N - 0.95d / 2 \quad m = 10.87$$

$$n = B - 0.8b / 2 \quad n = 15.37$$

Dado a que $B = N = L$

5. Esfuerzo de compresión real en la base

$$F_p = P / A_{pl} \quad F_p = 53.3053 \text{ kg/cm}^2$$

6. Espesor de la placa

El espesor se asignará para el valor mayor de la placa (m o n)

$$g = \sqrt{\frac{3F_p m^2}{0.75 f_y}}$$

$$g = 4.462 \text{ cm}$$

Solución: Se colocarán 2 placas de 1 1/8" (2.9cm c/u, 5.8cm total, peso total 448.2 kg/m²) para cumplir con el espesor requerido.

7. Diseño de anclas

Este diseño implica encontrar el diámetro y longitud de estos elementos.

El pandeo de la columna y desplomes constructivos accidentales permisibles, así como la acción sísmica, originan fuerzas cortantes transversales por lo que para tomar estos esfuerzos en el diseño de las anclas se establecerá el criterio siguiente:

Pandeo y desplomes accidentales

Se tomará 2.5% de la carga axial, como lo estipula el reglamento para el diseño de elementos de enlace en columnas compuestas.

Acción sísmica

Se tomará como un 10% de la carga axial, esto equivaldrá a considerar una aceleración sísmica de 0.1g.

Aplicando el criterio anterior a nuestro caso:

Por carga permanente (pandeo y desplome)

$$V = 0.025P \quad V = 8.26 \text{ ton}$$

Por carga accidental (sismo)

$$V = 0.10P \quad V = 33 \text{ ton}$$

Por carga permanente más accidental

$$V = 41.312 \text{ ton}$$

Por lo que para la determinación del diámetro de las anclas se realizará para:

$$V = 41312 \text{ kg}$$

Incrementando el esfuerzo cortante en 33% por seguridad ($1.33F_v$)

$$A_{\text{ancla}} = V / 1.33F_v$$

$$F_v = 0.4f_y \qquad F_v = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{\text{ancla}} = 24.59 \text{ cm}^2$$

Para 20 anclas todas ellas situadas alrededor de la columna:

$$A_{\text{ancla}} = 1.2295 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Diámetro ancla} &= \sqrt{4A/\pi} \\ \text{Diámetro ancla} &= 1.25 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\text{Diámetro comercial} \qquad \text{Var.} \qquad \mathbf{1/2"} \qquad 1.27 \text{ Cm}$$

Esfuerzo permisible por adherencia (varilla corrugada)

$$\mu = 6.4\sqrt{f'_c} / \phi \qquad \text{No debe ser mayor que } 17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = 79.679 \text{ kg/cm}^2 \qquad > \qquad 17 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto:

$$\mu = 17 \text{ kg/cm}^2$$

Longitud del ancla:

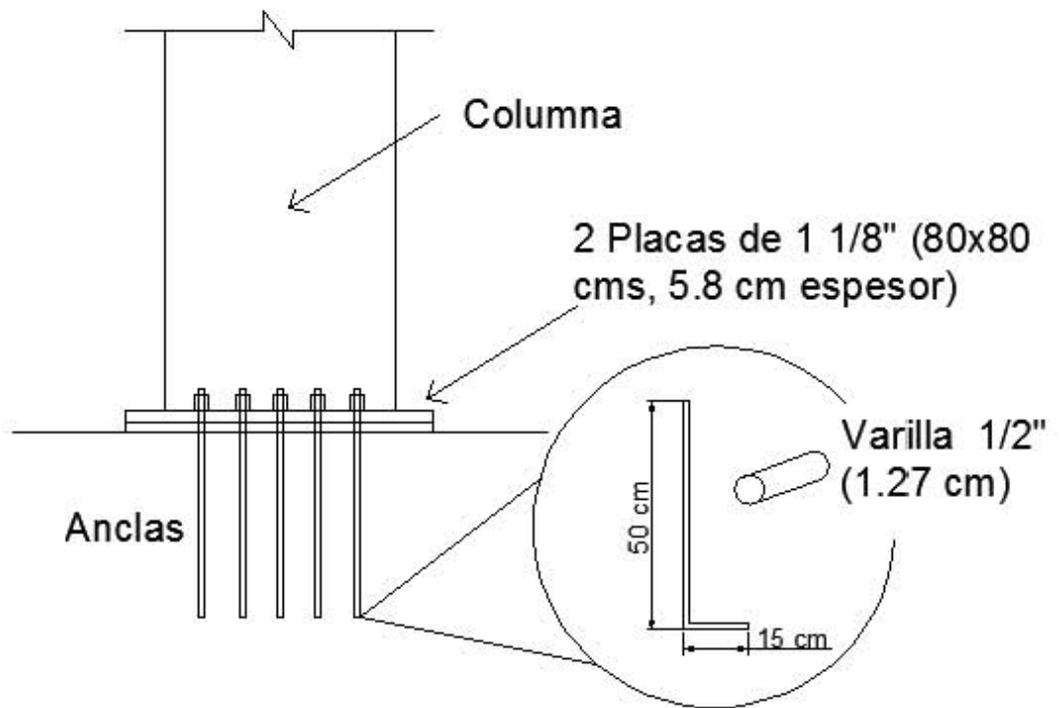
$$L_a = \phi f_y / 4\mu$$

$$L_a = 47.251 \text{ cms}$$

$$L_a = 50 \text{ cms}$$

$$\text{dobles:} \qquad 12\phi \qquad = \qquad 15.2 \text{ cm}$$

Separación entre varillas en base de la columna será de 10 cm.



DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS COLUMNAS DEL EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS

Carga actuante: 150.3 T **COLUMNA TIPO 4**
Basada en columna más desfavorable 5N
C3

Altura de la columna: 3.1 M

Sacar valores de K y orientación del perfil

K1	2	Espesor	0.375	pulg	
K2	2	Peso	74.7	kg/m ²	
		Ancho	40	Cm	38.095 cm
t	0.9525	cm	c=		19.52375 cm

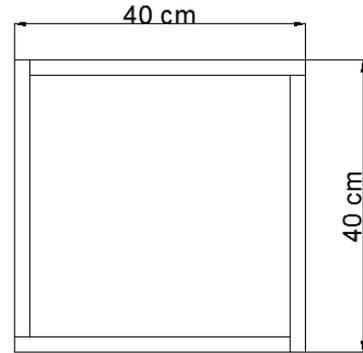
Características geométricas

Área: 152.4 cm²
I_y = I_x =

I = $Ac^2 + bh^3/12$
I = 36444.285 cm⁴

r_x = r_y = $\sqrt{I/A}$ 15.464014 Cm

Relación b/t
b/t = 41.994751



Elemento atiesado Caso A2

A continuación se muestran los cálculos específicos de las columnas del sitio de estudio tomando como base las fórmulas de esfuerzos permisibles (Ver Anexo A).

b/t ≤ 2000 / √f_y 39.762139

41.994751 > 39.762139 Resultó mayor

Determinación de Q_s

Por ser elementos atiesados Q_s = 1

Relación de esbeltez

λ₁ = 620 / r $\left(\frac{KL}{r}\right)_{\max} = 40.093083$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)^* c = \frac{6340}{\sqrt{Q_s Q_a}} f_y$$

Determinación de Q_a

Caso C2 b/t > 2000 / √f_y (Ver Anexo B)

$$b\ell = \frac{2720}{\sqrt{fy}} t \left[1 - \frac{540}{\frac{b}{t} \sqrt{fy}} \right] \leq b$$

$$b\ell = 38.340108 \text{ cm} = 39 \text{ cm}$$

$$Q_a = \frac{A_{total} - \sum(b - b\ell)t}{A_{total}}$$

$$Q_a = 0.9251312$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)^* c = 131.04707$$

Como $\left(\frac{KL}{r}\right)_{max} \left(\frac{KL}{r}\right)^* c < 40.093083 < 131.04707$

Se aplica la ecuación 324-4 (Ver Anexo A)

$$F_a = \frac{12}{23} Q_s Q_a \left[1 - \frac{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}{2 \left(\frac{KL}{r}\right)^* c^2} \right] f_y$$

$$F_a = 1164.0212 \text{ kg}$$

Carga resultante

$$P = F_a \cdot A$$

$$P = 177396.83 \text{ kg}$$

$$P = 177.39683 \text{ ton} \quad \text{Variación} \quad 18\%$$

Carga actuante

$$P = 150.3 \text{ ton}$$

La carga resultante es mayor que la carga actuante por lo tanto se acepta

FLEXOCOMPRESIÓN

DATOS:

COLUMNA TIPO 4
Basada en columna
más desfavorable 5N
C3

Proponiendo:

Columna cuadrada de placas 40 x 40 Cm
 A= 152.4 cm²
 d= 0.4 m
 b= 0.4 m
 Espesor 0.953 cm
 S_x= 956.7 cm³
 S_y= 956.7 cm³
 P= 150.3 ton
 M_x= 0.074 t-m
 M_y= 0.073 t-m

Permanentes				Accidentales			Perm+Accid.		
Sentido	Acciones			Acciones			Acciones		
x-x	P=	150.3	Ton	P=	30.06	Ton	P=	180.36	ton
	M=	0.07402	ton-m	M=	0.03701	ton-m	M=	0.11103	ton-m
y-y	P=	150.3	Ton	P=	30.06	Ton	P=	180.36	ton
	M=	0.07314	ton-m	M=	0.03657	ton-m	M=	0.10971	ton-m

I. Diseño por carga permanente

P= 150.3 ton
 M_x= 0.07402 ton-m M_y= 0.07314 ton-m

Revisión a flexocompresión

P/A= 986.2 kg/cm²
 Fa= 1164 kg/cm²
 P/A / Fa= 0.847 > 0.15

Deberá entonces utilizarse la siguiente ecuación:

$$\frac{P/A}{Fa} + \frac{Cm_x M_x / S_x}{\left[1 - \frac{P/A}{F' \rho_x}\right] Fbx} + \frac{Cm_y M_y / S_y}{\left[1 - \frac{P/A}{F' \rho_y}\right] Fby} \leq 1.00$$

$$\begin{aligned} M_x/S_x &= 7.73726768198 && \text{kg/cm}^2 \\ M_y/S_y &= 7.64528179222 && \text{kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Para marcos desplazables $C_{mx} = C_{my} = 0.85$

$$F' \rho_x = \frac{12}{23} \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_x l}{r_x}\right)^2} = 2141 \text{ kg/cm}^2$$

$$F' \rho_y = \frac{12}{23} \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_y l}{r_y}\right)^2} = 2141 \text{ kg/cm}^2$$

$$1 - \frac{\frac{P}{A}}{F' \rho_x} = 0.539437$$

$$1 - \frac{\frac{P}{A}}{F' \rho_y} = 0.539437$$

Esfuerzos de flexión permisibles

$$\begin{aligned} F_{by} &= 0.66f_y = 1670 \text{ kg/cm}^2 \\ F_{bx} &= F_{by} = 1670 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Sustituyendo en la ecuación:

$$\frac{P/A}{F_a} + \frac{C_{mx} M_x / S_x}{\left[1 - \frac{P/A}{F' \rho_x}\right] F_{bx}} + \frac{C_{my} M_y / S_y}{\left[1 - \frac{P/A}{F' \rho_y}\right] F_{by}} \leq 1.00$$

$$0.862 \leq 1$$

T= 14% La tolerancia sobrepasa el 10% sin embargo se aceptará para cuestiones de cargas accidentales y permanentes.

II. Revisión por carga permanente + accidental

$$P = 180.36 \text{ Ton} \quad M_x = 0.111 \text{ tn-m} \quad M_y = 0.11 \text{ tn-m}$$

$$P/A = 1183 \text{ kg/cm}^2 \quad F_a = 1164 \text{ kg/cm}^2$$

$$P/A / F_a = 1.017 > 0.15$$

$$M_x/S_x = 11.61 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_y/S_y = 11.47 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_{mx} = C_{my} = 0.85$$

$$F'_{\rho x} = \frac{12}{23} \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KxL}{r_x}\right)^2} = 2848 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_{\rho y} = \frac{12}{23} \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KyL}{r_y}\right)^2} = 2848 \text{ kg/cm}^2$$

$$1 - \frac{P/A}{F'_{\rho x}} = 0.937$$

$$1 - \frac{P/A}{F'_{\rho y}} = 0.937$$

$$F_{by} = 1670 \text{ kg/cm}^2 \quad F_{bx} = 1670 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo en la ecuación:

$$\frac{P/A}{F_a} + \frac{C_{mx} M_x / S_x}{\left[1 - \frac{P/A}{F'_{\rho x}}\right] F_{bx}} + \frac{C_{my} M_y / S_y}{\left[1 - \frac{P/A}{F'_{\rho y}}\right] F_{by}} \leq 1.00$$

$$1.029 < 1.33$$

La sección es adecuada.

Solución: Placas soldadas de 40x40 cms y 3/8" de espesor peso 74.7 kg/m²

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS COLUMNAS DEL EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS

Carga actuante: 88.74 T **COLUMNA TIPO 5**
Basada en columna más desfavorable
6N D3

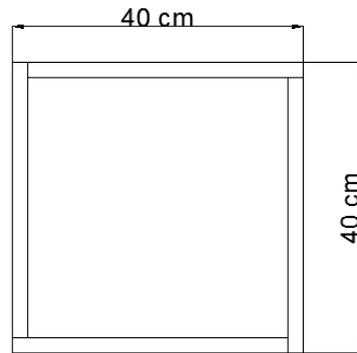
Altura de la columna: 3.1 M

Sacar valores de K y orientación del perfil

K1	2	Espesor	0.3125	Pulg	
K2	2	Peso	62.2	kg/m ²	
		Ancho	40	Cm	38.4125 cm
t	0.79375	cm	c=		19.603125 cm

Características geométricas

Área: 127 cm²
 $I_y = I_x =$
 $I = \frac{Ac^2 + bh^3}{12}$
 $I = 30934.771 \text{ cm}^4$
 $r_x = r_y = \sqrt{I/A} = 15.607078 \text{ cm}$



Relación b/t
 $b/t = 50.393701$

A continuación se muestran los cálculos específicos de las columnas del sitio de estudio tomando como base las fórmulas de esfuerzos permisibles (Ver Anexo A).

Elemento atiesado **Caso A2**

$b/t \leq 2000 / \sqrt{f_y} = 39.762139$

$50.393701 > 39.762139$ Resultó mayor

Determinación de Qs
 Por ser elementos atiesados

$Q_s = 1$

Relación de esbeltez

$\lambda_1 = 620 / r$ $\left(\frac{KL}{r}\right)_{\max} = 39.725566$

$\left(\frac{KL}{r}\right)^* c = \frac{6340}{\sqrt{Q_s Q_a} f_y}$

Determinación de Qa

Caso C2 $b/t > 2000 / \sqrt{f_y}$ (Ver Anexo B)

$$b\ell = \frac{2720}{\sqrt{fy}} t \left[1 - \frac{540}{\frac{b}{t} \sqrt{fy}} \right] \leq b$$

$$b\ell = 33.778946 \text{ Cm} = 34 \text{ cm}$$

$$Qa = \frac{A_{total} - \sum(b - b\ell)t}{A_{total}}$$

$$Qa = 0.5901575$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)^* c = 164.07599$$

$$\text{Como } \left(\frac{KL}{r}\right)_{\max} < \left(\frac{KL}{r}\right)^* c < 39.725566 < 164.07599$$

Se aplica la ecuación 324-4 (Ver Anexo A)

$$Fa = \frac{12}{23} Qs Qa \left[1 - \frac{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}{2 \left(\frac{KL}{r}\right)^* c^2} \right] fy$$

$$Fa = 756.17493 \text{ kg}$$

Carga resultante

$$P = Fa.A$$

$$P = 96034.216 \text{ kg}$$

$$P = 96.034216 \text{ ton} \quad \text{Variación}$$

8%

Carga actuante

$$P = 88.74 \text{ ton}$$

La carga resultante es mayor que la carga actuante por lo tanto se acepta

FLEXOCOMPRESIÓN

DATOS:

COLUMNA TIPO 5
Basada en columna
más desfavorable 6N
D3

Proponiendo:

Columna cuadrada de placas 40 x 40 Cm

A= 127 cm²

d= 0.4 m

b= 0.4 m

Espesor 0.7938 cm

S_x= 805.33 cm³

S_y= 805.33 cm³

P= 88.7 ton

M_x= 0.0367 t-m

M_y= 0.8206 t-m

Permanentes				Accidentales			Perm+Accid.		
Sentido	Acciones			Acciones			Acciones		
x-x	P=	88.74	ton	P=	17.748	Ton	P=	106.488	ton
	M=	0.03671	ton-m	M=	0.01836	ton-m	M=	0.055065	ton-m
y-y	P=	88.74	ton	P=	17.748	Ton	P=	106.488	ton
	M=	0.82055	ton-m	M=	0.41028	ton-m	M=	1.230825	ton-m

I. Diseño por carga permanente

P= 88.7 ton

M_x= 0.03671 ton-m M_y= 0.82055 ton-m

Revisión a flexocompresión

P/A= 698.74 kg/cm²

F_a= 756.17 kg/cm²

P/A / F_a= 0.924 > 0.15

Deberá entonces utilizarse la siguiente ecuación:

$$\frac{P/A}{F_a} + \frac{C_{mx} M_x / S_x}{\left[1 - \frac{P/A}{F'_{\rho x}}\right] F_{bx}} + \frac{C_{my} M_y / S_y}{\left[1 - \frac{P/A}{F'_{\rho y}}\right] F_{by}} \leq 1.00$$

$$\begin{aligned} M_x/S_x &= 4.55837496166 \text{ kg/cm}^2 \\ M_y/S_y &= 101.88980045732 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Para marcos desplazables $C_{mx} = C_{my} = 0.85$

$$F' \rho_x = \frac{12 \pi^2 E}{23 \left(\frac{K_x l}{r_x}\right)^2} = 2181 \text{ kg/cm}^2$$

$$F' \rho_y = \frac{12 \pi^2 E}{23 \left(\frac{K_y l}{r_y}\right)^2} = 2181 \text{ kg/cm}^2$$

$$1 - \frac{\frac{P}{A}}{F' \rho_x} = 0.67964$$

$$1 - \frac{\frac{P}{A}}{F' \rho_y} = 0.67964$$

Esfuerzos de flexión permisibles

$$\begin{aligned} F_{by} &= 0.66 f_y = 1670 \text{ kg/cm}^2 \\ F_{bx} &= F_{by} = 1670 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Sustituyendo en la ecuación:

$$\frac{P/A}{F_a} + \frac{C_{mx} M_x / S_x}{\left[1 - \frac{P/A}{F' \rho_x}\right] F_{bx}} + \frac{C_{my} M_y / S_y}{\left[1 - \frac{P/A}{F' \rho_y}\right] F_{by}} \leq 1.00$$

$$1.004 \leq 1$$

T= 0% La tolerancia es aceptable

II. Revisión por carga permanente + accidental

$$P = 106.49 \text{ Ton} \quad M_x = 0.055 \text{ tn-m} \quad M_y = 1.23 \text{ tn-m}$$

$$P/A = 838.49 \text{ kg/cm}^2 \quad F_a = 756 \text{ kg/cm}^2$$

$$P/A / F_a = 1.1089 > 0.15$$

$$M_x/S_x = 6.8376 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_y/S_y = 152.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_{mx} = C_{my} = 0.85$$

$$F'_{\rho x} = \frac{12 \pi^2 E}{23 \left(\frac{KxL}{r_x}\right)^2} = 2901 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_{\rho y} = \frac{12 \pi^2 E}{23 \left(\frac{KyL}{r_y}\right)^2} = 2901 \text{ kg/cm}^2$$

$$1 - \frac{\frac{P}{A}}{F'_{\rho x}} = 0.9633$$

$$1 - \frac{\frac{P}{A}}{F'_{\rho y}} = 0.9633$$

$$F_{by} = 1669.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{bx} = 1670 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo en la ecuación:

$$\frac{P/A}{F_a} + \frac{C_{mx} M_x / S_x}{\left[1 - \frac{P/A}{F'_{\rho x}}\right] F_{bx}} + \frac{C_{my} M_y / S_y}{\left[1 - \frac{P/A}{F'_{\rho y}}\right] F_{by}} \leq 1.00$$

$$1.1932 < 1.33$$

La sección es adecuada.

Solución: Placas soldadas de 40x40 cms y 5/16" de espesor peso 62.2 kg/m²

5.5.1. Análisis y diseño de la soldadura de placas de columnas.

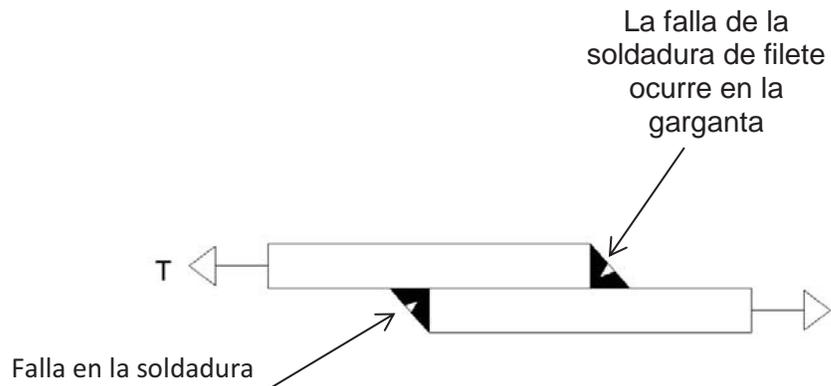
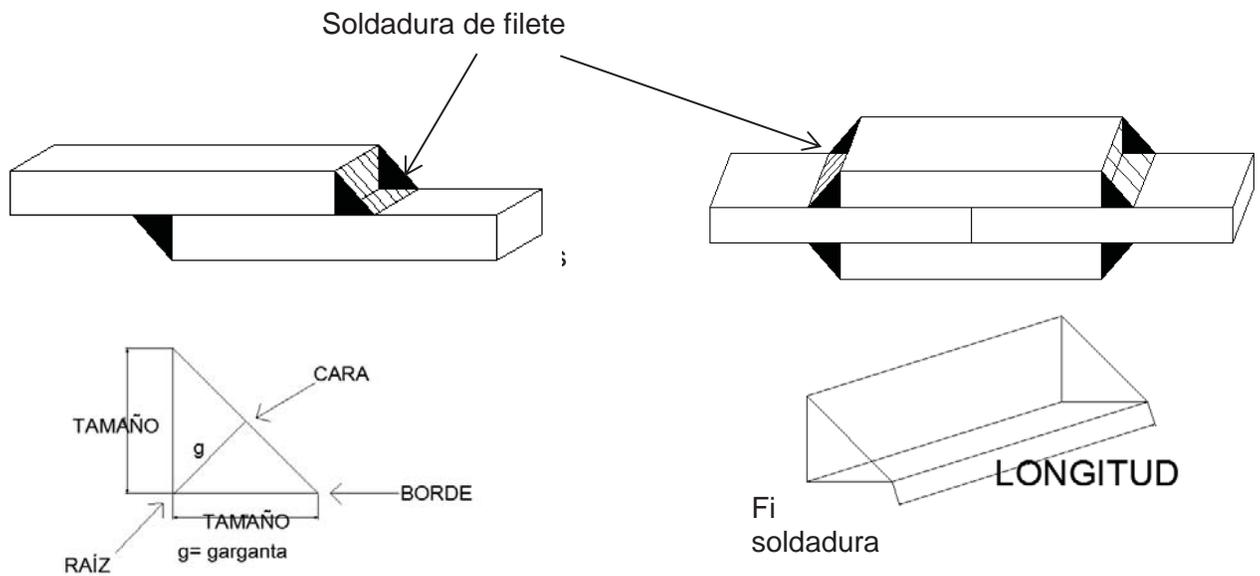
DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SOLDADURA DE LAS COLUMNAS DEL EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS

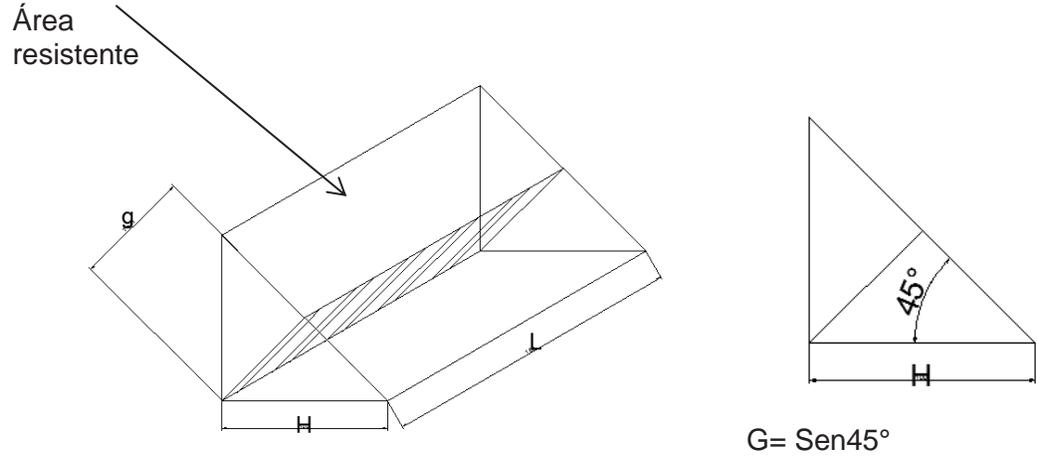
Dado a que el diseño de las columnas son elementos de tipo placa unidos por soldadura en forma cuadrada, ésta se debe diseñar a manera tal que sea capaz de soportar los esfuerzos generados por la misma estructura, por lo cual se da una solución como lo es la soldadura de filete o chaflán. A continuación se muestra con más detalle:

Soldadura de filete o chaflán

Esta soldadura recibe su nombre por su forma de triángulo con dos lados iguales.

La soldadura de filete es muy utilizada para unir elementos sin necesidad de realizar preparaciones a las piezas como en los casos que se muestra a continuación:





Capacidad del filete= Área resistente x Fv Soldadura

Capacidad del filete = $L \cdot H \cdot \text{Sen}45^\circ \cdot F_v \text{Soldadura}$

Determinaremos la capacidad de un filete de 1/16" por 1 cm de longitud.

Fv= 1260 kg/cm²

C= 141.4177 kg

C= 140 kg

Para soldaduras de filete con resistencia nominal misma que el material base se utilizarán las especificaciones de la tabla 347-1. (Ver Anexo C).

5.6. Análisis y diseño de las conexiones de vigas a columnas.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS CONEXIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS

Diseño de las dimensiones de las placas para la junta y los tornillos de 1/2" que se requieren para que se desarrolle la máxima capacidad de los canales.

Resistencia del tornillo común:

A-307

Tensión 4570 kg/cm²

Corte 7000 kg/cm²

Aplastamiento 3416 kg/cm²

Solución a la conexión:

IPR 12 x 6 1/2

Viga 6.15 m

CPS C12"

Peso: 30.8 kg/m

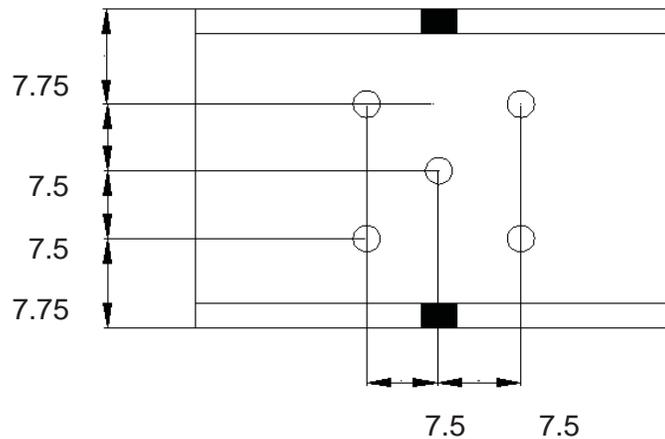
Área: 3920 mm²

Peralte: 305 mm

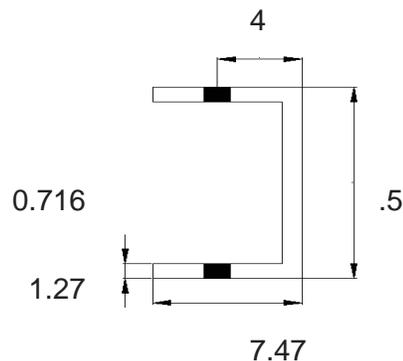
Espesor alma: 7.16 mm

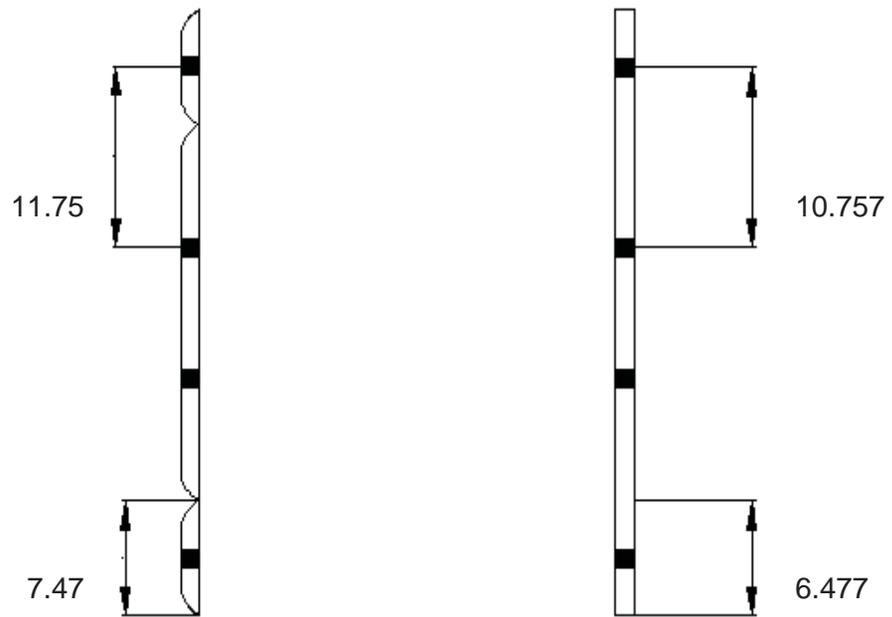
Patín: 74.7 mm

Espesor patín: 12.7 mm



Unidades en
cm

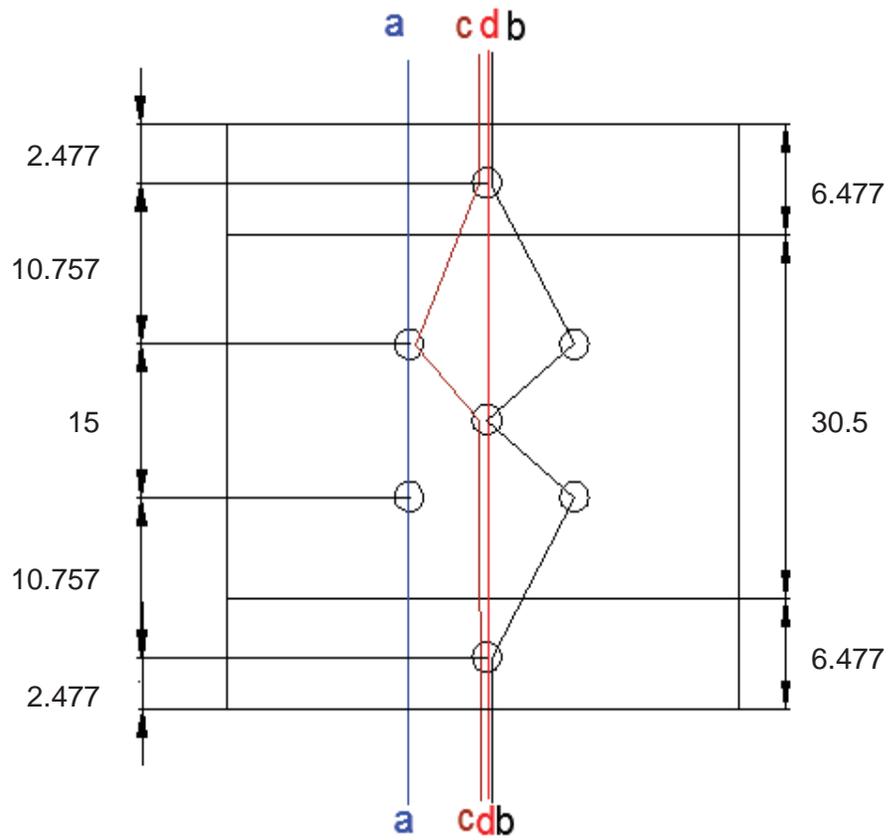




Real
g

Hipotética
 $g' = g - t$

$t = 0.993 \text{ cm}$



Diámetro del agujero:

$$1/2" + 1/8" = 5/8" \quad \varnothing = \quad 1.59 \text{ cm}$$

$$b_{\text{neto a-a}} = b - 2\varnothing + \frac{s^2}{4g} = 402.74 \text{ mm}$$

$$b_{\text{neto b-b}} = b - 5\varnothing + \frac{s^2}{4g} + \frac{s^2}{4g} + \frac{s^2}{4g} = 418.686 \text{ mm}$$

$$b_{\text{neto c-c}} = b - 4\varnothing + \frac{s^2}{4g} + \frac{s^2}{4g} = 413.895 \text{ mm}$$

$$b_{\text{neto d-d}} = b - 3\varnothing + \frac{s^2}{4g} + \frac{s^2}{4g} = 390.007 \text{ mm}$$

Resumen:

b _{neto a-a} =	40.274 cm	
b _{neto b-b} =	41.869 cm	
b _{neto c-c} =	41.39 cm	
b _{neto d-d} =	39.001 cm	RIGE

$$\begin{aligned} \text{Área neta} &= b_{\text{neto.t}} \\ &= 38.728 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Área neta por especificación} &= \\ &= 0.85 A_{\text{total}} \\ &= 33.32 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Tensión admisible por 2 CPS

$$\begin{aligned} T &= 2A_{\text{neto}} \cdot F_t \\ F_t &= 0.66(2530) = 1669.8 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= 111275.4720 \text{ kg} \\ T &= 111.2755 \text{ ton} \end{aligned}$$

Dimensiones requeridas por las placas de enlace.

Propuesta para patines:	2 Placas de 7"	17.78 cm
Propuesta para alma:	1 Placa de 11"	27.94 cm

Área de las placas

Apl= T/Ft 66.64 cm + 7 agujeros

Espesor de placas:

27.94 t + 35.56 t = 66.64 + 11.13 t

t= 1.272 cm

t= 1/2"

Determinación del número de tornillos requeridos

Acero A-307

Corte permisible

700 kg/cm²

Aplastamiento permisible

3416 kg/cm²

Número de tornillos requeridos en corte simple.

Atornillo:

1.27 cm²

N= 125.2 tornillos

Corte permisible:

700 kg/cm²

N= 126 tornillos

889 kg

Tornillos a corte doble:

3(2)

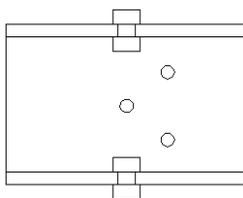
6

Tornillos a corte simple:

4(1)

4

10



Número de grupos tipo requeridos:

12.6 grupos

13 grupos

Revisión al aplastamiento

Espesor de partes conectadas más gruesas

Patín: 1.37 cm RIGE

faplast: C/A \emptyset

Alma: 0.77 cm

Placa: 1.27 cm

A= 1.27 cm²

Capacidad a corte doble del tornillo

c= 1778 kg

Área resistente al aplastamiento:

$$A_{\phi} = 1.7399 \text{ cm}^2$$

$$f_{\text{aplast}} = 1021.90 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{aplast}} = 3416 \text{ kg/cm}^2 > 1021.90 \text{ kg/cm}^2$$

No hay aplastamiento prematuro

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS CONEXIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS

Diseño de las dimensiones de las placas para la junta y los tornillos de 1/2" que se requieren para que se desarrolle la máxima capacidad de los canales.

Resistencia del tornillo común:

A-307

Tensión 4570 kg/cm²

Corte 7000 kg/cm²

Aplastamiento 3416 kg/cm²

Solución a la conexión:

IPR 10 x 4

Viga

2 m

CPS

C10"

Peso: 22.8 kg/m

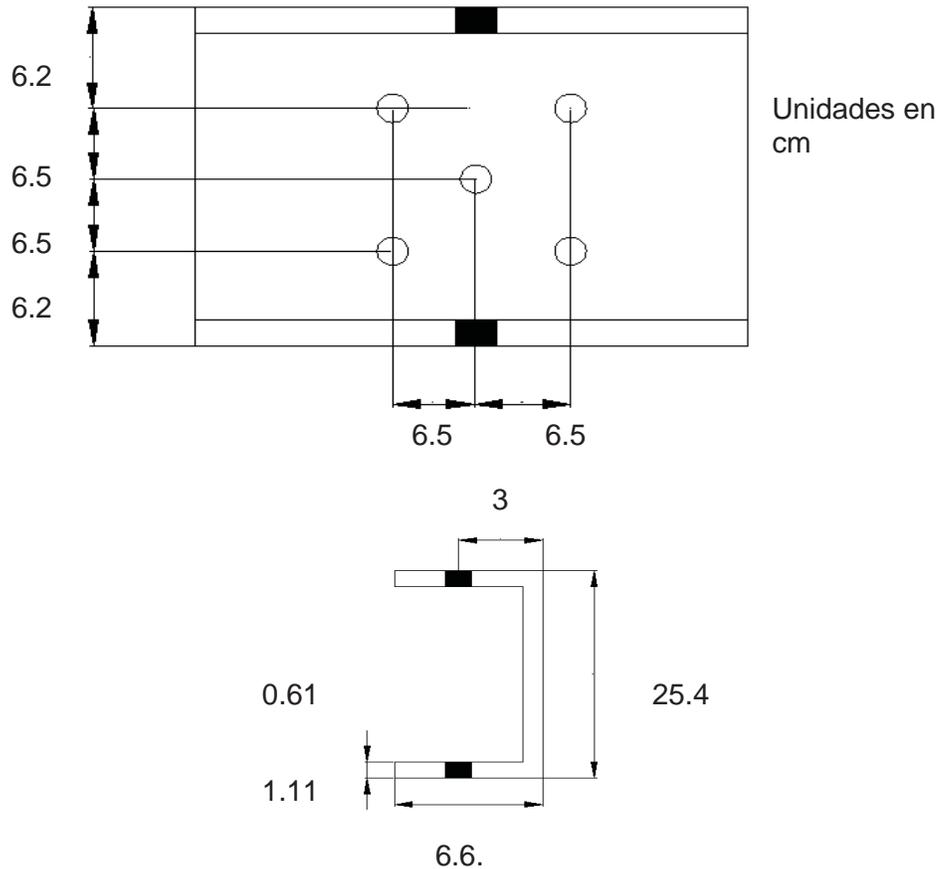
Área: 2890 mm²

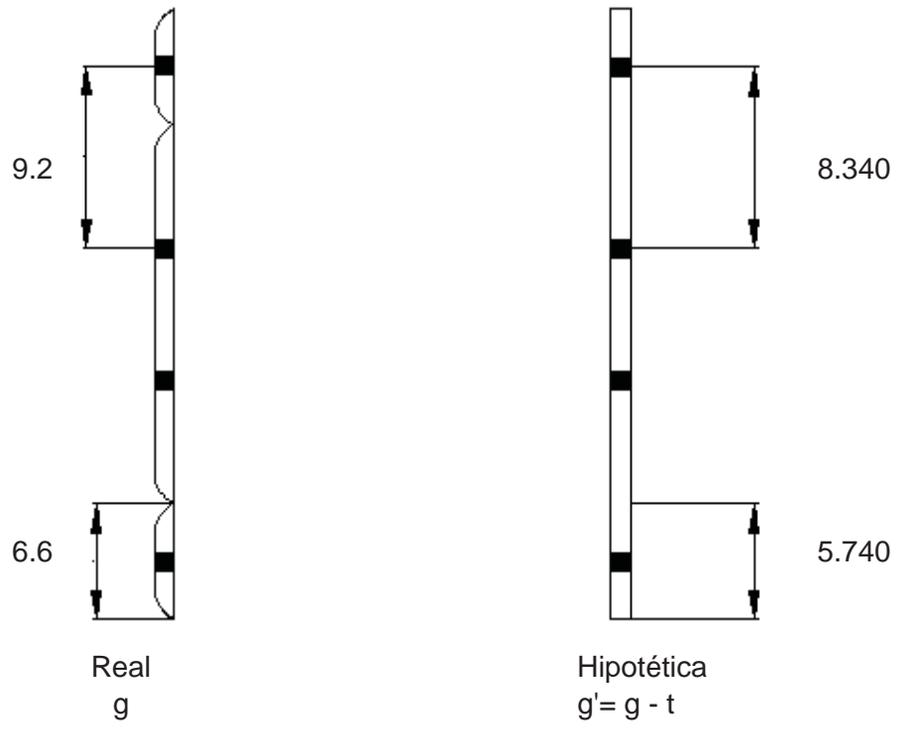
Peralte: 254 mm

Espesor alma: 6.1 mm

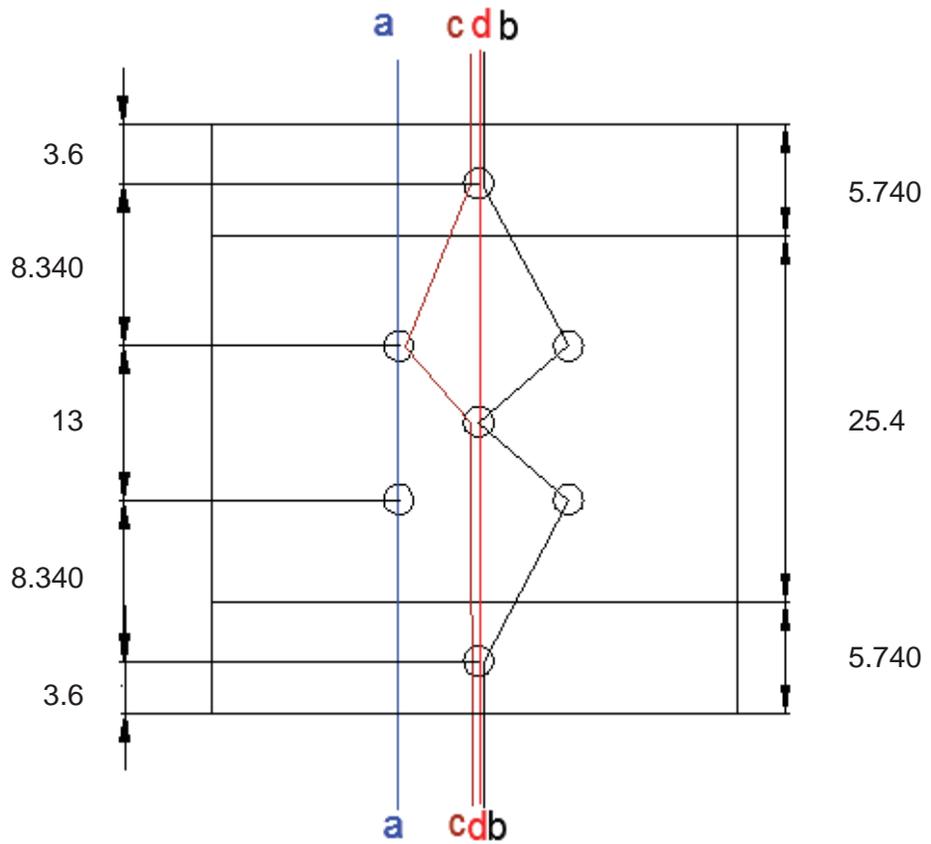
Patín: 66 mm

Espesor patín: 11.1 mm





$t = 0.860 \text{ cm}$



Diámetro del agujero:

$$\frac{1/2'' + 1/8''}{5/8''} = \phi = 1.59 \text{ cm}$$

$$b_{\text{neto a-a}} = b - 2\phi + \frac{s^2}{4g} = 337 \text{ mm}$$

$$b_{\text{neto b-b}} = b - 5\phi + \frac{s^2}{4g} + \frac{s^2}{4g} + \frac{s^2}{4g} = 347.13 \text{ mm}$$

$$b_{\text{neto c-c}} = b - 4\phi + \frac{s^2}{4g} + \frac{s^2}{4g} + \frac{s^2}{4g} = 344.455 \text{ mm}$$

$$b_{\text{neto d-d}} = b - 3\phi + \frac{s^2}{4g} + \frac{s^2}{4g} + \frac{s^2}{4g} = 325.016 \text{ mm}$$

Resumen:

b _{neto a-a} =	33.7	cm	
b _{neto b-b} =	34.71	cm	
b _{neto c-c} =	34.45	cm	
b _{neto d-d} =	32.5	cm	RIGE

$$\text{Área neta} = b_{\text{neto.t}} = 27.95 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Área neta por especificación} &= \\ &0.85 A_{\text{total}} \\ &24.57 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Tensión admisible por 2 CPS

$$\begin{aligned} T &= 2A_{\text{neto}} \cdot F_t \\ F_t &= 0.66(2530) = 1669.8 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= 82037.2740 \text{ kg} \\ T &= 82.0373 \text{ ton} \end{aligned}$$

Dimensiones requeridas por las placas de enlace.

Propuesta para patines:	2 Placas de 4"	10.16 cm
Propuesta para alma:	1 Placa de 10"	25.4 cm

Área de las placas

Apl= T/Ft 49.13 cm + 7 agujeros

Espesor de placas:
25.4 t + 20.32 t = 49.13 + 11.13 t

t= 1.4204 cm
t= 5/8"

Determinación del número de tornillos requeridos

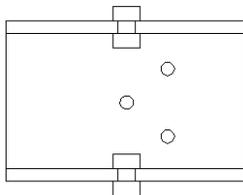
Acero A-307 Corte permisible 700 kg/cm2
 Aplastamiento permisible 3416 kg/cm2

Número de tornillos requeridos en corte simple.

Atornillo: 1.27 cm2 N= 92.3 tornillos
Corte permisible: 700 kg/cm2 N= 93 tornillos

889 kg

Tornillos a corte doble:	3(2)	6
Tornillos a corte simple:	4(1)	<u>4</u>
		10



Número de grupos tipo requeridos:

9.3 grupos
10 grupos

Revisión al aplastamiento

Espesor de partes conectadas más gruesas
Patín: 0.52 cm faplast: C/Aø
Alma: 0.46 cm
Placa: 1.58 cm RIGE
A= 1.27 cm2

Capacidad a corte doble del tornillo c= 1778 kg

Área resistente al aplastamiento:

$$A_{\phi} = 2.0066 \text{ cm}^2$$

$$f_{\text{aplast}} = 886.08 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{aplast}} = 3416 \text{ kg/cm}^2 > 886.08 \text{ kg/cm}^2$$

No hay aplastamiento prematuro

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS CONEXIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS

Diseño de las dimensiones de las placas para la junta y los tornillos de 1/2" que se requieren para que se desarrolle la máxima capacidad de los canales.

Resistencia del tornillo común:

A-307

Tensión 4570 kg/cm²

Corte 7000 kg/cm²

Aplastamiento 3416 kg/cm²

Solución a la conexión: **IPR** **14 x 6 3/4** **Viga** **5 m**

CPS C14" Fabricado especial dado a que no hay CPS comercial 14"

Peso: 23.92 kg Valores generados por cálculo de software

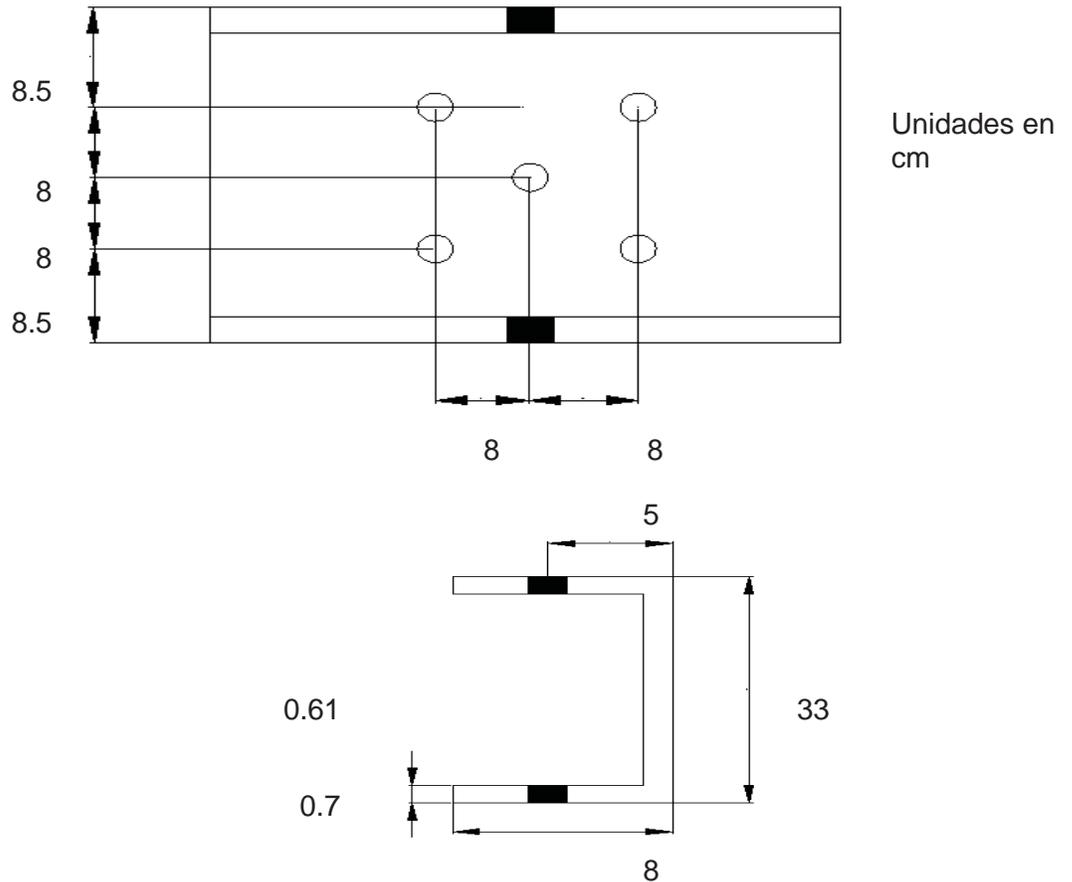
Área: 3048 mm²

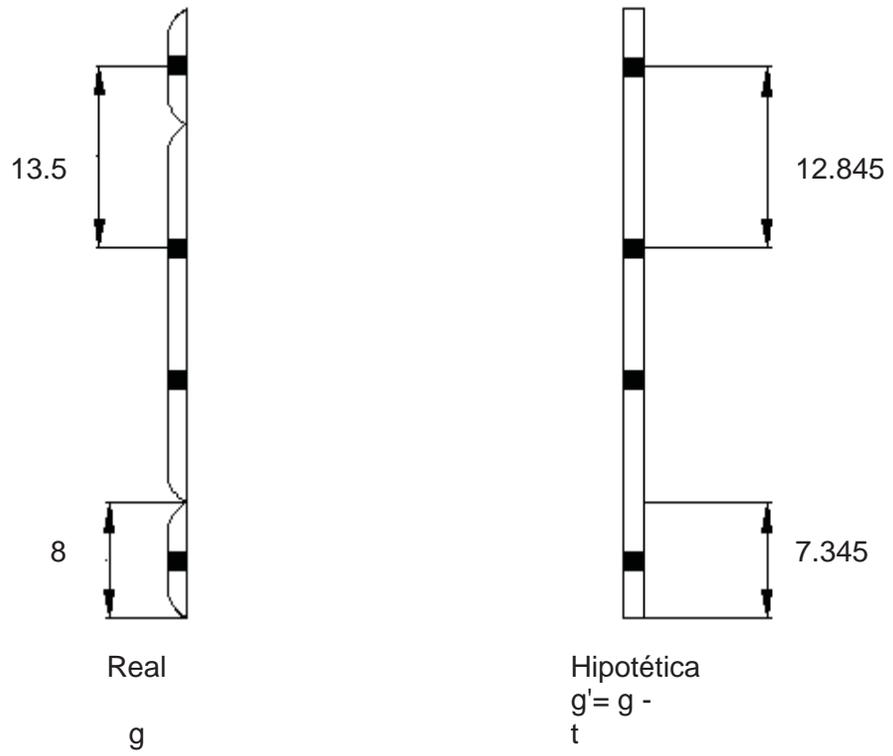
Peralte: 330 mm

Espesor alma: 6.1 mm

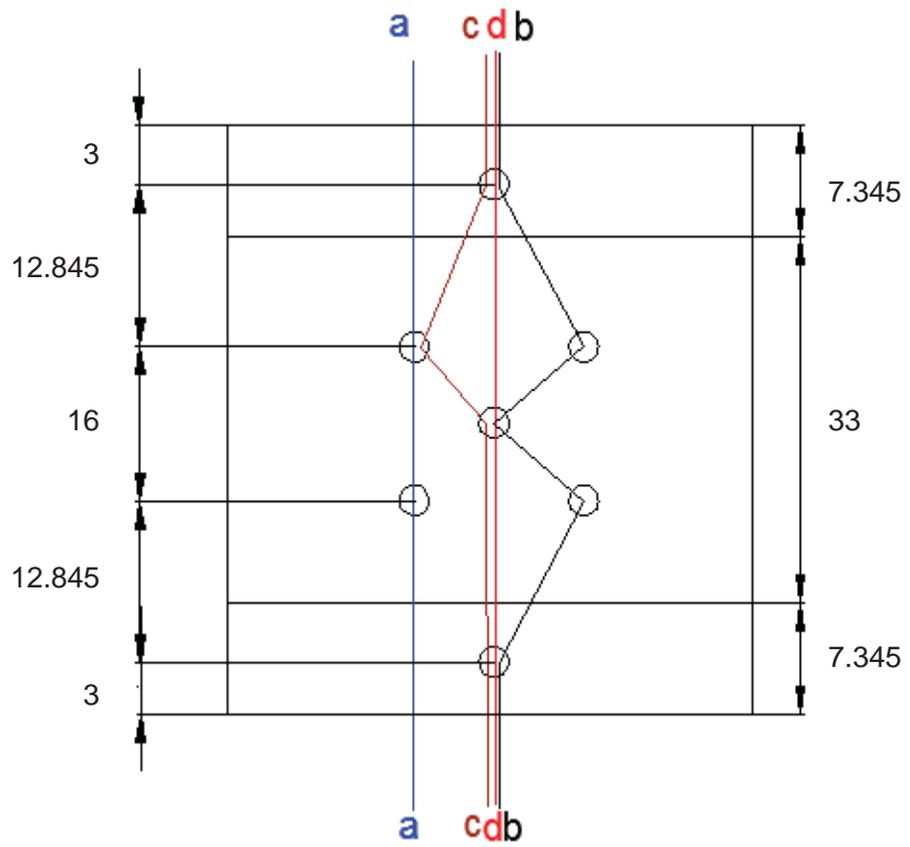
Patín: 80 mm

Espesor patín: 7 mm





$t = 0.655 \text{ cm}$



Diámetro del agujero:

$$\frac{1/2" + 1/8"}{5/8"} = \quad \phi = \quad 1.59 \text{ cm}$$

$$b_{\text{neto a-a}} = b - 2\phi + \frac{s^2}{4g} = \quad 445.1 \text{ mm}$$

$$b_{\text{neto b-b}} = b - 5\phi + \frac{s^2}{4g} + \frac{s^2}{4g} + \frac{s^2}{4g} = \quad 462.312 \text{ mm}$$

$$b_{\text{neto c-c}} = b - 4\phi + \frac{s^2}{4g} + \frac{s^2}{4g} + \frac{s^2}{4g} = \quad 456.626 \text{ mm}$$

$$b_{\text{neto d-d}} = b - 3\phi + \frac{s^2}{4g} + \frac{s^2}{4g} + \frac{s^2}{4g} = \quad 431.917 \text{ mm}$$

Resumen:

b _{neto a-a} =	44.51 cm	
b _{neto b-b} =	46.231 cm	
b _{neto c-c} =	45.663 cm	
b _{neto d-d} =	43.192 cm	RIGE

Área neta= b_{neto.t}
28.291 cm²

Área neta por especificación=
0.85 A_{total}
25.908 cm²

Tensión admisible por 2 CPS

$$T = 2A_{\text{neto}} \cdot F_t$$

F_t= 0.66(2530) 1669.8 kg/cm²

$$T = 86522.3568 \text{ kg}$$
$$T = 86.5224 \text{ ton}$$

Dimensiones requeridas por las placas de enlace.

Propuesta para patines: 2 Placas de 7" 17.78 cm

Propuesta para alma: 1 Placa de 13" 33.02 cm

Área de las placas

Apl= T/Ft 51.816 cm + 7 agujeros

Espesor de placas:

33.02 t + 35.56 t = 51.82 + 11.13 t

t= 0.90193 cm

t= 3/8"

Determinación del número de tornillos requeridos

Acero A-307

Corte permisible

700 kg/cm²

Aplastamiento permisible

3416 kg/cm²

Número de tornillos requeridos en corte simple.

Atornillo: 1.27 cm² N= 97.3 tornillos

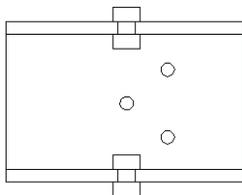
Corte permisible: 700 kg/cm² N= 93 tornillos

889 kg

Tornillos a corte doble: 3(2) 6

Tornillos a corte simple: 4(1) 4

10



Número de grupos tipo requeridos:

9.3 grupos

10 grupos

Revisión al aplastamiento

Espesor de partes conectadas más gruesas

Patín: 0.97 cm RIGE

faplast: C/A ϕ

Alma: 0.69 cm

Placa: 0.953 cm

A= 1.27 cm²

Capacidad a corte doble del tornillo

c= 1778 kg

Área resistente al aplastamiento:

$$A_{\phi} = 1.2319 \text{ cm}^2$$

$$f_{\text{aplast}} = 1443.30 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{aplast}} = 3416 \text{ kg/cm}^2 > 1443.30 \text{ kg/cm}^2$$

No hay aplastamiento prematuro

5.7. Análisis de resultados.

Resumen general de las secciones y materiales utilizados en cada nivel del edificio para su construcción, tomando en cuenta que cumple con las normatividades establecidas por los reglamentos pertinentes.

Planta Baja

Losa: (Ver Anexo G).

Losacero marca "IMSA" calibre 18, sección 4 de 12.59 kg/m² con 10cm de espesor de concreto superior a la cresta.

Conectores de cortante CPS 3" de 10 cm de longitud y 6.1 kg/m.

Para traveses de 6m y 6.15m 13 conectores @ 43.92cm, soldadura alrededor de toda la pieza.

Capacidad de soldadura 560kg/cm.

Para traveses de 2m 4 conectores @ 40 cm, soldadura alrededor de toda la pieza.

Capacidad de soldadura 560kg/cm.

Para traveses de 5m y 4.25m 11 conectores @ 41.66cm, soldadura alrededor de toda la pieza

Capacidad de soldadura 560kg/cm.

Columnas: (Ver Anexo G).

Columna tipo 1

Sección de 65x65cm hecha con placa de espesor 5/8" peso 124.5 kg/m².

Carga resultante de 718.86 ton.

Utilizar en ejes B2, B3, C2, C3, C4, D2, D3.

Placas de la base de 80x80cms.

2 placas de 1 1/8" (5.8cm de espesor, peso 448.2 kg/m²).

Anclas varilla 1/2" longitud 50cm con dobles de 15cm.

Columna tipo 2

Sección de 60x60cm hecha con placa de espesor 1/2" peso 99.6 kg/m².

Carga resultante de 430.20 ton.

Utilizar en ejes B1, B4, C1, C5, D1, D4.

Placas de la base de 80x80cms.

2 placas de 1 1/8" (5.8cm de espesor, peso 448.2 kg/m²).

Anclas varilla 5/8" longitud 60cm con dobles de 19cm.

Columna tipo 3

Sección de 60x60cm hecha con placa de espesor 7/16" peso 87.1 kg/m².

Carga resultante de 316.25 ton.

Utilizar en ejes A1, A2, A3, A4, B5, D5, E1, E2, E3, E4.

Placas de la base de 80x80cms.

2 placas de 1 1/8" (5.8cm de espesor, peso 448.2 kg/m²).

Anclas varilla 1/2" longitud 50cm con dobles de 15cm.

Trabes: (Ver Anexo G).

Para claros de 6 y 6.15 metros se utilizará viga IPR 12 x 6 1/2 de 53.7kg/m.

Se soportan los esfuerzos a tensión y a compresión ejercidos.

Para claros de 2 metros se utilizará viga IPR 10 x 4 de 17.1 kg/m.

El principal propósito de estas vigas es dar el ancho para el montaje de la losacero.

Para claros de 4.25 y 5 metros se utilizará viga IPR 14 x 6 3/4 de 44.7 kg/m.

Los esfuerzos que reciben esta viga a tensión y a compresión se soportan.

Conexiones: (Ver Anexo G).

Para la viga de 6 y 6.15 metros.

CPS C12" 30.8 kg/m.

2 placas de enlace de 7" de 1/2" de espesor para patines.

1 placa de enlace de 11" de 1/2" de espesor para alma.

13 grupos de 10 tornillos (6 a corte doble y 4 a corte simple) de 1.27 cm² de área.

Para la viga de 2 metros.

CPS C10" 22.8 kg/m.

2 placas de enlace de 4" de 5/8" de espesor para patines.

1 placa de enlace de 10" de 5/8" de espesor para alma.

10 grupos de 10 tornillos (6 a corte doble y 4 a corte simple) de 1.27 cm² de área.

Para la viga de 5 metros.

CPS C14" 23.92 kg/m

2 placas de enlace de 7" de 3/8" de espesor para patines.

1 placa de enlace de 13" de 3/8" de espesor para alma.

10 grupos de 10 tornillos (6 a corte doble y 4 a corte simple) de 1.27 cm² de área.

1° Nivel

Losa: (Ver Anexo G).

Losacero marca "IMSA" calibre 18, sección 4 de 12.59 kg/m² con 10cm de espesor de concreto superior a la cresta.

Conectores de cortante CPS 3" de 10 cm de longitud y 6.1 kg/m.

Para claros de 6m y 6.15m 13 conectores @ 43.92cm, soldadura alrededor de toda la pieza.

Capacidad de soldadura 560kg/cm.

Para claros de 2m 4 conectores @ 40 cm, soldadura alrededor de toda la pieza.

Capacidad de soldadura 560kg/cm.

Para claros de 5m y 4.25m 11 conectores @ 41.66cm, soldadura alrededor de toda la pieza.

Capacidad de soldadura 560kg/cm.

Columnas: (Ver Anexo G).

Columna tipo 2

Sección de 60x60cm hecha con placa de espesor 1/2" peso 99.6 kg/m².

Carga resultante de 430.20 ton.

Utilizar en ejes B2, B3, B4, C2, C3, C4, D2, D3, D4.

Columna tipo 3

Sección de 60x60cm hecha con placa de espesor 7/16" peso 87.1 kg/m².

Carga resultante de 316.25 ton.

Utilizar en ejes A1, A2, A3, A4, B1, B5, C1, C5, D1, D5, E1, E2, E3, E4.

Trabes: (Ver Anexo G).

Para claros de 6 y 6.15 metros se utilizará viga IPR 12 x 6 1/2 de 53.7kg/m.

Se soportan los esfuerzos a tensión y a compresión ejercidos.

Para claros de 2 metros se utilizará viga IPR 10 x 4 de 17.1 kg/m.

El principal propósito de estas vigas es dar el ancho para el montaje de la losacero.

Para claros de 4.25 y 5 metros se utilizará viga IPR 14 x 6 3/4 de 44.7 kg/m.

Los esfuerzos que reciben esta viga a tensión y a compresión se soportan.

Conexiones:(Ver Anexo G).

Para la viga de 6 y 6.15 metros.

CPS C12" 30.8 kg/m.

2 placas de enlace de 7" de 1/2" de espesor para patines.

1 placa de enlace de 11" de 1/2" de espesor para alma.

13 grupos de 10 tornillos (6 a corte doble y 4 a corte simple) de 1.27 cm² de área.

Para la viga de 2 metros.

CPS C10" 22.8 kg/m.

2 placas de enlace de 4" de 5/8" de espesor para patines.

1 placa de enlace de 10" de 5/8" de espesor para alma.

10 grupos de 10 tornillos (6 a corte doble y 4 a corte simple) de 1.27 cm² de área.

Para la viga de 5 metros.

CPS C14" 23.92 kg/m

2 placas de enlace de 7" de 3/8" de espesor para patines

1 placa de enlace de 13" de 3/8" de espesor para alma

10 grupos de 10 tornillos (6 a corte doble y 4 a corte simple) de 1.27 cm² de área

2° Nivel

Losa: (Ver Anexo G).

Losacero marca "IMSA" calibre 18, sección 4 de 12.59 kg/m² con 10cm de espesor de concreto superior a la cresta.

Conectores de cortante CPS 3" de 10 cm de longitud y 6.1 kg/m.

Para traveses de 6m y 6.15m 13 conectores @ 43.92cm, soldadura alrededor de toda la pieza.

Capacidad de soldadura 560kg/cm.

Para traveses de 2m 4 conectores @ 40 cm, soldadura alrededor de toda la pieza.

Capacidad de soldadura 560kg/cm.

Para traveses de 5m y 4.25m 11 conectores @ 41.66cm, soldadura alrededor de toda la pieza

Capacidad de soldadura 560kg/cm.

Columnas: (Ver Anexo G).

Columna tipo 2

Sección de 60x60cm hecha con placa de espesor 1/2" peso 99.6 kg/m².

Carga resultante de 430.20 ton.

Utilizar en ejes B2, B3, B4, C2, C3, C4, D2, D3.

Columna tipo 3

Sección de 60x60cm hecha con placa de espesor 7/16" peso 87.1 kg/m².

Carga resultante de 316.25 ton.

Utilizar en ejes A2, A3, B1, C1, C5, D1, D4, E2, E3.

Columna tipo 4

Sección de 40x40cm hecha con placa de espesor 3/8" peso 74.7 kg/m².

Carga resultante de 177.39 ton.

Utilizar en ejes A1, A4, B5, D5, E1, E4.

Trabes: (Ver Anexo G).

Para claros de 6 y 6.15 metros se utilizará viga IPR 12 x 6 1/2 de 53.7kg/m.

Se soportan los esfuerzos a tensión y a compresión ejercidos.

Para claros de 2 metros se utilizará viga IPR 10 x 4 de 17.1 kg/m.

El principal propósito de estas vigas es dar el ancho para el montaje de la losacero.

Para claros de 4.25 y 5 metros se utilizará viga IPR 14 x 6 3/4 de 44.7 kg/m.

Los esfuerzos que reciben esta viga a tensión y a compresión se soportan.

Conexiones: (Ver Anexo G).

Para la viga de 6 y 6.15 metros.

CPS C12" 30.8 kg/m.

2 placas de enlace de 7" de 1/2" de espesor para patines.

1 placa de enlace de 11" de 1/2" de espesor para alma.

13 grupos de 10 tornillos (6 a corte doble y 4 a corte simple) de 1.27 cm² de área.

Para la viga de 2 metros.

CPS C10" 22.8 kg/m.

2 placas de enlace de 4" de 5/8" de espesor para patines.

1 placa de enlace de 10" de 5/8" de espesor para alma.

10 grupos de 10 tornillos (6 a corte doble y 4 a corte simple) de 1.27 cm² de área.

Para la viga de 5 metros.

CPS C14" 23.92 kg/m.

2 placas de enlace de 7" de 3/8" de espesor para patines.

1 placa de enlace de 13" de 3/8" de espesor para alma.

10 grupos de 10 tornillos (6 a corte doble y 4 a corte simple) de 1.27 cm² de área.

3° Nivel

Losa: (Ver Anexo G).

Losacero marca "IMSA" calibre 18, sección 4 de 12.59 kg/m² con 10cm de espesor de concreto superior a la cresta.

Conectores de cortante CPS 3" de 10 cm de longitud y 6.1 kg/m.

Para traveses de 6m y 6.15m 13 conectores @ 43.92cm, soldadura alrededor de toda la pieza.

Capacidad de soldadura 560kg/cm.

Para traveses de 2m 4 conectores @ 40 cm, soldadura alrededor de toda la pieza.

Capacidad de soldadura 560kg/cm.

Para traveses de 5m y 4.25m 11 conectores @ 41.66cm, soldadura alrededor de toda la pieza

Capacidad de soldadura 560kg/cm.

Columnas: (Ver Anexo G).

Columna tipo 3

Sección de 60x60cm hecha con placa de espesor 7/16" peso 87.1 kg/m².

Carga resultante de 316.25 ton.

Utilizar en ejes B1, B2, B3, B4, C2, C3, C4, C5, D1, D2, D3, D4.

Columna tipo 4

Sección de 40x40cm hecha con placa de espesor 3/8" peso 74.7 kg/m².

Carga resultante de 177.39 ton.

Utilizar en ejes A1, A2, A3, A4, B5, C1, D5, E1, E2, E3, E4.

Traveses: (Ver Anexo G).

Para claros de 6 y 6.15 metros se utilizará viga IPR 12 x 6 1/2 de 53.7kg/m.

Se soportan los esfuerzos a tensión y a compresión ejercidos.

Para claros de 2 metros se utilizará viga IPR 10 x 4 de 17.1 kg/m.

El principal propósito de estas vigas es dar el ancho para el montaje de la losacero.

Para claros de 4.25 y 5 metros se utilizará viga IPR 14 x 6 3/4 de 44.7 kg/m.

Los esfuerzos que reciben esta viga a tensión y a compresión se soportan.

Conexiones: (Ver Anexo G).

Para la viga de 6 y 6.15 metros.

CPS C12" 30.8 kg/m.

2 placas de enlace de 7" de 1/2" de espesor para patines.

1 placa de enlace de 11" de 1/2" de espesor para alma.

13 grupos de 10 tornillos (6 a corte doble y 4 a corte simple) de 1.27 cm² de área.

Para la viga de 2 metros.

CPS C10" 22.8 kg/m.

2 placas de enlace de 4" de 5/8" de espesor para patines.

1 placa de enlace de 10" de 5/8" de espesor para alma.

10 grupos de 10 tornillos (6 a corte doble y 4 a corte simple) de 1.27 cm² de área.

4° Nivel

Losa: (Ver Anexo G).

Losacero marca "IMSA" calibre 18, sección 4 de 12.59 kg/m² con 10cm de espesor de concreto superior a la cresta.

Conectores de cortante CPS 3" de 10 cm de longitud y 6.1 kg/m.

Para traveses de 6m y 6.15m 13 conectores @ 43.92cm, soldadura alrededor de toda la pieza.

Capacidad de soldadura 560kg/cm.

Para traveses de 2m 4 conectores @ 40 cm, soldadura alrededor de toda la pieza.

Capacidad de soldadura 560kg/cm.

Para traveses de 5m y 4.25m 11 conectores @ 41.66cm, soldadura alrededor de toda la pieza.

Capacidad de soldadura 560kg/cm.

Columnas: (Ver Anexo G).

Columna tipo 3

Sección de 60x60cm hecha con placa de espesor 7/16" peso 87.1 kg/m².

Carga resultante de 316.25 ton.

Utilizar en ejes B2, B3, C2, C3, C4, D2, D3.

Columna tipo 4

Sección de 40x40cm hecha con placa de espesor 3/8" peso 74.7 kg/m².

Carga resultante de 177.39 ton.

Utilizar en ejes A1, A2, A3, A4, B1, B4, C1, C5, D1, D4, D5, E1, E2, E3, E4.

Traveses: (Ver Anexo G).

Para claros de 6 y 6.15 metros se utilizará viga IPR 12 x 6 1/2 de 53.7kg/m.

Se soportan los esfuerzos a tensión y a compresión ejercidos.

Para claros de 2 metros se utilizará viga IPR 10 x 4 de 17.1 kg/m.

El principal propósito de estas vigas es dar el ancho para el montaje de la losacero.

Para claros de 4.25 y 5 metros se utilizará viga IPR 14 x 6 3/4 de 44.7 kg/m.

Los esfuerzos que reciben esta viga a tensión y a compresión se soportan.

Conexiones: (Ver Anexo G).

Para la viga de 6 y 6.15 metros.

CPS C12" 30.8 kg/m.

2 placas de enlace de 7" de 1/2" de espesor para patines.

1 placa de enlace de 11" de 1/2" de espesor para alma.

13 grupos de 10 tornillos (6 a corte doble y 4 a corte simple) de 1.27 cm² de área.

Para la viga de 2 metros.

CPS C10" 22.8 kg/m.

2 placas de enlace de 4" de 5/8" de espesor para patines.

1 placa de enlace de 10" de 5/8" de espesor para alma.

10 grupos de 10 tornillos (6 a corte doble y 4 a corte simple) de 1.27 cm² de área.

Para la viga de 5 metros.

CPS C14" 23.92 kg/m.

2 placas de enlace de 7" de 3/8" de espesor para patines.

1 placa de enlace de 13" de 3/8" de espesor para alma.

10 grupos de 10 tornillos (6 a corte doble y 4 a corte simple) de 1.27 cm² de área.

5° Nivel

Losa: (Ver Anexo G).

Losacero marca "IMSA" calibre 18, sección 4 de 12.59 kg/m² con 10cm de espesor de concreto superior a la cresta.

Conectores de cortante CPS 3" de 10 cm de longitud y 6.1 kg/m.

Para traveses de 6m y 6.15m 13 conectores @ 43.92cm, soldadura alrededor de toda la pieza.

Capacidad de soldadura 560kg/cm.

Para traveses de 2m 4 conectores @ 40 cm, soldadura alrededor de toda la pieza.

Capacidad de soldadura 560kg/cm.

Para traveses de 5m y 4.25m 11 conectores @ 41.66cm, soldadura alrededor de toda la pieza

Capacidad de soldadura 560kg/cm.

Columnas: (Ver Anexo G).

Columna tipo 4

Sección de 40x40cm hecha con placa de espesor 3/8" peso 74.7 kg/m².

Carga resultante de 177.39 ton.

Utilizar en ejes B1, B2, B3, B4, C1, C2, C3, C4, C5, D1, D2, D3, D4, E2, E3.

Columna tipo 5

Sección de 40x40cm hecha con placa de espesor 5/16" peso 62.2 kg/m².

Carga resultante de 96.03 ton.

Utilizar en ejes A1, A2, A3, A4, B5, D5, E1, E4.

Traveses: (Ver Anexo G).

Para claros de 6 y 6.15 metros se utilizará viga IPR 12 x 6 1/2 de 53.7kg/m.

Se soportan los esfuerzos a tensión y a compresión ejercidos.

Para claros de 2 metros se utilizará viga IPR 10 x 4 de 17.1 kg/m.

El principal propósito de estas vigas es dar el ancho para el montaje de la losacero.

Para claros de 4.25 y 5 metros se utilizará viga IPR 14 x 6 3/4 de 44.7 kg/m.

Los esfuerzos que reciben esta viga a tensión y a compresión se soportan.

Conexiones: (Ver Anexo G).

Para la viga de 6 y 6.15 metros.

CPS C12" 30.8 kg/m.

2 placas de enlace de 7" de 1/2" de espesor para patines.

1 placa de enlace de 11" de 1/2" de espesor para alma.

13 grupos de 10 tornillos (6 a corte doble y 4 a corte simple) de 1.27 cm² de área.

Para la viga de 2 metros.

CPS C10" 22.8 kg/m.

2 placas de enlace de 4" de 5/8" de espesor para patines.

1 placa de enlace de 10" de 5/8" de espesor para alma.

10 grupos de 10 tornillos (6 a corte doble y 4 a corte simple) de 1.27 cm² de área.

Para la viga de 5 metros.

CPS C14" 23.92 kg/m.

2 placas de enlace de 7" de 3/8" de espesor para patines.

1 placa de enlace de 13" de 3/8" de espesor para alma.

10 grupos de 10 tornillos (6 a corte doble y 4 a corte simple) de 1.27 cm² de área.

6° Nivel

Losa: (Ver Anexo G).

Losacero marca "IMSA" calibre 18, sección 4 de 12.59 kg/m² con 10cm de espesor de concreto superior a la cresta.

Conectores de cortante CPS 3" de 10 cm de longitud y 6.1 kg/m.

Para traveses de 6m y 6.15m 13 conectores @ 43.92cm, soldadura alrededor de toda la pieza.

Capacidad de soldadura 560kg/cm.

Para traveses de 2m 4 conectores @ 40 cm, soldadura alrededor de toda la pieza.

Capacidad de soldadura 560kg/cm.

Para traveses de 5m y 4.25m 11 conectores @ 41.66cm, soldadura alrededor de toda la pieza

Capacidad de soldadura 560kg/cm.

Columnas: (Ver Anexo G).

Columna tipo 5

Sección de 40x40cm hecha con placa de espesor 5/16" peso 62.2 kg/m².

Carga resultante de 96.03 ton.

Utilizar en todos los ejes de este nivel.

Traveses: (Ver Anexo G).

Para claros de 6 y 6.15 metros se utilizará viga IPR 12 x 6 1/2 de 53.7kg/m.

Se soportan los esfuerzos a tensión y a compresión ejercidos.

Para claros de 2 metros se utilizará viga IPR 10 x 4 de 17.1 kg/m.

El principal propósito de estas vigas es dar el ancho para el montaje de la losacero.

Para claros de 4.25 y 5 metros se utilizará viga IPR 14 x 6 3/4 de 44.7 kg/m.

Los esfuerzos que reciben esta viga a tensión y a compresión se soportan.

Conexiones: (Ver Anexo G).

Para la viga de 6 y 6.15 metros.

CPS C12" 30.8 kg/m.

2 placas de enlace de 7" de 1/2" de espesor para patines.

1 placa de enlace de 11" de 1/2" de espesor para alma.

13 grupos de 10 tornillos (6 a corte doble y 4 a corte simple) de 1.27 cm² de área.

Para la viga de 2 metros.

CPS C10" 22.8 kg/m.

2 placas de enlace de 4" de 5/8" de espesor para patines.

1 placa de enlace de 10" de 5/8" de espesor para alma.

10 grupos de 10 tornillos (6 a corte doble y 4 a corte simple) de 1.27 cm² de área.

Para la viga de 5 metros.

CPS C14" 23.92 kg/m.

2 placas de enlace de 7" de 3/8" de espesor para patines.

1 placa de enlace de 13" de 3/8" de espesor para alma.

10 grupos de 10 tornillos (6 a corte doble y 4 a corte simple) de 1.27 cm² de área.

Dadas las circunstancias estructurales que se obtuvieron al realizar los cálculos de los elementos y hacer el correspondiente análisis y diseño estructural se constata que los planos en el anexo D, E, F y G, cumplen con las leyendas determinadas por la normatividad establecida en el municipio de Uruapan, Mich.

Así como su cumplimiento a las especificaciones constantes del proyecto y normas técnicas que exige el reglamento de construcción de la ciudad de Uruapan, Mich., mismo que fue publicado el 31 de octubre de 2011.

Los presentes anexos muestran una guía de los elementos y materiales a utilizar en sus correctas dimensiones para proporcionar un proyecto sustentable, seguro, funcional y estético, como lo demanda la mayoría de los reglamentos que rigen los códigos de construcción en los Estados Unidos Mexicanos.

CONCLUSIÓN

Al comienzo del presente trabajo se presentaron objetivos de gran relevancia, los cuales con el transcurso de la investigación se fueron presentando las soluciones a cada uno de ellos. El objetivo general era lograr la construcción del edificio de departamentos de siete niveles en acero. Al concluir el capítulo número 5 se logró determinar que era factible realizar una edificación de estas magnitudes con el material principal propuesto: el acero.

De igual manera se propuso un diseño arquitectónico adecuado a las necesidades del mercado potencial, contando con todos los elementos necesarios que necesita una vivienda, además de un proyecto atractivo con un buen dimensionamiento en sus elementos, por lo cual se cumplió el objetivo número 1.

Se propuso un tipo de departamento uniforme para todos los niveles a razón de dos departamentos por nivel, exceptuando la planta baja la cual funge como centro administrativo y de recreación del edificio, en el primer nivel o planta baja se pueden encontrar los servicios administrativos del edificio, recepción, lavandería, gimnasio, conserjería, piscina y el cuarto de máquinas, además de dos elevadores y escaleras para el edificio. Los seis niveles superiores tendrán dos departamentos por nivel de aproximadamente 202 m² cada uno de ellos contando con 3 recámaras, 1 recámara de servicio, sala, comedor, cocina, 3 baños y lavandería, además de 2 balcones. Todo esto con un elevador principal, uno de servicio y las escaleras.

Desde el comienzo de la investigación se propuso el acero como principal elemento estructural en la fabricación del edificio de departamentos, dada su gran capacidad de maniobra y adaptación en el lugar, además de que se puntualizó que sería el material óptimo de diseño. Algunos materiales secundarios serían el concreto, la tablaroca, el yeso, la madera, entre otros materiales que servirían para los elementos de construcción del edificio, todo esto con la finalidad de darle los acabados necesarios para la correcta terminación del mismo, por lo cual se tiene cumplido el objetivo número 2.

El acero es un material estructural que se debe estudiar a fondo sus características físicas, mecánicas y químicas, esto con la finalidad de obtener los resultados deseados en el empleo que se le requiera dar. En este caso se hará uso de él como un elemento estructural para todos los componentes como lo son vigas, columnas y en parte de la losa, como lo es la losa acero. Se estará trabajando con un acero estructural $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ en todos sus componentes como lo son vigas y columnas.

De acuerdo a los procedimientos establecidos por diversos medios y autores, además de contar con antecedentes en todo el mundo, es posible elaborar el proyecto del edificio de departamentos haciendo uso de un análisis y diseño estructural de todos los componentes estructurales como ha sido previsto, haciendo uso del acero como principal material estructural.

Tras realizar los procesos de análisis se encontró un diseño ideal para cumplir con las necesidades estructurales y arquitectónicas del proyecto, por lo

que se procedió a realizar los cálculos necesarios para llevar a cabo el proyecto y verificar que no presentara irregularidades a futuro. Debido a que los cálculos no son más que la propuesta de soluciones estructurales por parte del proyectista, se procedió a realizar el análisis de todos los elementos estructurales, de tal manera que arrojara resultados congruentes y lógicos para la elaboración de una edificación de las magnitudes que se propone. En el capítulo 5 se pueden observar todos los cálculos desarrollados para los componentes estructurales, proponiendo secciones de acero prefabricadas para lograr así la función a la que el elemento está predispuesto, cabe mencionar que se debió hacer uso de programas de cálculo y dibujo para realizar lo necesario para cumplir con los objetivos número 3 y 4, estos programas simplificaron de alguna forma el trabajo del proyectista, dado que la obtención de ciertos resultados hubiera llevado a cabo procesos de cálculo más complejos.

Los programas utilizados para el desarrollo de los cálculos son el SAP2000 en su versión 15, este programa con la finalidad de la obtención de los datos de las fuerzas que aquejan a los elementos estructurales. Otro programa es Microsoft Excel 2010, con el cual realizamos los cálculos de los elementos utilizando las fórmulas necesarias para desarrollar el problema en cada uno de los elementos, obteniendo así resultados concretos sobre cada uno de ellos. Por último el AutoCAD 2014 sirvió como herramienta de dibujo para todos los planos necesarios para el proyecto, para dibujar cada uno de los elementos estructurales, detalles arquitectónicos, entre otras cuestiones que fueron requeridas de un dibujo.

Al realizarse la presente investigación sobre el desarrollo surgieron algunas interrogantes que ponían en evidencia la capacidad de realización del proyecto dadas las condiciones actuales. Por ello se da una respuesta a todas las interrogantes exponiendo todos los resultados obtenidos. En cuanto a ¿Cuál es el análisis y diseño estructural requerido para construir un edificio de departamentos en la ciudad de Uruapan, Michoacán?

Se puede considerar que se requiere un análisis y un diseño basado en la lógica de las materias de cálculo estructural como lo son el análisis y el diseño mismos, tomando como punto de partida el definir un diseño arquitectónico del espacio y los materiales necesarios para la elaboración de un proyecto de tales dimensiones, una vez definidos estos puntos se realizan los cálculos correspondientes utilizando los materiales con los que se cuenta, analizando las características mecánicas de los mismos, esto con la finalidad de dar solución a cuales son los más aptos en base a su dimensionamiento y características físicas, con la finalidad de ensamblarlos y lograr un diseño óptimo que cumpla con los objetivos planteados.

Los materiales necesarios para llevar a cabo este proyecto, en su mayor extensión serían los elementos forjados con acero, teniendo la función estructural como principal propósito, el concreto es importante en una menor escala, sin embargo esencial para el desarrollo del proyecto, la mampostería como un elemento divisorio es importante mencionarse, entre otros elementos como cristalería, cableado y tuberías. Es de destacar que el proyecto sí se puede

realizar en acero, dadas las propiedades del mismo permite que su elaboración sea la más idónea.

Los cálculos más indispensables en el proyecto fueron los establecidos en el capítulo 5, donde se mostraron los procesos de diseño de los elementos estructurales necesarios para la elaboración del edificio de departamentos, con lo cual se da una respuesta real y lógica mediante el cálculo correspondiente de los mismos para una correcta ejecución del proyecto.

Se encontraron diversos hallazgos teóricos durante la realización de la presente tesis, antes que nada se encontró la cuestión de diseñar secciones en trabes y columnas de acuerdo a la carga a la que están sujetos los mismos, ayudándose de las propiedades mecánicas del acero, se propusieron secciones que se creían más idóneas para realizar las funciones estructurales a las que iba a ser sometido, por lo cual se propusieron vigas IPR de diferentes secciones para el sistema de vigas, y en cuanto a columnas respecta se encontró que la simplificación de los cálculos llevaría a utilizar secciones cuadradas en lugar de vigas IPR, por lo cual al investigador encontró que la sección cuadrada cumpliría de mejor manera la función específica y además el beneficio estético sería mayor para todos los niveles de la construcción. Otra cuestión digna de mencionar fue que el sistema losacero es una opción bastante funcional para este tipo de edificaciones, dado a que su cálculo no es complejo comparado con otro tipo de soluciones.

BIBLIOGRAFÍA

Bowles Joseph, E. (1989)

Diseño de acero estructural.

Ed. Limusa. México.

Hernández Sampieri, Roberto Cols. (2005)

Metodología de la investigación.

Ed. McGraw-Hill. México.

Kenneth M.,Leet, Chia-Ming,Uang. (2006)

Fundamentos de análisis estructural 2ª edición.

Ed. McGraw-Hill. México.

McCormack C. Jack. (1983)

Análisis estructural 3ª edición.

Ed. Harla. México.

Meli Piralla, Roberto. (2004)

Diseño estructural 2ª edición.

Ed. Limusa. México

Tamayo y Tamayo, Mario. (2000)

El proceso de la investigación científica.

Ed. Limusa. México.

Tavera Montiel, Fernando, Moreno González Jorge A. (1998)

Manual de diseño.

Ed. Casa de México. México.

Segui, William T. (2000)

Diseño de estructuras con LRFD.

Ed. International Thomson. México.

OTRAS FUENTES DE INFORMACIÓN

<http://www.arquitecturaenacero.org/soluciones-constructivas/41-uniones-y-conexiones>

Edgardo Solano Lartigu. (2014)

Tipos de rocas existentes en el estado.

<http://www.wikimexico.com/wps/portal/wm/wikimexico/atlas/michoacan/geografia/tipos-de-rocas->

[existentes/!ut/p/a1/rVJBbslwEHxLDzk6NkmApDeKVERbKBjIkFyqxXEc09gOtgu0r6_DqaqKEFJ98q5mxrOzXgXe4ELBQXBwQitouroYvEUZSals6U0nz4shmT5MVuPFfEle5328xgUuqHKtq3F-FO9CspOgOiA_7-](http://www.wikimexico.com/wps/portal/wm/wikimexico/atlas/michoacan/geografia/tipos-de-rocas-existent/!ut/p/a1/rVJBbslwEHxLDzk6NkmApDeKVERbKBjIkFyqxXEc09gOtgu0r6_DqaqKEFJ98q5mxrOzXgXe4ELBQXBwQitouroYvEUZSals6U0nz4shmT5MVuPFfEle5328xgUuqHKtq3F-FO9CspOgOiA_7-)

[AasAGRgtYaKKiAcKa5gUpAQJxotUUIQOZTsMhTrGPKMdspt8BZyazg6lxRUeKcRjRLSTxA2TCJUVKWMQlgEUoywpltq0qagTeee-PkwhmRa3Plnj-8CHiM8PJGQ1cEezcLPI0bwUcQmdl4xrsYXY2EqjTeXI7b48Vuvy9GfqHad04Ob_55o94zb_T2_LHykdrGqTdnWMUMM-GH8e3audbeB8Q_dzyGXGvesJBqGcpTQP5i1dp2Pn-DcStluqte-u3ha1XJderSz7jhd3ffBzer9A!!/dI5/d5/L2dBISEvZ0FBIS9nQSEh/](http://www.wikimexico.com/wps/portal/wm/wikimexico/atlas/michoacan/geografia/tipos-de-rocas-existent/!ut/p/a1/rVJBbslwEHxLDzk6NkmApDeKVERbKBjIkFyqxXEc09gOtgu0r6_DqaqKEFJ98q5mxrOzXgXe4ELBQXBwQitouroYvEUZSals6U0nz4shmT5MVuPFfEle5328xgUuqHKtq3F-FO9CspOgOiA_7-AasAGRgtYaKKiAcKa5gUpAQJxotUUIQOZTsMhTrGPKMdspt8BZyazg6lxRUeKcRjRLSTxA2TCJUVKWMQlgEUoywpltq0qagTeee-PkwhmRa3Plnj-8CHiM8PJGQ1cEezcLPI0bwUcQmdl4xrsYXY2EqjTeXI7b48Vuvy9GfqHad04Ob_55o94zb_T2_LHykdrGqTdnWMUMM-GH8e3audbeB8Q_dzyGXGvesJBqGcpTQP5i1dp2Pn-DcStluqte-u3ha1XJderSz7jhd3ffBzer9A!!/dI5/d5/L2dBISEvZ0FBIS9nQSEh/)

www.arco cubiertas y laminas.com

IMÁGENES DE MACRO Y MICROLOCALIZACIÓN DE URUAPAN

<https://maps.google.com.mx>

ANEXOS

para elementos PRINCIPALES $KL/r \leq 200$
 para elementos SECUNDARIOS $KL/r \leq 250$

Esfuerzos Permisibles.

a) Miembros cuyos elementos planos satisfacen las relaciones b/t indicadas en A_1, B_1, A_2, B_2 , de la tabla 322-1

$$(324-1) \quad F_a = \frac{12 \pi^2 E}{23 (KL/r)^2}, \text{ para } KL/r \geq (KL/r)_c$$

en donde $(KL/r)_c = \frac{6340}{\sqrt{f_y}}$

$$(324-2) \quad F_a = \frac{12}{23} \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)_c^2} \right] f_y, \text{ para } KL/r \leq (KL/r)_c$$

b) Miembros cuyos elementos planos tengan relaciones b mayores que las prescritas en A_1, B_1, A_2, B_2 , de la tabla 322-1. - - (Casos C_1, D_1 , y C_2)

$$(324-3) \quad F_a = \frac{12 \pi^2 E}{23 (KL/r)^2}, \text{ para } KL/r \geq (KL/r)_c^*$$

$$(324-4) \quad F_a = \frac{12}{23} Q_s Q_a \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)_c^*{}^2} \right] f_y, \text{ para } KL/r \leq (KL/r)_c^*$$

en donde: $(KL/r)_c^* = \frac{6340}{\sqrt{Q_s Q_a f_y}}$

Q_s se tomará igual a 1, en elementos ATIESADOS

Q_a es el cociente del área efectiva de la sección entre su área total y, el área efectiva, es igual a la total menos la suma de los $(b-b_e)t$ de la sección; la suma comprende todos los elementos planos ATIESADOS; Q_a se tomará igual a 1 en elementos NO ATIESADOS.

Fórmulas de esfuerzos permisibles para el cálculo de las columnas del edificio de departamentos.

Fuente: Manual de diseño, Tavera y Moreno (1998).

RELACIONES $(\frac{b}{t})$ Y ESFUERZOS PERMISIBLES A COMPRESION EN ELEMENTOS SUJETOS A COMPRESION AXIAL, FLEXION O FLEXIOMPRESION EN SECCIONES QUE NO CUMPLAN CON ART. 325 PERO QUE TIENEN SUJECION LATERAL.

TABLA 322-I

CASO	DESCRIPCION DEL ELEMENTO	LIMITACIONES DE $(\frac{b}{t})$	ESFUERZOS PERMISIBLES	FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA = Q_s Y ANCHO EFECTIVO = b_e
ELEMENTOS NO ATISADOS	A ₁	Elementos formados por un ángulo o por 2 ángulos con separadores	F_a según ecuaciones 324-1 y 324-2	
	B ₁	Elementos formados por 2 ángulos unidos. Ángulos o placas que sobresalgan de traveses, columnas u otros miembros. Patines comprimidos de vigas y alfileres de traveses armados.	$F_b = 0.6 f_y$	
	C ₁	Elementos formados por ángulos aislados o ángulos con separadores.	F_a según ecuaciones 324-3 y 324-4	$Q_s = 1.34 - 0.00053(\frac{b}{t})\sqrt{f_y}$
				$Q_s = 1090000 / \left[f_y (\frac{b}{t})^2 \right]$
D ₁	Elementos formados por ángulos o placas que sobresalen de columnas y otros miembros comprimidos, así como patines en compresión de traveses.	F_a según ecuaciones 324-3 y 324-4	$Q_s = 1.41 - 0.00052 (\frac{b}{t})\sqrt{f_y}$	
			$Q_s = 1400000 / \left[f_y (\frac{b}{t})^2 \right]$	
ELEMENTOS PLANOS ATISADOS	A ₂	Patines de secciones cuadradas o rectangulares huecas de espesor uniforme.	F_a según ecuaciones 324-1 y 324-2	
	B ₂	Cualquier otro elemento plano comprimido en toda su sección.	$F_b = 0.6 f_y$	
	C ₂	Patines de secciones cuadradas o rectangulares huecas de espesor uniforme.	f_a según ecuaciones 324-3 y 324-4	$b_a = \frac{2720 t}{\sqrt{f_y}} \left[1 - \frac{540}{\frac{b}{t}\sqrt{f_y}} \right] \leq b$
		Cualquier otro elemento plano comprimido en toda su sección.	$F_b = 0.5 f_y$	$b_e = \frac{2720 t}{\sqrt{f_b}} \left[1 - \frac{480}{\frac{b}{t}\sqrt{f_b}} \right] \leq b$

Fórmulas de esfuerzos permisibles para el cálculo de columnas.

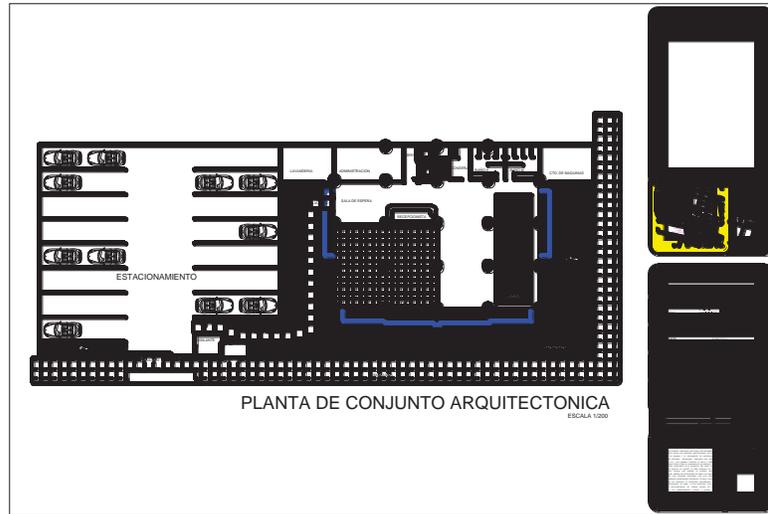
Fuente: Manual de diseño, Tavera y Moreno (1998).

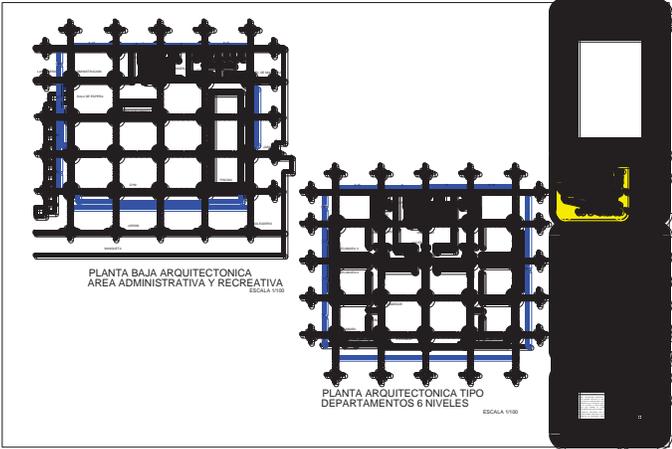
TABLA 347-1

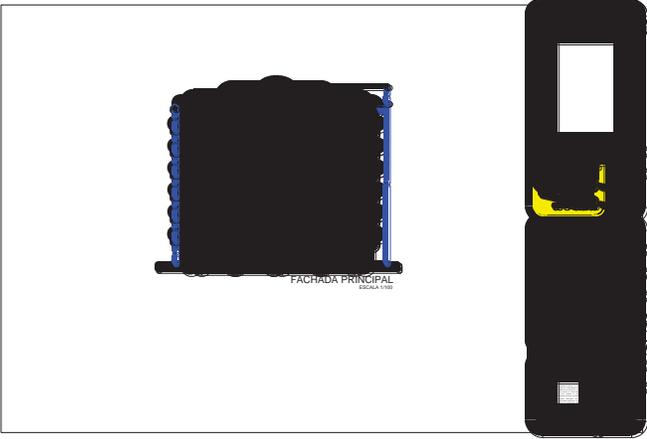
TIPO DE SOLDADURA **	RESISTENCIA NOMINAL
Soldaduras de penetración completa, sometidas a cualquier tipo de solicitaciones.	La misma que el metal base.
Soldaduras de penetración incompleta: a) Sometidas a compresión normal a la garganta efectiva ó a tensión o compresión paralelas a su eje. b) Sometidas a cortante, independiente de la dirección de la carga, o tensión normal a su eje.	La misma que el metal base* La misma que en soldadura de filetes.
Soldadura de tapón o ranura, sometidas a esfuerzo cortante en el plano de su área efectiva.	La misma que en soldadura de filetes.
Soldaduras de filete: a) Sometidas a tensión o compresión paralelas a su eje. b) Sometidas a cortante en la garganta efectiva, independientemente de la dirección de aplicación de la carga. * Siempre que el electrodo utilizado sea de un tipo adecuado al metal base que se esté soldando. ** En general se usará el tipo de electrodo cuyo límite de fluencia y ruptura sean mayores que los del metal base.	La misma que el metal base 1260 kg/cm ² para electrodos E - 60 xx ó equivalentes si se usa soldadura de arco sumergido, utilizados en metal base D.G.N. E-38-1968, D.G.N. E-254-1968. 1260 kg/cm ² para electrodos E - 70 xx ó equivalentes si se usa soldadura de arco sumergido, utilizados en metal base D.G.N. E-38-1968, D.G.N. E-99 1972. 1470 kg/cm ² para electrodos E - 70 xx ó equivalentes si se usa soldadura de arco sumergido, utilizados en metal base D.G.N. E-254-1968

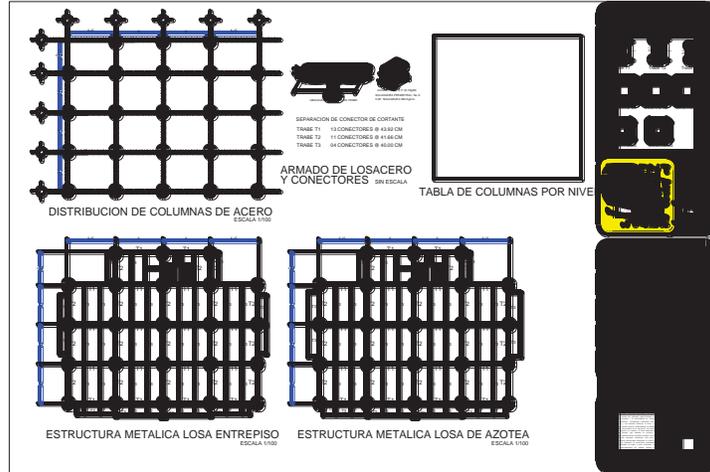
Tabla de relaciones de soldadura y resistencia de acuerdo a su tipo

Fuente: Manual de diseño, Tavera y Moreno (1998).









Desde el comienzo de la investigación se propuso el acero como principal elemento estructural en la fabricación del edificio de departamentos, dada su gran capacidad de maniobra y adaptación en el lugar, además de que se puntualizó que sería el material óptimo de diseño. Algunos materiales secundarios serían el concreto, la tablaroca, el yeso, la madera, entre otros materiales que servirían para los elementos de construcción del edificio, todo esto con la finalidad de darle los acabados necesarios para la correcta terminación del mismo, por lo cual se tiene cumplido el objetivo número 2.

El acero es un material estructural que se debe estudiar a fondo sus características físicas, mecánicas y químicas, esto con la finalidad de obtener los resultados deseados en el empleo que se le requiera dar. En este caso se hará uso de él como un elemento estructural para todos los componentes como lo son vigas, columnas y en parte de la losa, como lo es la losacero. Se estará trabajando con un acero estructural $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ en todos sus componentes como lo son vigas y columnas.

De acuerdo a los procedimientos establecidos por diversos medios y autores, además de contar con antecedentes en todo el mundo, es posible elaborar el proyecto del edificio de departamentos haciendo uso de un análisis y diseño estructural de todos los componentes estructurales como ha sido previsto, haciendo uso del acero como principal material estructural.

Tras realizar los procesos de análisis se encontró un diseño ideal para cumplir con las necesidades estructurales y arquitectónicas del proyecto, por lo

que se procedió a realizar los cálculos necesarios para llevar a cabo el proyecto y verificar que no presentara irregularidades a futuro. Debido a que los cálculos no son más que la propuesta de soluciones estructurales por parte del proyectista, se procedió a realizar el análisis de todos los elementos estructurales, de tal manera que arrojara resultados congruentes y lógicos para la elaboración de una edificación de las magnitudes que se propone. En el capítulo 5 se pueden observar todos los cálculos desarrollados para los componentes estructurales, proponiendo secciones de acero prefabricadas para lograr así la función a la que el elemento está predispuesto, cabe mencionar que se debió hacer uso de programas de cálculo y dibujo para realizar lo necesario para cumplir con los objetivos número 3 y 4, estos programas simplificaron de alguna forma el trabajo del proyectista, dado que la obtención de ciertos resultados hubiera llevado a cabo procesos de cálculo más complejos.

Los programas utilizados para el desarrollo de los cálculos son el SAP2000 en su versión 15, este programa con la finalidad de la obtención de los datos de las fuerzas que aquejan a los elementos estructurales. Otro programa es Microsoft Excel 2010, con el cual realizamos los cálculos de los elementos utilizando las fórmulas necesarias para desarrollar el problema en cada uno de los elementos, obteniendo así resultados concretos sobre cada uno de ellos. Por último el AutoCAD 2014 sirvió como herramienta de dibujo para todos los planos necesarios para el proyecto, para dibujar cada uno de los elementos estructurales, detalles arquitectónicos, entre otras cuestiones que fueron requeridas de un dibujo.

Al realizarse la presente investigación sobre el desarrollo surgieron algunas interrogantes que ponían en evidencia la capacidad de realización del proyecto dadas las condiciones actuales. Por ello se da una respuesta a todas las interrogantes exponiendo todos los resultados obtenidos. En cuanto a ¿Cuál es el análisis y diseño estructural requerido para construir un edificio de departamentos en la ciudad de Uruapan, Michoacán?

Se puede considerar que se requiere un análisis y un diseño basado en la lógica de las materias de cálculo estructural como lo son el análisis y el diseño mismos, tomando como punto de partida el definir un diseño arquitectónico del espacio y los materiales necesarios para la elaboración de un proyecto de tales dimensiones, una vez definidos estos puntos se realizan los cálculos correspondientes utilizando los materiales con los que se cuenta, analizando las características mecánicas de los mismos, esto con la finalidad de dar solución a cuales son los más aptos en base a su dimensionamiento y características físicas, con la finalidad de ensamblarlos y lograr un diseño óptimo que cumpla con los objetivos planteados.

Los materiales necesarios para llevar a cabo este proyecto, en su mayor extensión serían los elementos forjados con acero, teniendo la función estructural como principal propósito, el concreto es importante en una menor escala, sin embargo esencial para el desarrollo del proyecto, la mampostería como un elemento divisorio es importante mencionarse, entre otros elementos como cristalería, cableado y tuberías. Es de destacar que el proyecto sí se puede

realizar en acero, dadas las propiedades del mismo permite que su elaboración sea la más idónea.

Los cálculos más indispensables en el proyecto fueron los establecidos en el capítulo 5, donde se mostraron los procesos de diseño de los elementos estructurales necesarios para la elaboración del edificio de departamentos, con lo cual se da una respuesta real y lógica mediante el cálculo correspondiente de los mismos para una correcta ejecución del proyecto.

Se encontraron diversos hallazgos teóricos durante la realización de la presente tesis, antes que nada se encontró la cuestión de diseñar secciones en trabes y columnas de acuerdo a la carga a la que están sujetos los mismos, ayudándose de las propiedades mecánicas del acero, se propusieron secciones que se creían más idóneas para realizar las funciones estructurales a las que iba a ser sometido, por lo cual se propusieron vigas IPR de diferentes secciones para el sistema de vigas, y en cuanto a columnas respecta se encontró que la simplificación de los cálculos llevaría a utilizar secciones cuadradas en lugar de vigas IPR, por lo cual al investigador encontró que la sección cuadrada cumpliría de mejor manera la función específica y además el beneficio estético sería mayor para todos los niveles de la construcción. Otra cuestión digna de mencionar fue que el sistema losacero es una opción bastante funcional para este tipo de edificaciones, dado a que su cálculo no es complejo comparado con otro tipo de soluciones.

BIBLIOGRAFÍA

Bowles Joseph, E. (1989)

Diseño de acero estructural.

Ed. Limusa. México.

Hernández Sampieri, Roberto Cols. (2005)

Metodología de la investigación.

Ed. McGraw-Hill. México.

Kenneth M.,Leet, Chia-Ming,Uang. (2006)

Fundamentos de análisis estructural 2ª edición.

Ed. McGraw-Hill. México.

McCormack C. Jack. (1983)

Análisis estructural 3ª edición.

Ed. Harla. México.

Meli Piralla, Roberto. (2004)

Diseño estructural 2ª edición.

Ed. Limusa. México

Tamayo y Tamayo, Mario. (2000)

El proceso de la investigación científica.

Ed. Limusa. México.

Tavera Montiel, Fernando, Moreno González Jorge A. (1998)

Manual de diseño.

Ed. Casa de México. México.

Segui, William T. (2000)

Diseño de estructuras con LRFD.

Ed. International Thomson. México.

OTRAS FUENTES DE INFORMACIÓN

<http://www.arquitecturaenacero.org/soluciones-constructivas/41-uniones-y-conexiones>

Edgardo Solano Lartigu. (2014)

Tipos de rocas existentes en el estado.

<http://www.wikimexico.com/wps/portal/wm/wikimexico/atlas/michoacan/geografia/tipos-de-rocas->

[existentes/!ut/p/a1/rVJBbslwEHxLDzk6NkmApDeKVERbKBjIkFyqxXEc09gOtgu0r6_DqaqKEFJ98q5mxrOzXgXe4ELBQXBwQitouroYvEUZSals6U0nz4shMT5MVuPFfEle5328xgUuqHKtq3F-FO9CspOgOiA_7-](http://www.wikimexico.com/wps/portal/wm/wikimexico/atlas/michoacan/geografia/tipos-de-rocas-existentes/!ut/p/a1/rVJBbslwEHxLDzk6NkmApDeKVERbKBjIkFyqxXEc09gOtgu0r6_DqaqKEFJ98q5mxrOzXgXe4ELBQXBwQitouroYvEUZSals6U0nz4shMT5MVuPFfEle5328xgUuqHKtq3F-FO9CspOgOiA_7-)

[AasAGRgtYaKKiAcKa5gUpAQJxotUUIQOZTsMhTrGPKMdspt8BZyazg6lxRUeKcRjRLSTxA2TCJUVKWMQlgEUoywpltq0qagTeee-PkwhmRa3Plnj-8CHiM8PJGQ1cEezcLPI0bwUcQmdl4xrsYXY2EqjTeXI7b48Vuvy9GfqHad04Ob_55o94zb_T2_LHykdrGqTdnWMUMM-GH8e3audbeB8Q_dzyGXGvesJBqGcpTQP5i1dp2Pn-DcStluqte-u3ha1XJderSz7jhd3ffBzer9A!/dI5/d5/L2dBISevZ0FBIS9nQSEh/](http://www.wikimexico.com/wps/portal/wm/wikimexico/atlas/michoacan/geografia/tipos-de-rocas-existentes/!ut/p/a1/rVJBbslwEHxLDzk6NkmApDeKVERbKBjIkFyqxXEc09gOtgu0r6_DqaqKEFJ98q5mxrOzXgXe4ELBQXBwQitouroYvEUZSals6U0nz4shMT5MVuPFfEle5328xgUuqHKtq3F-FO9CspOgOiA_7-AasAGRgtYaKKiAcKa5gUpAQJxotUUIQOZTsMhTrGPKMdspt8BZyazg6lxRUeKcRjRLSTxA2TCJUVKWMQlgEUoywpltq0qagTeee-PkwhmRa3Plnj-8CHiM8PJGQ1cEezcLPI0bwUcQmdl4xrsYXY2EqjTeXI7b48Vuvy9GfqHad04Ob_55o94zb_T2_LHykdrGqTdnWMUMM-GH8e3audbeB8Q_dzyGXGvesJBqGcpTQP5i1dp2Pn-DcStluqte-u3ha1XJderSz7jhd3ffBzer9A!/dI5/d5/L2dBISevZ0FBIS9nQSEh/)

www.arco cubiertas y laminas.com

IMÁGENES DE MACRO Y MICROLOCALIZACIÓN DE URUAPAN

<https://maps.google.com.mx>

ANEXOS

para elementos PRINCIPALES $KL/r \leq 200$
 para elementos SECUNDARIOS $KL/r \leq 250$

Esfuerzos Permisibles.

a) Miembros cuyos elementos planos satisfacen las relaciones b/t indicadas en A_1, B_1, A_2, B_2 , de la tabla 322-1

$$(324-1) \quad F_a = \frac{12 \pi^2 E}{23 (KL/r)^2}, \text{ para } KL/r \geq (KL/r)_c$$

en donde $(KL/r)_c = \frac{6340}{\sqrt{f_y}}$

$$(324-2) \quad F_a = \frac{12}{23} \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)_c^2} \right] f_y, \text{ para } KL/r \leq (KL/r)_c$$

b) Miembros cuyos elementos planos tengan relaciones b mayores que las prescritas en A_1, B_1, A_2, B_2 , de la tabla 322-1. - - (Casos C_1, D_1 , y C_2)

$$(324-3) \quad F_a = \frac{12 \pi^2 E}{23 (KL/r)^2}, \text{ para } KL/r \geq (KL/r)_c^*$$

$$(324-4) \quad F_a = \frac{12}{23} Q_s Q_a \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)_c^*{}^2} \right] f_y, \text{ para } KL/r \leq (KL/r)_c^*$$

en donde: $(KL/r)_c^* = \frac{6340}{\sqrt{Q_s Q_a f_y}}$

Q_s se tomará igual a 1, en elementos ATIESADOS

Q_a es el cociente del área efectiva de la sección entre su área total y, el área efectiva, es igual a la total menos la suma de los $(b-be)t$ de la sección; la suma comprende todos los elementos planos ATIESADOS; Q_a se tomará igual a 1 en elementos NO ATIESADOS.

Fórmulas de esfuerzos permisibles para el cálculo de las columnas del edificio de departamentos.

Fuente: Manual de diseño, Tavera y Moreno (1998).

RELACIONES $\left(\frac{b}{t}\right)$ Y ESFUERZOS PERMISIBLES A COMPRESION EN ELEMENTOS SUJETOS A COMPRESION AXIAL, FLEXION O FLEXIOPRESION EN SECCIONES QUE NO CUMPLAN CON ART. 325 PERO QUE TIENEN SUJECION LATERAL.

TABLA 322-I

CASO	DESCRIPCION DEL ELEMENTO	LIMITACIONES DE $\left(\frac{b}{t}\right)$	ESFUERZOS PERMISIBLES	FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA = Q_0 Y ANCHO EFECTIVO = b_0	
ELEMENTOS PLANOS NO ATISADOS	A ₁	Elementos formados por un ángulo o por 2 ángulos con separadores	$\frac{b}{t} \leq \frac{640}{\sqrt{f_y}}$	F_a según ecuaciones 324-1 y 324-2	
	B ₁	Elementos formados por 2 ángulos unidos. Ángulos o placas que sobresalgan de traveses, columnas u otros miembros. Patines comprimidos de vigas y atesadores de traveses armados.	$\frac{b}{t} \leq \frac{800}{\sqrt{f_y}}$	$F_b = 0.6 f_y$	
	C ₁	Elementos formados por ángulos aislados o ángulos con separadores.	$\frac{640}{\sqrt{f_y}} < \frac{b}{t} < \frac{1300}{\sqrt{f_y}}$	F_a según ecuaciones 324-3 y 324-4	$Q_s = 1.34 - 0.00053 \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{f_y}$
			$\frac{b}{t} > \frac{1300}{\sqrt{f_y}}$		$Q_s = 1090000 / \left[f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2 \right]$
D ₁	Elementos formados por ángulos o placas que sobresalen de columnas y otros miembros comprimidos, así como patines en compresión de traveses.	$\frac{800}{\sqrt{f_y}} < \frac{b}{t} < \frac{1470}{\sqrt{f_y}}$	F_a según ecuaciones 324-3 y 324-4	$Q_s = 1.41 - 0.00052 \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{f_y}$	
		$\frac{b}{t} > \frac{1470}{\sqrt{f_y}}$		$Q_s = 1400000 / \left[f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2 \right]$	
ELEMENTOS PLANOS ATISADOS	A ₂	Patines de secciones cuadradas o rectangulares huecas de espesor uniforme.	$\frac{b}{t} \leq \frac{2000}{\sqrt{f_y}}$	F_a según ecuaciones 324-1 y 324-2	
	B ₂	Cualquier otro elemento plano comprimido en toda su sección.	$\frac{b}{t} \leq \frac{2100}{\sqrt{f_y}}$	$F_b = 0.6 f_y$	
	C ₂	Patines de secciones cuadradas o rectangulares huecas de espesor uniforme.	$\frac{b}{t} > \frac{2000}{\sqrt{f_y}}$	f_a según ecuaciones 324-3 y 324-4	$b_a = \frac{2720 t}{\sqrt{f_y}} \left[1 - \frac{540}{\frac{b}{t} \sqrt{f_y}} \right] \leq b$
			$\frac{b}{t} > \frac{2100}{\sqrt{f_y}}$		$b_b = \frac{2720 t}{\sqrt{f_b}} \left[1 - \frac{480}{\frac{b}{t} \sqrt{f_b}} \right] \leq b$

Fórmulas de esfuerzos permisibles para el cálculo de columnas.

Fuente: Manual de diseño, Tavera y Moreno (1998).

TABLA 347-1

TIPO DE SOLDADURA **	RESISTENCIA NOMINAL
Soldaduras de penetración completa, sometidas a cualquier tipo de sollicitaciones.	La misma que el metal base.
Soldaduras de penetración incompleta: a) Sometidas a compresión normal a la garganta efectiva ó a tensión o compresión paralelas a su eje. b) Sometidas a cortante, independiente de la dirección de la carga, o tensión normal a su eje.	La misma que el metal base* La misma que en soldadura de filetes.
Soldadura de tapón o ranura, sometidas a esfuerzo cortante en el plano de su área efectiva.	La misma que en soldadura de filetes.
Soldaduras de filete: a) Sometidas a tensión o compresión paralelas a su eje. b) Sometidas a cortante en la garganta efectiva, independientemente de la dirección de aplicación de la carga. * Siempre que el electrodo utilizado sea de un tipo adecuado al metal base que se esté soldando. ** En general se usará el tipo de electrodo cuyo límite de fluencia y ruptura sean mayores que los del metal base.	La misma que el metal base 1260 kg/cm ² para electrodos E - 60 xx ó equivalentes si se usa soldadura de arco sumergido, utilizados en metal base D.G.N. E-38-1968, D.G.N. E-254-1968. 1260 kg/cm ² para electrodos E - 70 xx ó equivalentes si se usa soldadura de arco sumergido, utilizados en metal base D.G.N. E-38-1968, D.G.N. E-99 1972. 1470 kg/cm ² para electrodos E - 70 xx ó equivalentes si se usa soldadura de arco sumergido, utilizados en metal base D.G.N. E-254-1968

Tabla de relaciones de soldadura y resistencia de acuerdo a su tipo

Fuente: Manual de diseño, Tavera y Moreno (1998).

